

SOCIEDAD ESPAÑOLA DE
MECANICA DEL SUELO
E INGENIERIA GEOTECNICA

Jornadas sobre
OBRAS DE INTERÉS GEOTÉCNICO
EJECUTADAS POR LOS
CONSTRUCTORES ESPAÑOLES
Ciclo: EMPRESAS CONSTRUCTORAS

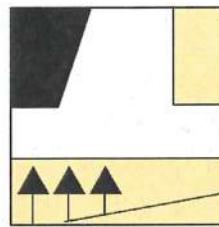
38^a SESIÓN

2 DICIEMBRE DE 2009

Con la colaboración del
COLEGIO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS



OHL



SOCIEDAD ESPAÑOLA DE
MECANICA DEL SUELO
E INGENIERIA GEOTECNICA

Jornadas sobre
**OBRAS DE INTERÉS GEOTÉCNICO EJECUTADAS POR LOS
CONSTRUCTORES ESPAÑOLES**
Ciclo: EMPRESAS CONSTRUCTORAS

38^a SESIÓN
2 DICIEMBRE DE 2009

Con la colaboración del
COLEGIO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

ÍNDICE

- **Cimentación de dos viaductos en el lago de Texcoco. México.**
Ángel Muelas Rodríguez
- **Cimentación y muros del Nuevo Hospital de Burgos.**
José Ramón Bombín Saiz
- **Prolongación de la Línea 2 del FMB. Pep Ventura- Badalona Centro.**
Juan José Díaz López



Jornadas sobre
**OBRAS DE INTERES GEOTÉCNICO EJECUTADAS
POR LOS CONSTRUCTORES ESPAÑOLES**

Ciclo: Empresas Constructoras

38^a Sesión



**CIMENTACIÓN DE DOS VIADUCTOS EN EL LAGO DE
TEXCOCO (MEXICO)**



Angel Muelas Rodríguez
Departamento de Geotecnia
2 de diciembre de 2009

ÍNDICE

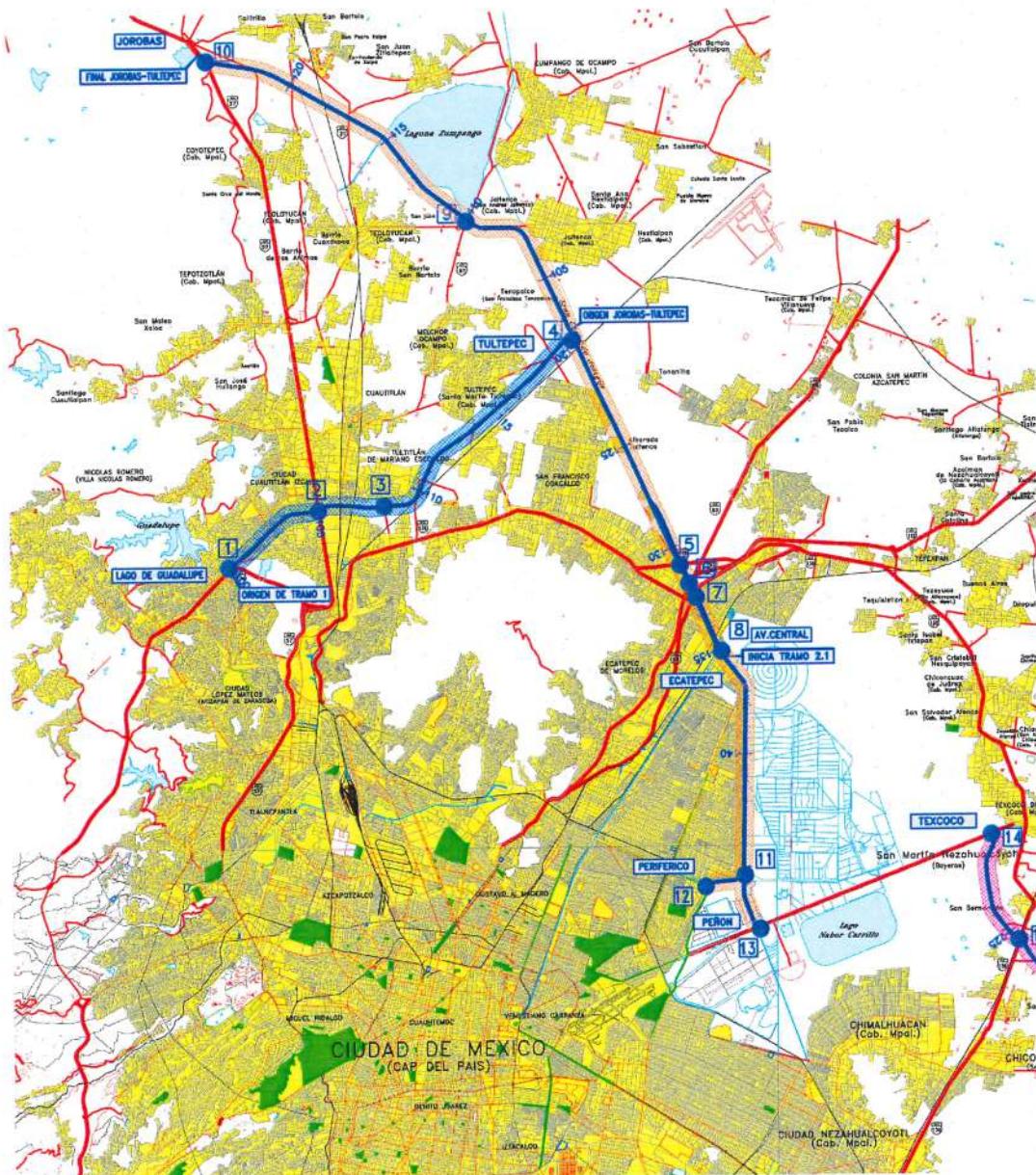
1. DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA.....	3
2. GEOLOGIA GENERAL	6
2.1. GEOLOGÍA GENERAL DEL VALLE DE MÉXICO	6
2.2. ESTRATIGRAFÍA DE LA ZONA DEL LAGO DE TEXCOCO.....	11
3. DESCRIPCION GEOTECNICA DE LA ZONA DE UBICACIÓN DE LOS VIADUCTOS	14
4. DISEÑO DE LA CIMENTACION.....	25
4.1. ESTADO LÍMITE DE FALLA.....	31
4.2. ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	35
4.3. DISEÑO SÍSMICO	39
5. PRUEBA DE CARGA DE LA CIMENTACION.....	44
5.1. OBJETO DE LA PRUEBA	44
5.2. CONFIGURACIÓN DEL ENSAYO	44
5.3. EJECUCIÓN DEL ENSAYO	50
5.4. RESULTADOS.....	51
6. CONCLUSIONES.....	54
7. AGRADECIMIENTOS	54

1. DESCRIPCION GENERAL DE LA OBRA

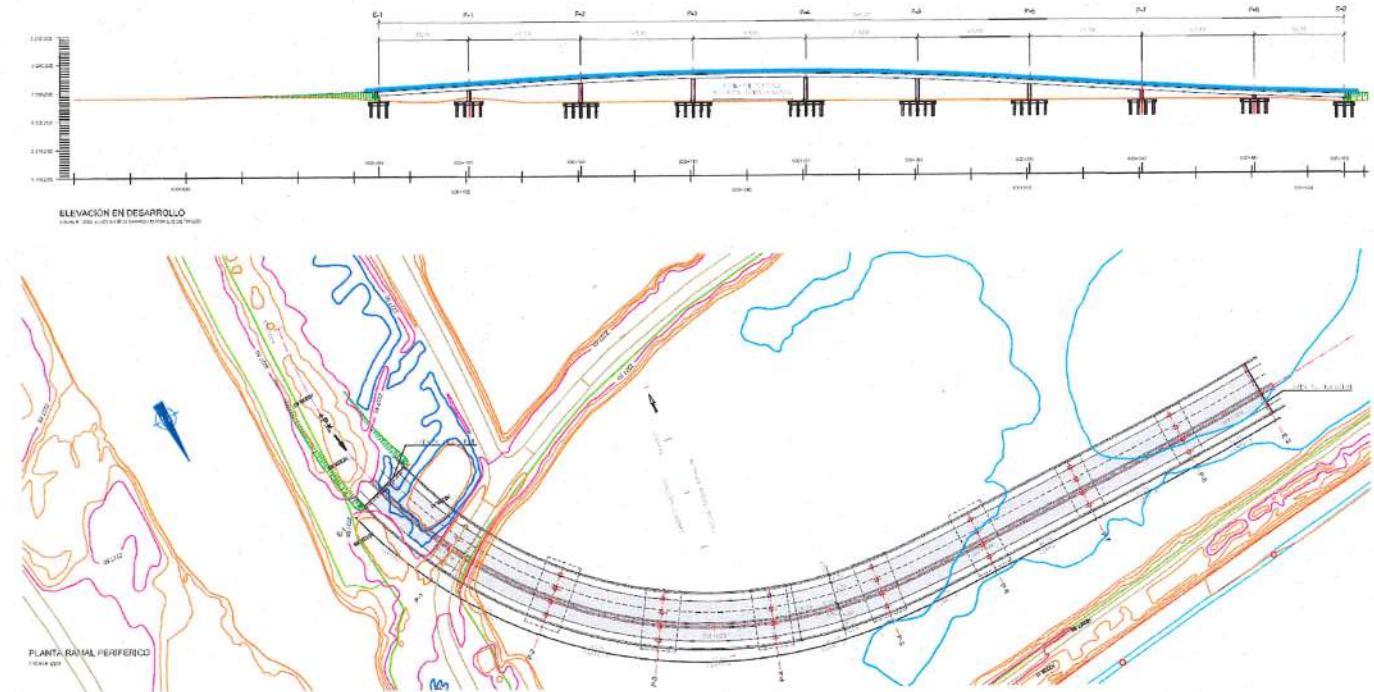
La empresa OHL está realizando las obras del proyecto constructivo del “SISTEMA CARRETERO DEL ORIENTE DEL ESTADO DE MÉXICO” para la Secretaría de Comunicaciones del Gobierno del Estado de México, con la participación del Sistema de Autopistas, Aeropuertos, Servicios Conexos y Auxiliares del Estado de México, “EL SAASCAEM”.

Dentro de este sistema carretero, se han finalizado las obras del tramo de Autopista de Jorobas – Tultepec – Avda. Central – Autopista Peñón Texcoco (ver plano adjunto), perteneciente al Circuito Exterior Mexiquense.

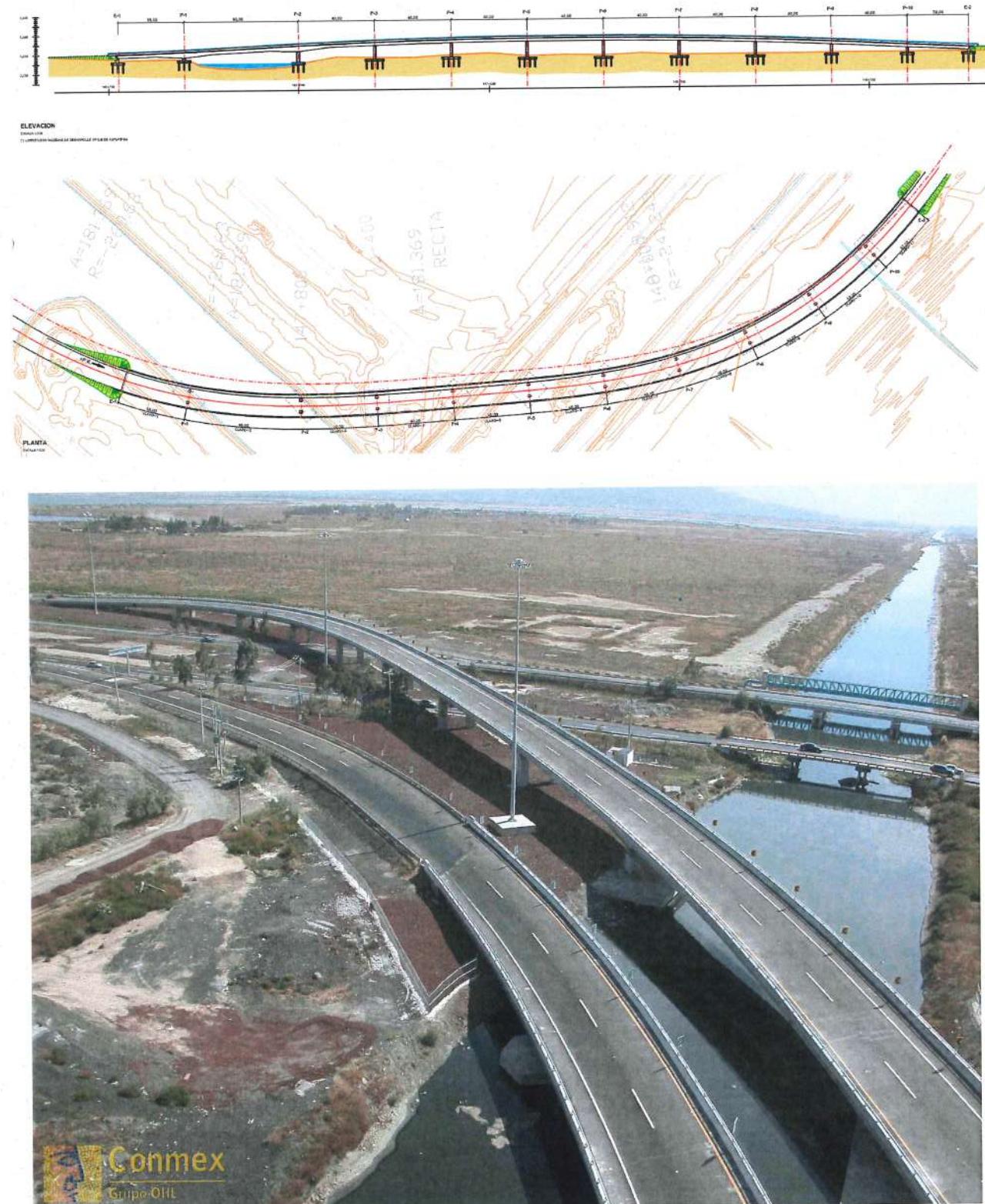
Los dos viaductos objeto del presente artículo se ubican en la zona Federal del Lago de Texcoco situado en la zona Este de México D.F.



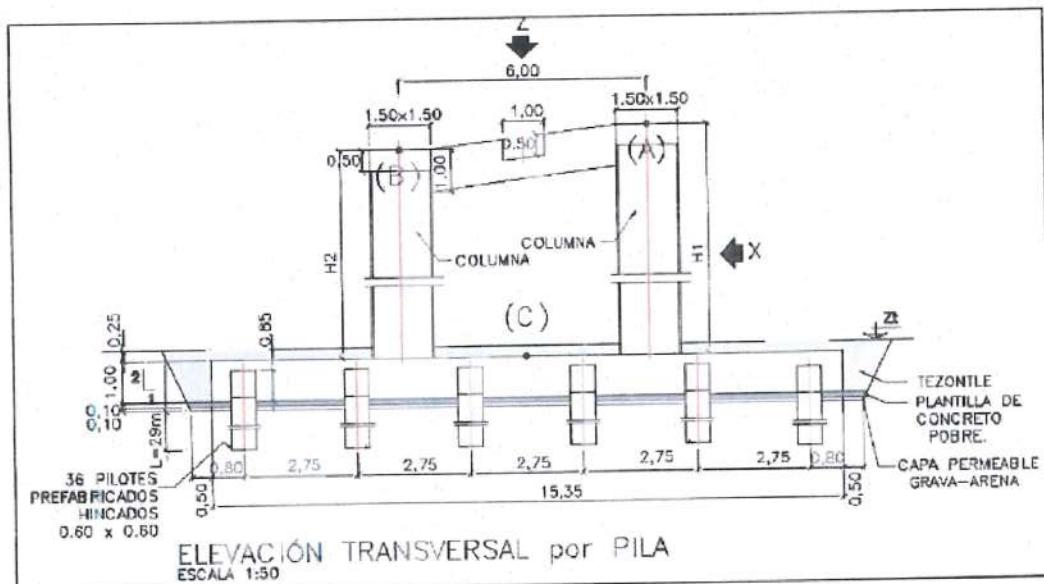
El primero de ellos, denominado Viaducto del Ramal al Periférico, es de 344 metros de longitud, con 9 vanos de luces 32 m., 7 x 40 m, y 32 m. La estructura es de ancho constante (20,20 m), resuelta con tableros mixtos de 4 vigas armadas de 1,40 m. de canto y losa de 0,30 m. La planta es curva, con radio de 163 m. en los primeros 5 vanos, que pasa a 916 m. en los últimos.



La otra estructura, denominada Viaducto Peñón-Texcoco, es de 447 metros de longitud, con 11 vanos de luces 35 m., 60 m., 8 x 40 m., y 32 m. y anchura igual a 12,26 m. El tablero es mixto con 2 vigas armadas de 1,40 m. de canto, análogas a las del viaducto anterior, excepto en el vano de 60 metros, donde se dispone una zona de canto variable en pila hasta 2,70 m. El trazado en planta es variable con dos curvas alternas de radios en torno a 250 m.



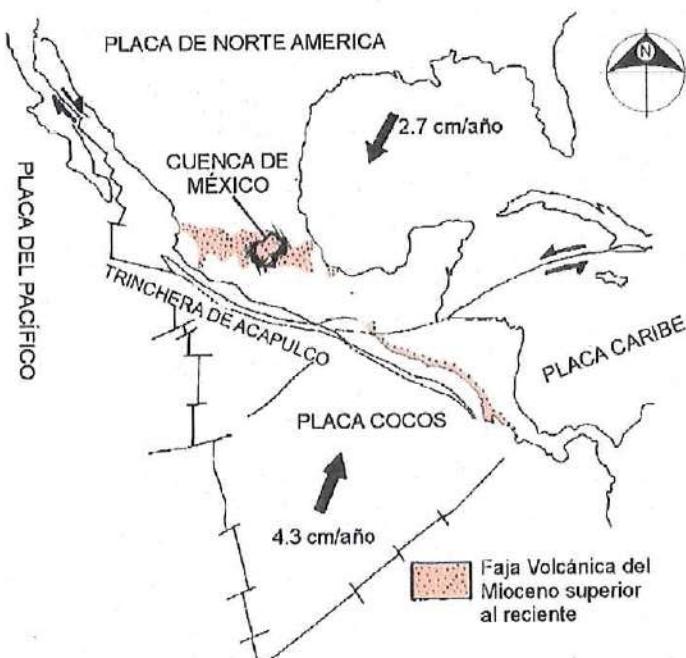
En estos viaductos todas las pilas consisten en dos fustes cuadrados (1,20 m. de lado en el Viaducto del Ramal al Periférico y 1,40 en el de Peñón-Texcoco), unidos transversalmente mediante un dintel en cabeza de sección cuadrada de 1m x1m.



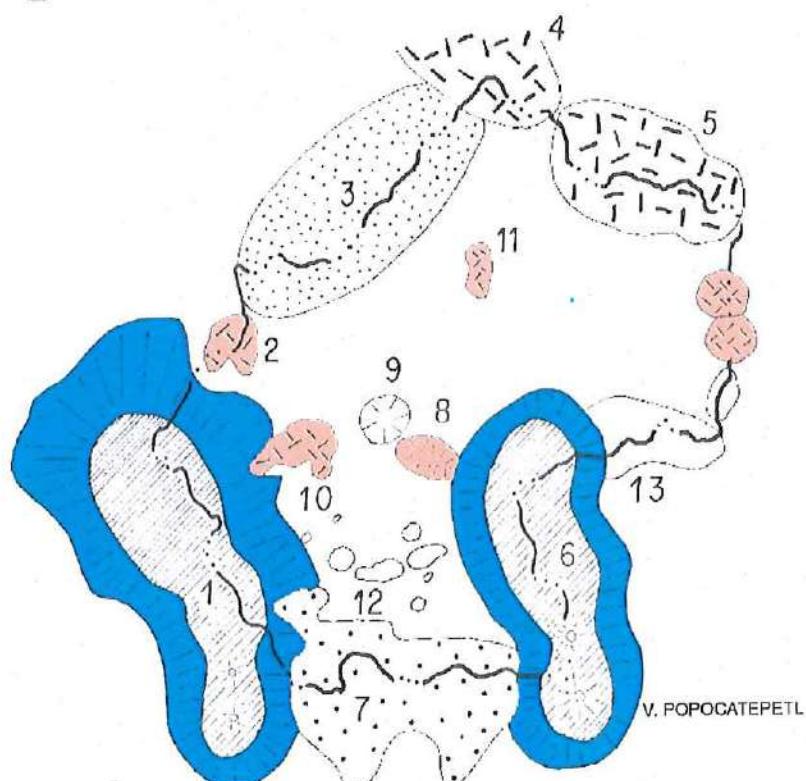
2. GEOLOGIA GENERAL

2.1. Geología general del valle de México

La cuenca de México se encuentra en la parte central de la Faja Volcánica Transmexicana (ver figura adjunta). Mide unos 90 km. en la dirección N-S y en la dirección E-W tiene una anchura de casi 100 km., en la parte norte, disminuyendo a unos 50 km. en la parte sur. Su área es de aproximadamente 9600 km². La elevación de su planicie es de 2240 m. en la parte sur y 2390 m. en la norte. Las montañas que lo circundan están a 3000 m. y el pico más alto es el Popocatépetl (5500 m.).



(A) La Cuenca de México en la dinámica geotectónica del continente



(C) Elementos morfológicos más importantes de la Cuenca

- | | |
|-----------------------------------|-----------------------------|
| 1 Sierra de las Cruces-Monte Alto | 8 Sierra Pállachique |
| 2 Sierra Tepotzotlán | 9 Cerro Chiconautla |
| 3 Sierra Tezontlalpan | 10 Sierra Guadalupe |
| 4 Sierra de Pachuca | 11 Sierra de las Pitayas |
| 5 Sierra de Singuilucan | 12 Sierra de Santa Catarina |
| 6 Sierra Nevada-Río Frio | 13 Sierra Calpulalpan |
| 7 Sierra Chichinautzin | |

La figura siguiente muestra la forma y la topografía de la cuenca que incluye al Distrito Federal y partes de los estados de México, Hidalgo y Tlaxcala. El subsuelo se puede describir como un complejo cúmulo de sucesivas formaciones volcánicas que alcanzan más de 2000 metros de espesor, el cual descansa sobre un basamento de rocas sedimentarias marinas. La cuenca de México originalmente drenaba hacia el Océano Pacífico y la erupción basáltica de la sierra Chichinautzin la cerró por el sur hace unos 600,000 años, en el Pleistoceno.

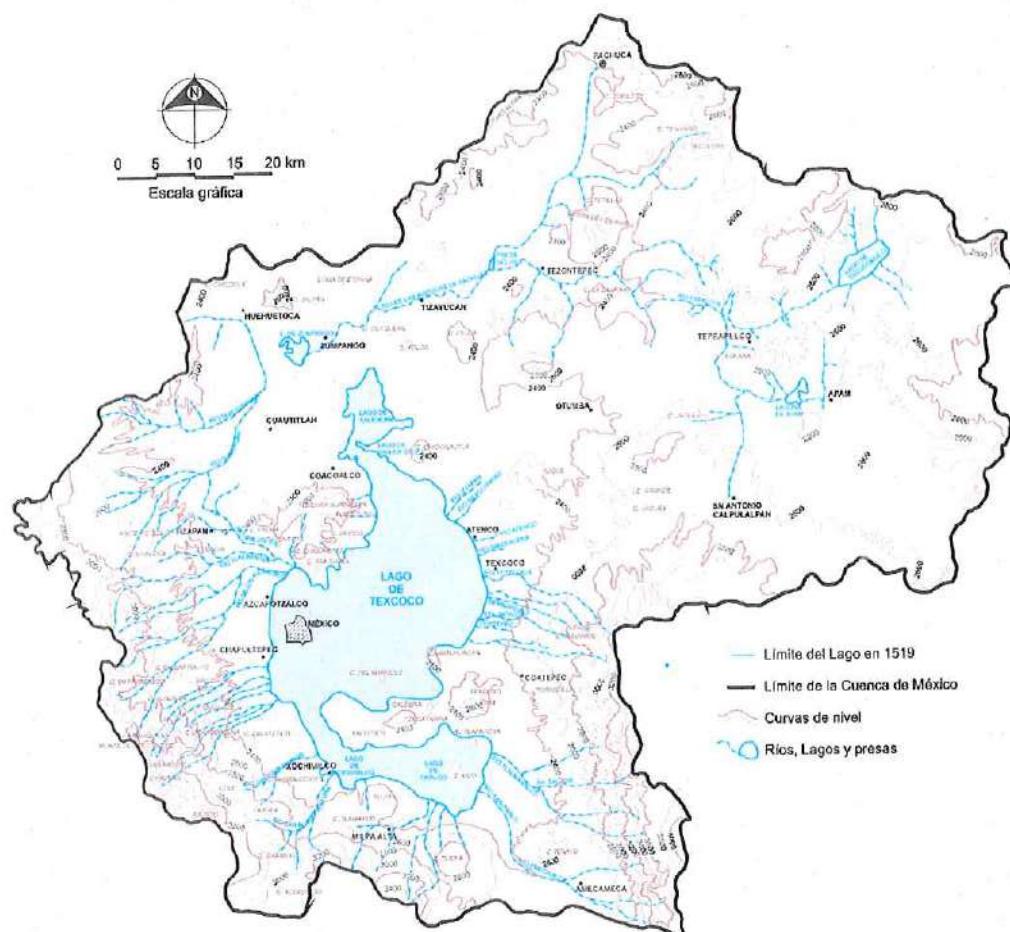


Fig. 15 Topografía e hidrología de la Cuenca de México

Los suelos de la planicie lacustre del Valle de México se formaron durante los períodos Pleistoceno y Holoceno. Los suelos arcillosos blandos son la consecuencia del proceso de deposición y alteración fisicoquímica de los materiales aluviales y de las cenizas volcánicas en el ambiente lacustre, donde existían abundantes colonias de microorganismos y vegetación acuática. El proceso sufrió largas interrupciones durante los períodos de intensa sequía, en los que el nivel del lago descendió y se formaron costras endurecidas por deshidratación inducida por secado solar. Otras breves interrupciones fueron provocadas por violentas etapas de actividad volcánica, que cubrieron toda la cuenca con mantos de arenas basálticas o pumíticas; eventualmente, en los períodos de sequía también ocurrían erupciones volcánicas, que formaban costras duras cubiertas por arenas volcánicas. La velocidad con la que se depositaron los suelos es del orden de un metro por cada cuatro mil años.

Por tanto, el proceso descrito formó una secuencia ordenada de estratos de arcilla blanda, separados por lentejones duros de limos y arcillas arenosas, costras secas y arenas, basálticas o pumíticas, de las emisiones volcánicas. Los espesores de las costras duras por deshidratación solar tienen cambios graduales debidos a las condiciones topográficas del fondo del lago; alcanzan su mayor espesor hacia las orillas y pierden importancia y aún llegan a desaparecer hacia el centro del mismo, tal como se observa en el antiguo lago de Texcoco.

En las figuras siguientes se muestra una representación tridimensional de la cuenca de México, donde figuran los accidentes geomorfológicos más representativos, así como unas secciones N-S y E-W de la misma.

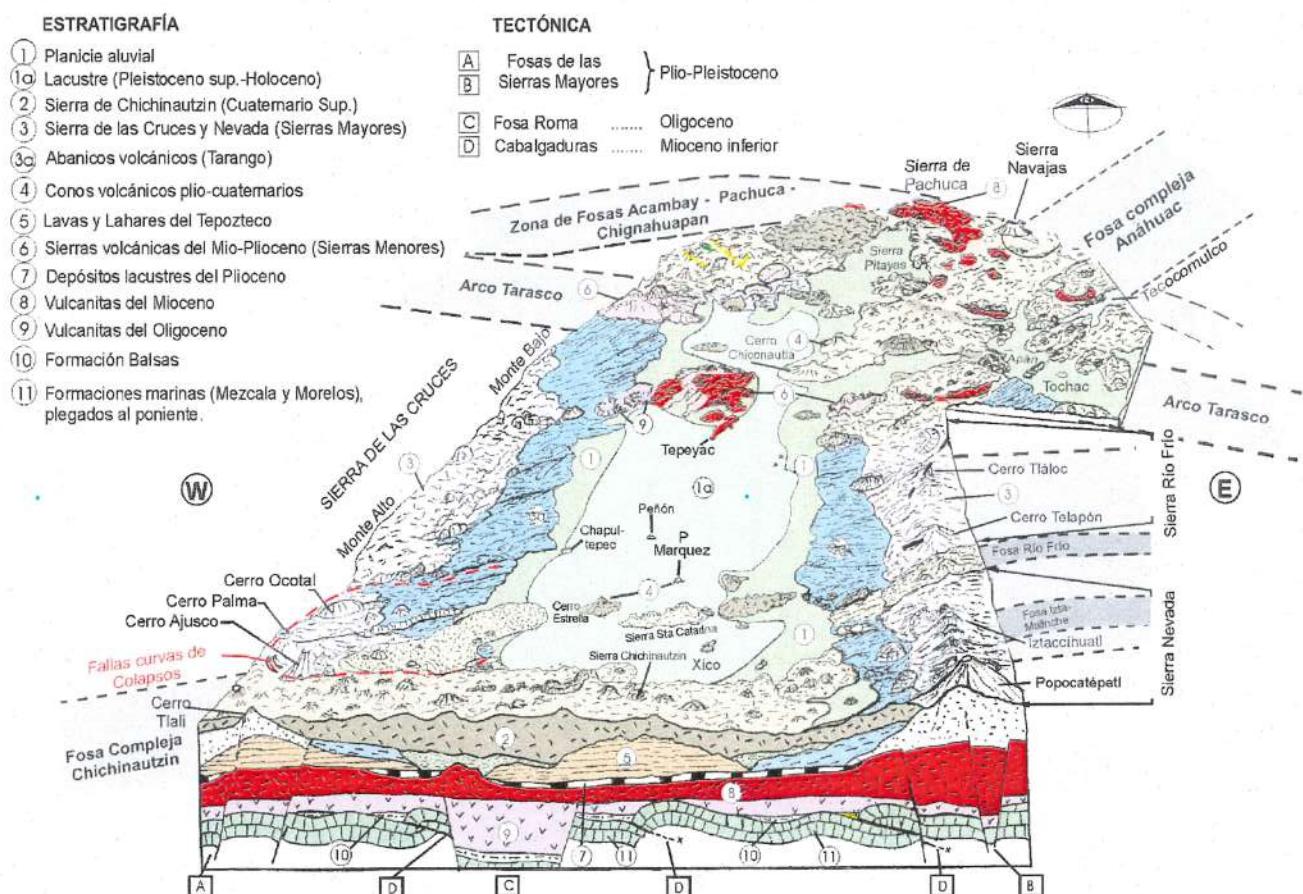


Fig. 10 Geología y morfología de la Cuenca

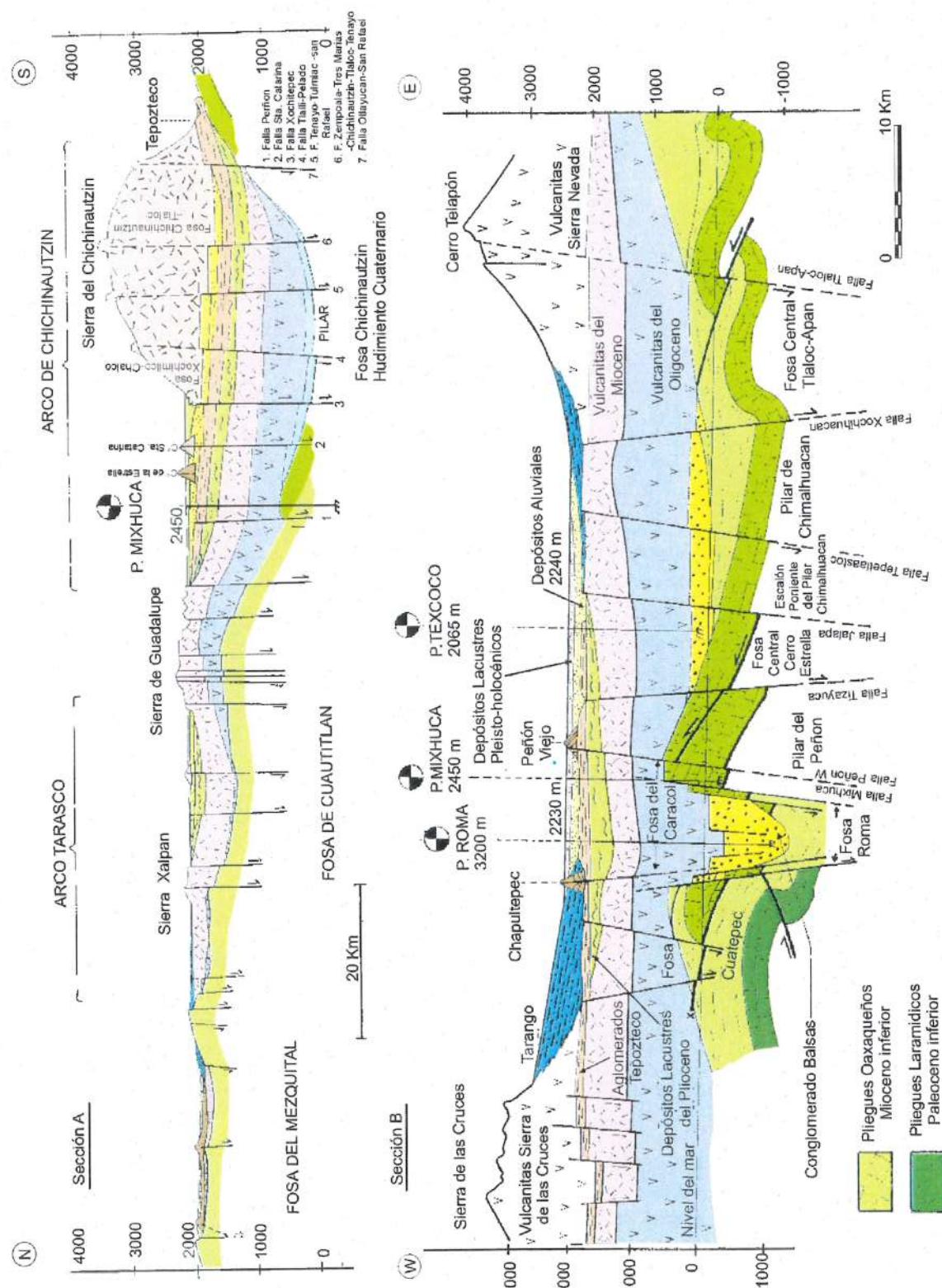


Fig. 8 Secciones geológicas de la Cuenca

En la figura siguiente se muestra una secuencia estratigráfica de la ciudad de México, donde se representan los principales niveles: a) Arcillas Superiores, b) Capa Dura, c) Arcillas Inferiores Consolidadas y d) Depósitos profundos. La Capa Dura, producto de dos erupciones pumíticas acaecidas hace unos 120000 años, situada entre los 33 y los 37 metros de profundidad, separa las Arcillas Superiores, poco consolidadas, de las Arcillas Inferiores, más consolidadas.

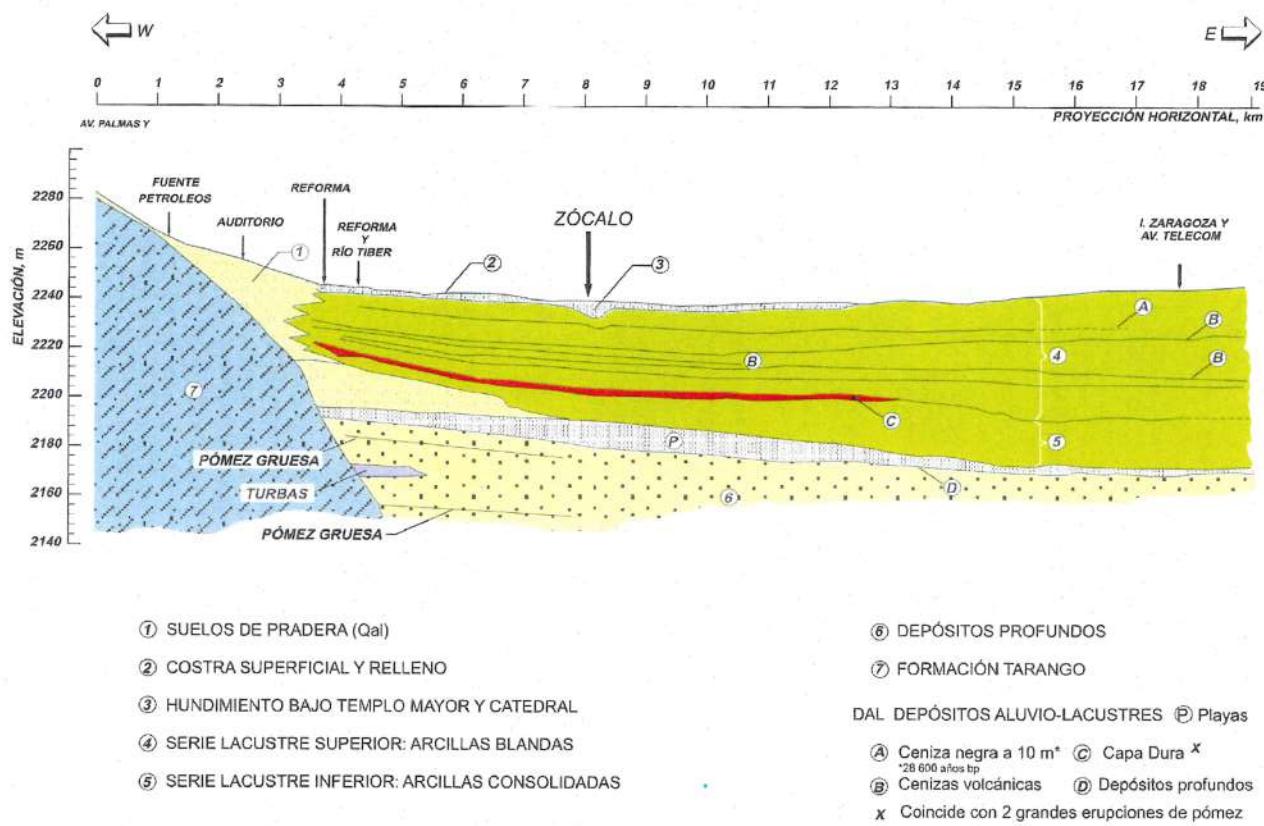


Fig. 12 Secuencia pleistocénica debajo de la Ciudad

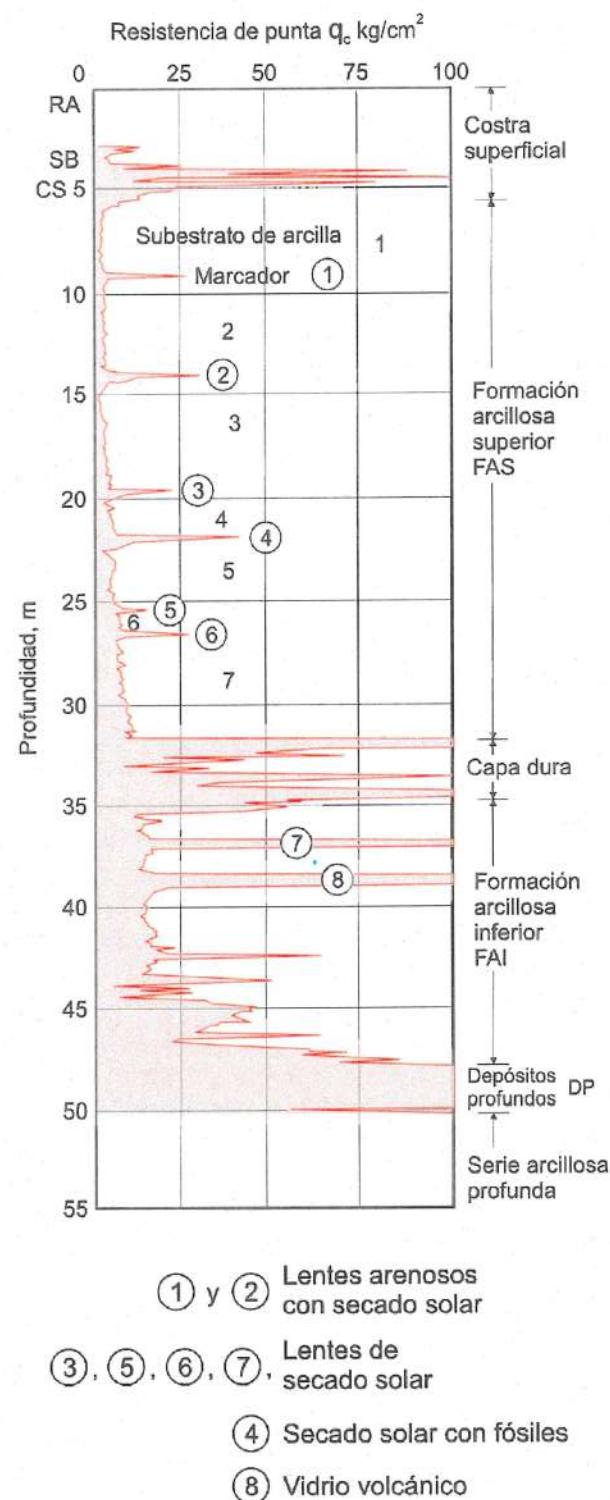
2.2. Estratigrafía de la zona del Lago de Texcoco

Tal como se ha expuesto en el apartado anterior, el modelo estratigráfico de la zona del Lago de Texcoco está integrado por:

- La costra superficial, formada por tres subniveles, que constituyen una secuencia de materiales naturales recubiertos por un relleno artificial heterogéneo:
 - Relleno Artificial. Constituido por restos de construcción y rellenos antrópicos. Su espesor varía generalmente entre 1 y 7 metros, siendo casi inexistente en el centro y las orillas del Lago.
 - Suelo Blando. Es un depósito aluvial blando correspondiente al sedimento fangoso que se depositó en el fondo del último lago.
 - Costra Seca. Se formó como consecuencia de un descenso del nivel del lago durante el cual quedaron expuestas algunas zonas del fondo a los rayos solares, con lo que quedó fuertemente consolidada.

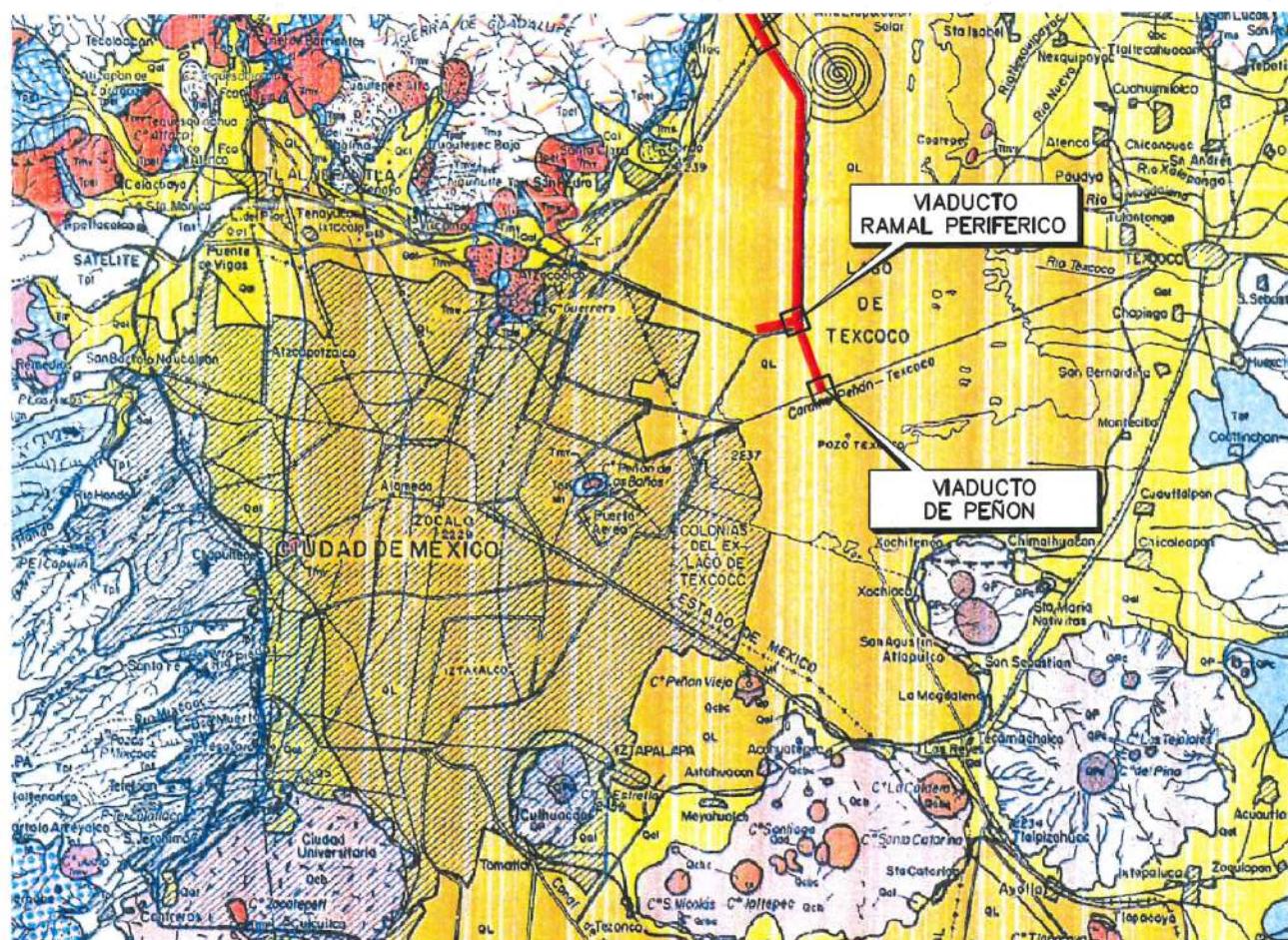
- b) La Formación Arcillosa Superior, constituida por arcillas blandas a muy blandas. Esta serie tiene un espesor que oscila generalmente entre 25 y 35 m. Se pueden identificar cuatro subniveles, de acuerdo con su origen geológico y con los efectos de la consolidación inducida por sobrecargas superficiales y por el bombeo profundo. Estos subniveles son los siguientes:
- Arcilla preconsolidada superficial. Este nivel se ha endurecido por efecto del secado solar, por el ascenso capilar del agua, las sobrecargas externas y las que producen los rellenos. Las raíces de los árboles al absorber humedad, también han contribuido a la desecación de este nivel.
 - Arcillas normalmente consolidadas. Se localizan por debajo de la profundidad afectada por las sobrecargas superficiales y por encima de los suelos consolidados por el bombeo profundo. Estos suelos se han identificado como normalmente consolidados para las sobrecargas actuales, porque continúan expuestas a un proceso de consolidación a partir de su condición inicial.
 - Arcilla consolidada profunda. El bombeo para abastecer a la ciudad de agua potable ha generado un fenómeno de consolidación, más significativo en las arcillas profundas. Se trata de arcillas normalmente consolidadas debido a la disminución continua de la presión intersticial.
 - Lentes Duros. Los estratos arcillosos mencionados están interrumpidos o intercalados por lentes duros que pueden ser costras de secado solar, arena basáltica o vidrio pómex cuyo espesor varía desde unos centímetros hasta cerca de 2 metros.
- c) La Capa Dura, que separa las dos formaciones arcillosas. Es un depósito heterogéneo que se desarrolló en el período interglaciar Sangammon (~120,000 a.C), en el que predominan los limos arenosos con algo de arcilla y ocasionales gravas. Tiene una cementación muy errática y un espesor variable. Es muy delgada en la zona central del Lago de Texcoco que no llegó a secarse y alcanza unos 5 metros de espesor en lo que fueron sus orillas.
- d) La Formación Arcillosa Inferior, compuesta por arcillas más consolidadas. Es una secuencia de estratos de arcilla separados por lentes duros, de forma similar a la serie arcillosa superior. Su espesor es de unos 15 metros en la zona del centro del Lago, desapareciendo prácticamente en sus orillas.
- e) Los Depósitos Profundos, constituidos por una serie de arenas y gravas aluviales limosas, cementadas con arcillas duras y carbonatos de calcio. La parte superior de estos depósitos, de 1 a 5 metros, está más endurecida que la inferior, en donde se encuentran estratos menos cementados y hasta arcillas preconsolidadas.

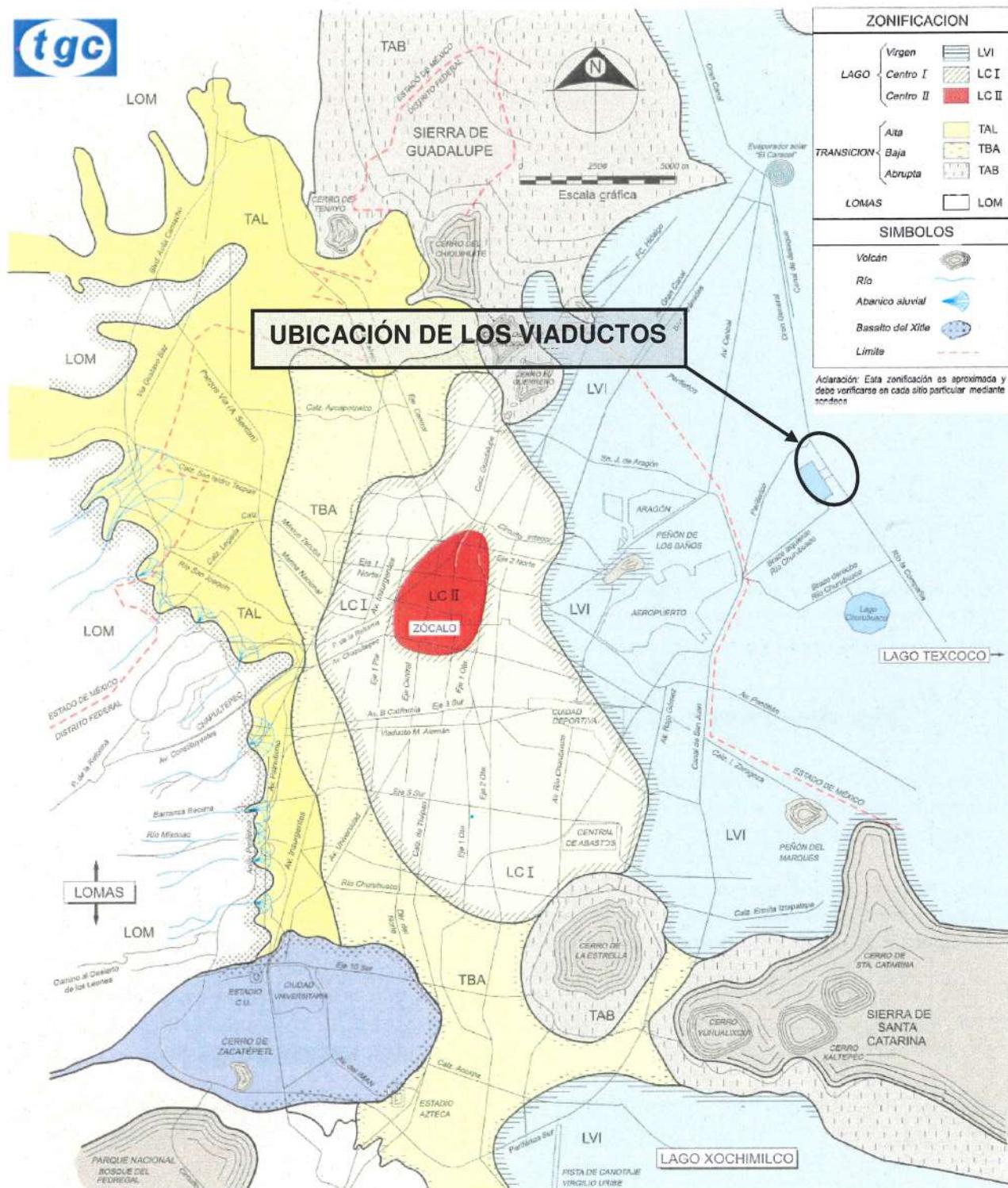
A título orientativo, en la figura siguiente se muestra un ejemplo de un ensayo de penetración estática (CPT) en el que se han diferenciado los distintos niveles geotécnicos comentados.



3. DESCRIPCION GEOTECNICA DE LA ZONA DE UBICACIÓN DE LOS VIADUCTOS

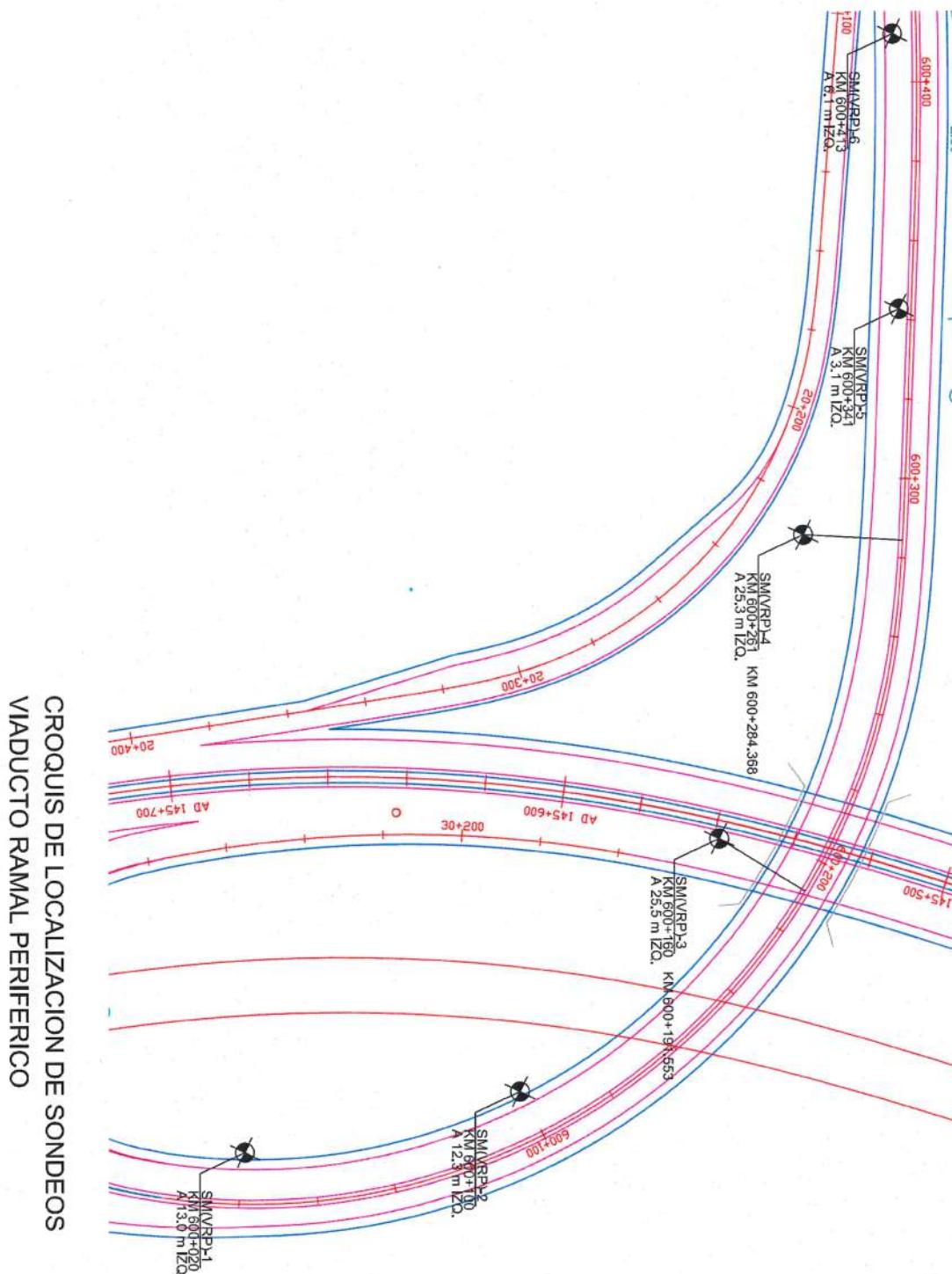
El área de ubicación de los viaductos se sitúa próxima al lago Nabor Carrillo, en la zona denominada Lago Virgen (ver figuras adjuntas). Esta zona se caracteriza por la presencia de espesores importantes de suelos arcillosos de alta plasticidad, elevada compresibilidad y baja resistencia al corte.



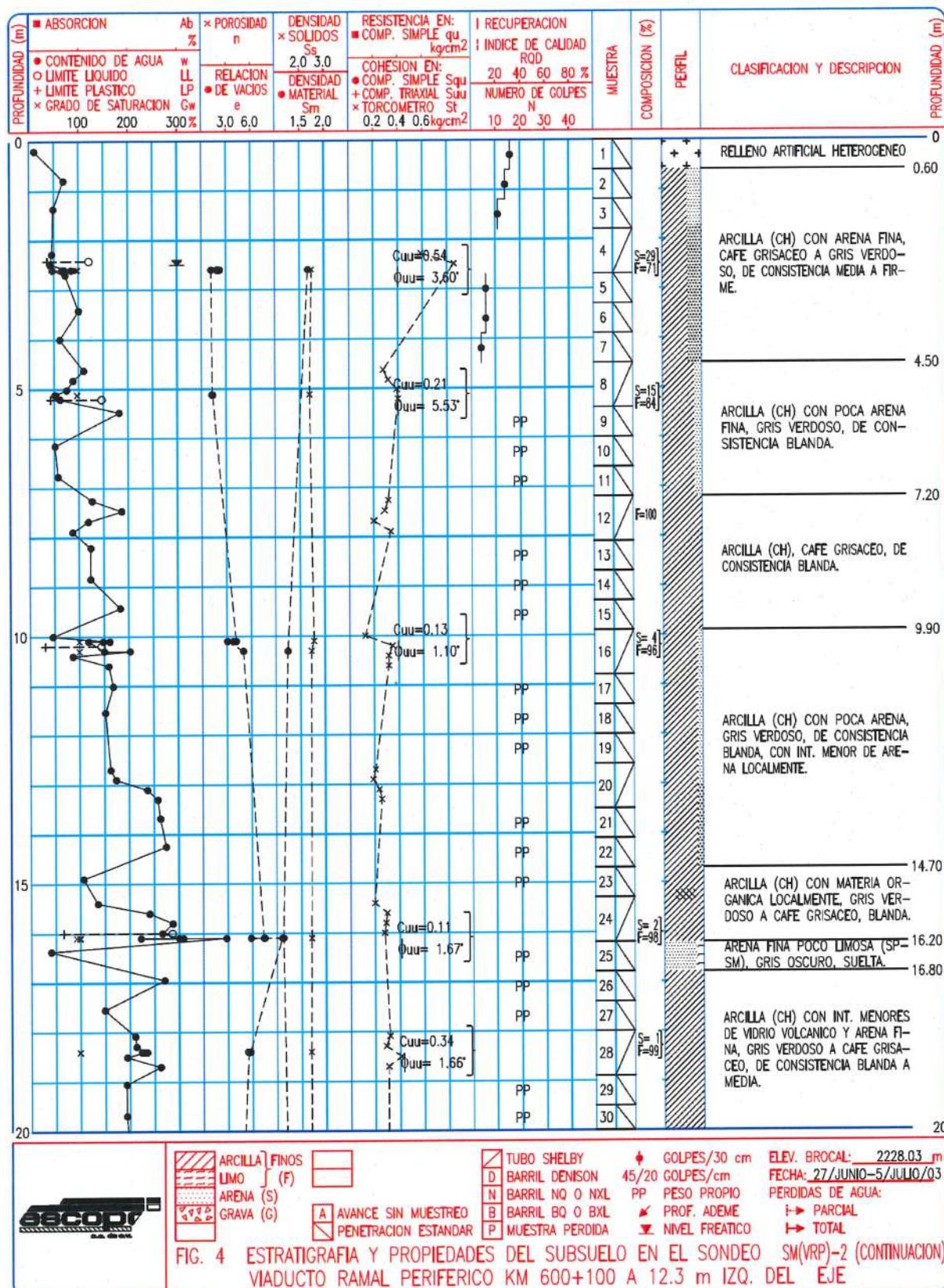


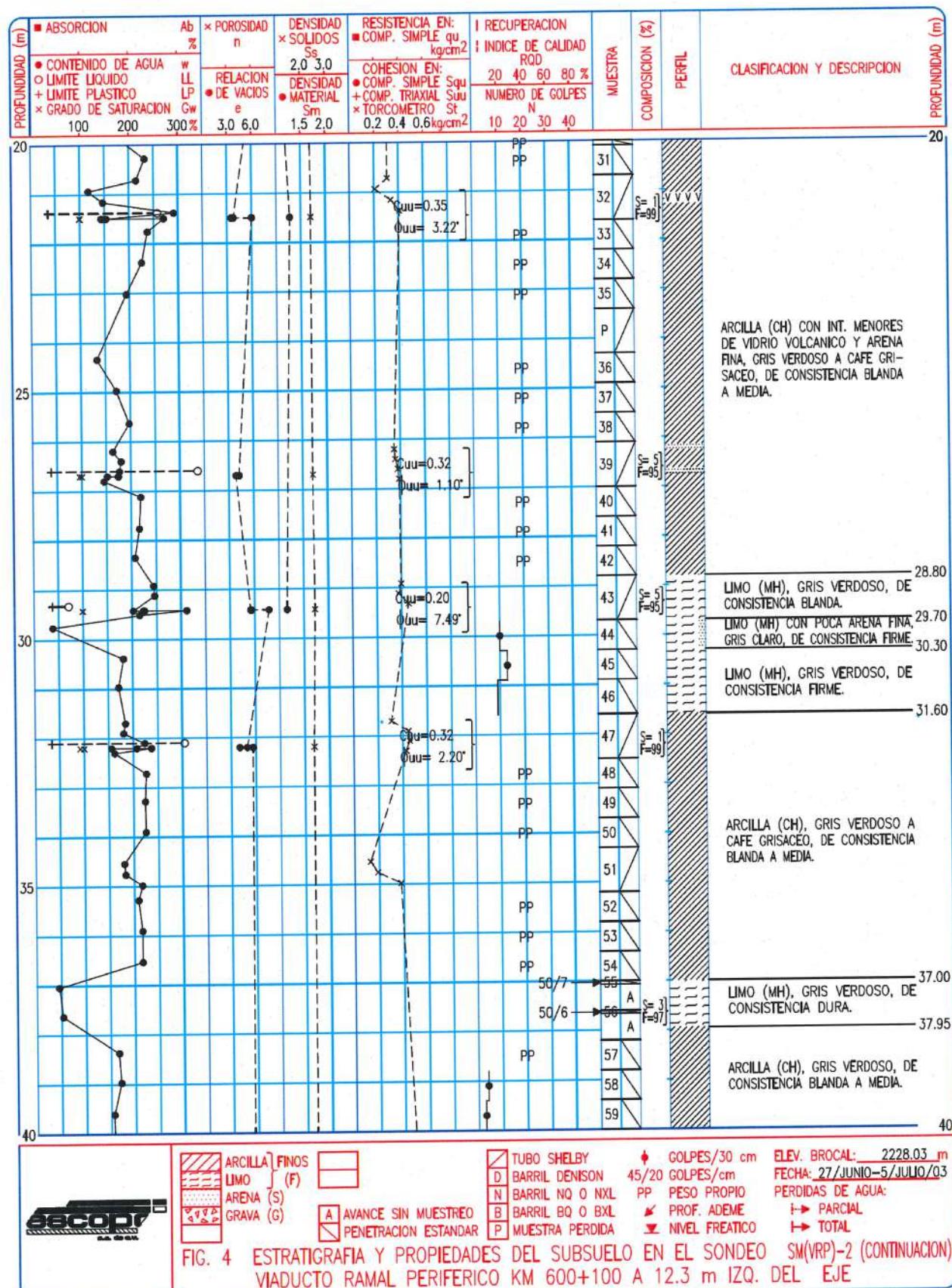
En la zona de ubicación del Viaducto del Ramal al Periférico se realizaron 6 sondeos a rotación con extracción de testigo continuo, efectuando ensayos S.P.T. cada metro de profundidad y extrayendo muestras inalteradas cada 2-3 metros de profundidad. En el caso del Viaducto Peñón-Texcoco se realizaron 5 sondeos a rotación con extracción de testigo continuo, efectuando análogamente ensayos S.P.T. cada metro de profundidad.

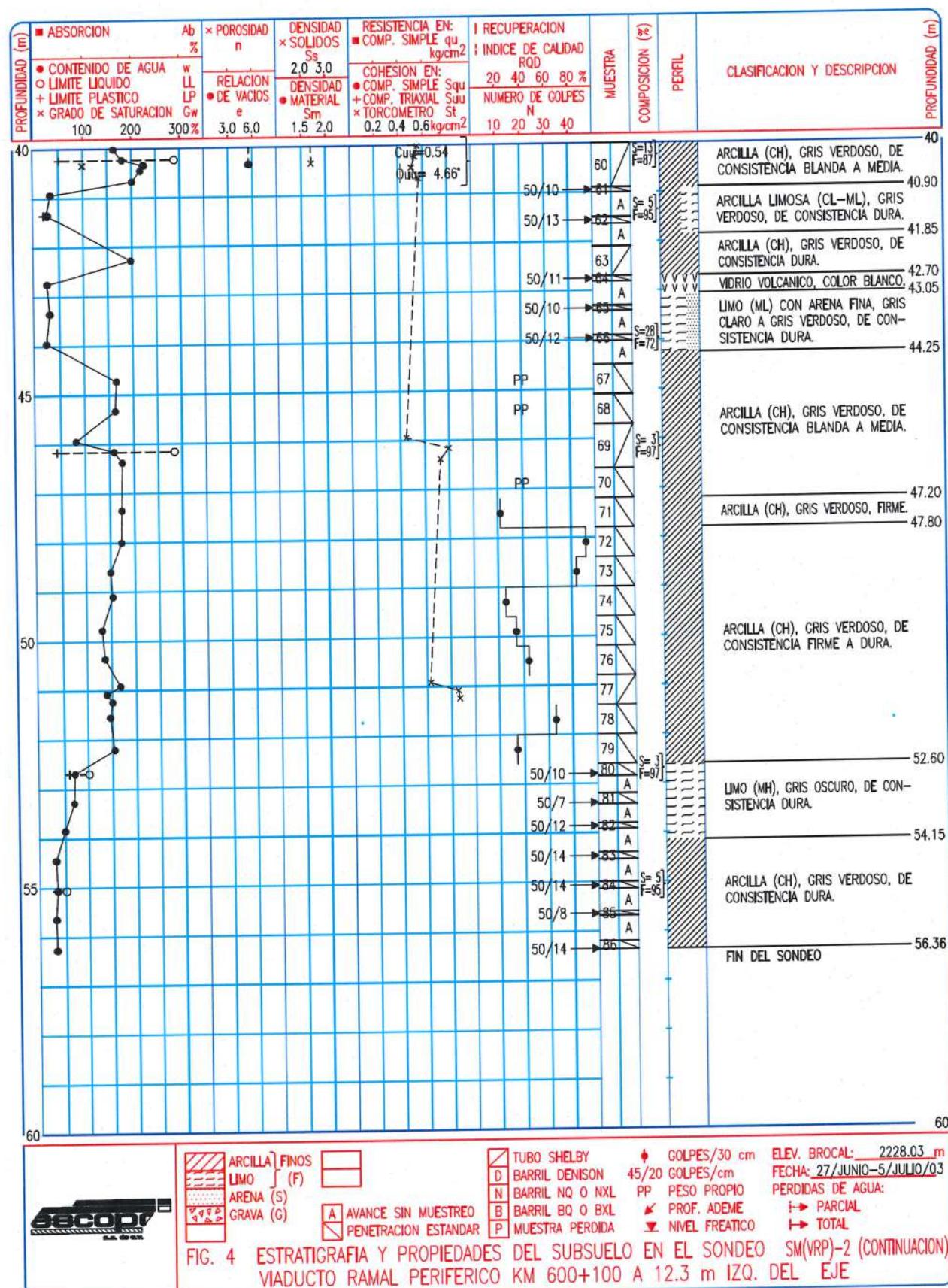
En la figura siguiente se muestra la planta del Viaducto del Ramal al Periférico, donde está representada la ubicación de los sondeos efectuados.



En las figuras siguientes se puede observar la testificación detallada de uno de los sondeos realizados (SM(VRP-1)) en la zona de ubicación del Viaducto del Ramal al Periférico. En la columna figuran los resultados de los distintos ensayos de laboratorio realizados.



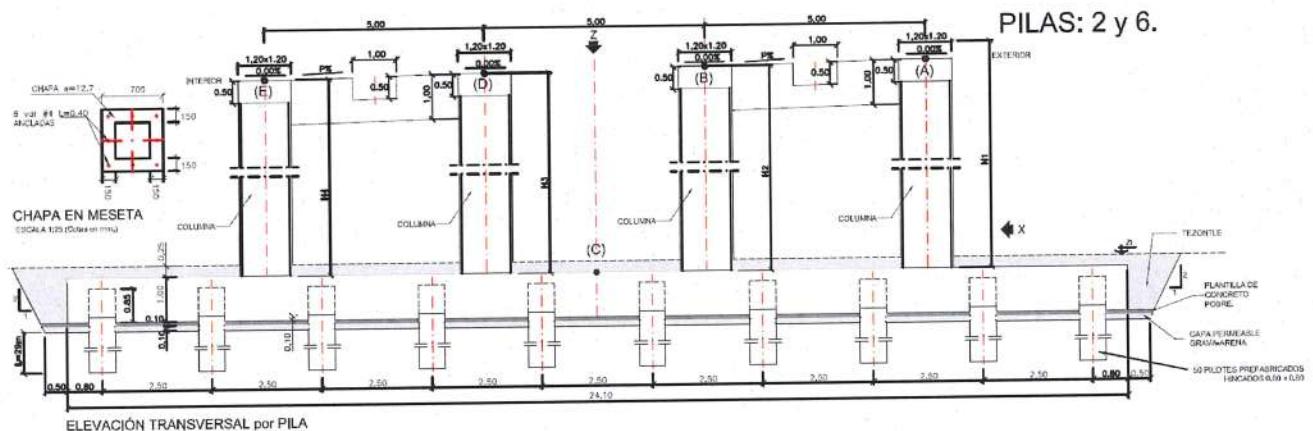
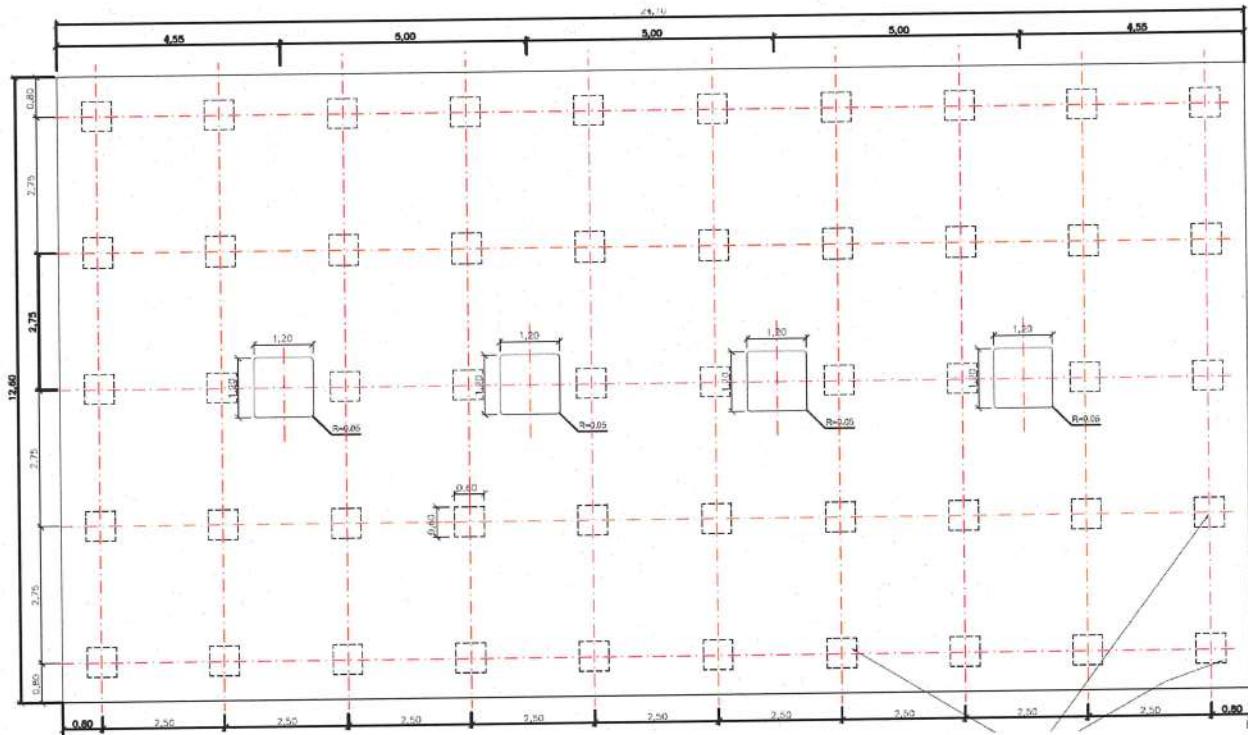








A continuación se muestra la cimentación tipo de uno de los apoyos del Viaducto del Ramal al Periférico (pilas 2 y 6), compuesta de 50 pilotes prefabricados hincados de 30 metros de longitud y 0,60 m. x 0,60 m. Se demuelen los 0,75 m superiores de cada pilote. El encepado es rectangular, de dimensiones 24,10 m (dirección transversal al viaducto) x 12,60 m. (sentido longitudinal) x 1,00 m (canto). La separación entre ejes de pilotes es de 2,50 m. en sentido transversal y 2,75 m. en sentido longitudinal.







A partir de ley de variación de la resistencia al corte sin drenaje del terreno con la profundidad, se ha calculado la capacidad de carga de un pilote de 29 metros de longitud (se deja aproximadamente 1 m de pilote por encima de la cota de apoyo del encepado, demoliendo los 75 cm superiores), aplicando las Normas Técnicas complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCG-2004), del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal. Según esta normativa, deben comprobarse dos estados límite en este tipo de cimentaciones:

- Estado límite de falla (o hundimiento)
- Estado límite de servicio (análisis de asientos)

A continuación se analizan ambos estados límite.

4.1. Estado límite de Falla

La comprobación del Estado Límite de Falla prescribe la verificación para cada pilote individual, para cada uno de los diversos subgrupos de pilotes y para la cimentación en su conjunto, el cumplimiento de la desigualdad siguiente:

$$\sum QF_c < R$$

Siendo:

QF_c: Suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada, afectadas de su factor de carga correspondiente. Incluyen el peso propio de la subestructura y de los pilotes.

Las principales combinaciones a considerar son las siguientes:

$$P_u = 1.3 [CM + 1.5 (CV+I)]$$

$$P_u = 1.3 [CM + CS]$$

P_u = Carga factorizada

CM = Carga Muerta

CV = Carga Viva

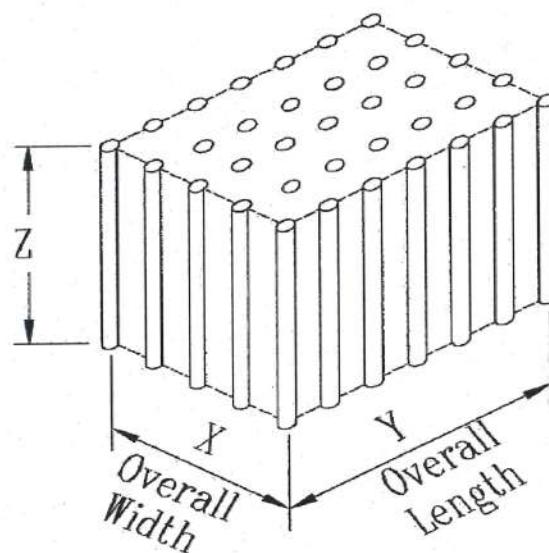
I = Impacto

CS = Carga de Sismo, donde deben considerarse los efectos del sismo longitudinal o sismo transversal, y el 30% del sismo normal a la dirección de análisis en cada caso.

R: Resistencia del terreno

En el caso de la capacidad de carga del terreno, se han diferenciado dos casos

- Capacidad de carga del pilote individual, como la suma de la resistencia por punta más la correspondiente al fuste del pilote aislado.
- Capacidad de carga de un grupo de pilotes, como la suma de las capacidades de carga individuales por punta de los pilotes más la capacidad de resistencia por fuste de un pilote equivalente de geometría igual a la envolvente del grupo de pilotes.



La capacidad de carga por punta de los pilotes en suelos cohesivos se calcula mediante la expresión siguiente:

$$C_p = (c_u N_c F_R + p_v) A_p$$

Donde:

C_u : Resistencia al corte sin drenaje en la zona de la punta del pilote

N_c : Coeficiente de capacidad de carga, función de ϕ_u , definido en la tabla siguiente:

ϕ_u	0°	5°	10°
N_c	7	9	13

F_R : Coeficiente igual a 0.7 para pilotes de fricción.

p_v : presión vertical total debida al peso del suelo a la profundidad de desplante de los pilotes

A_p : Área de la punta

Adicionalmente, en el caso de pilotes de más de 50 cm. de diámetro debe corregirse la capacidad por punta para tener en cuenta el efecto de escala. El factor de corrección para pilotes hincados (de diámetro B en la base) en suelos cohesivos firmes fisurados es el siguiente

$$F_{re} = \frac{B + 0.5}{2B}$$

La capacidad de carga por adherencia lateral de un pilote de fricción individual bajo esfuerzos de compresión, C_f , se calcula como:

$$C_f = A_L f F_R$$

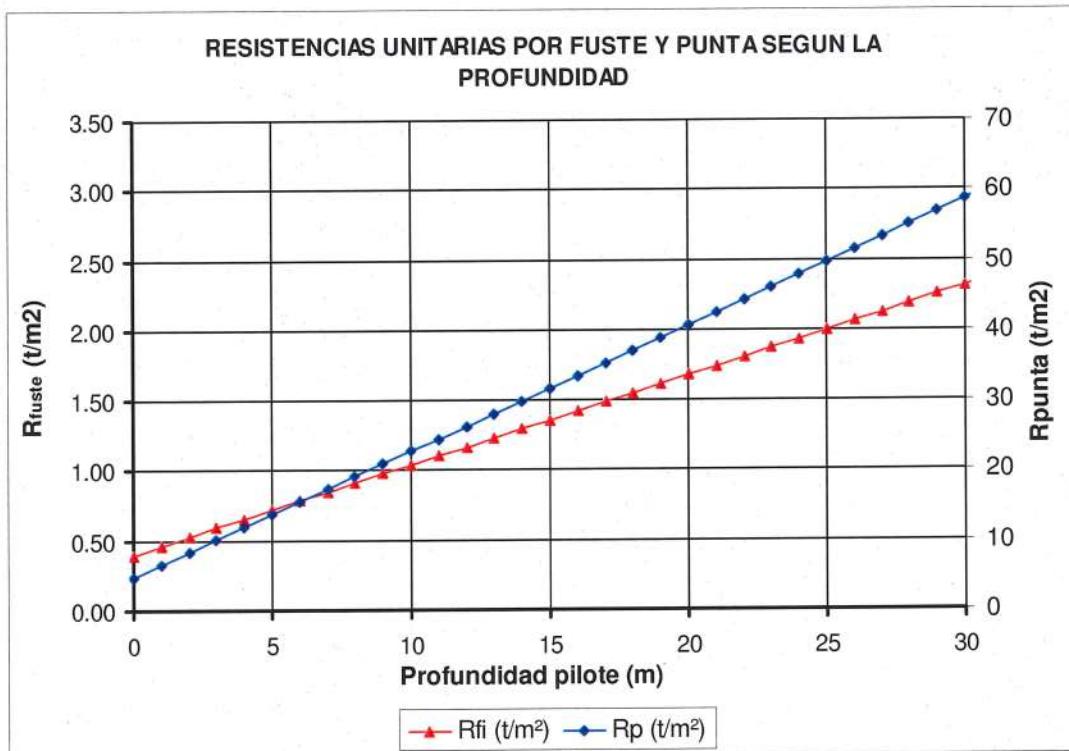
Donde:

A_L : Área lateral del pilote

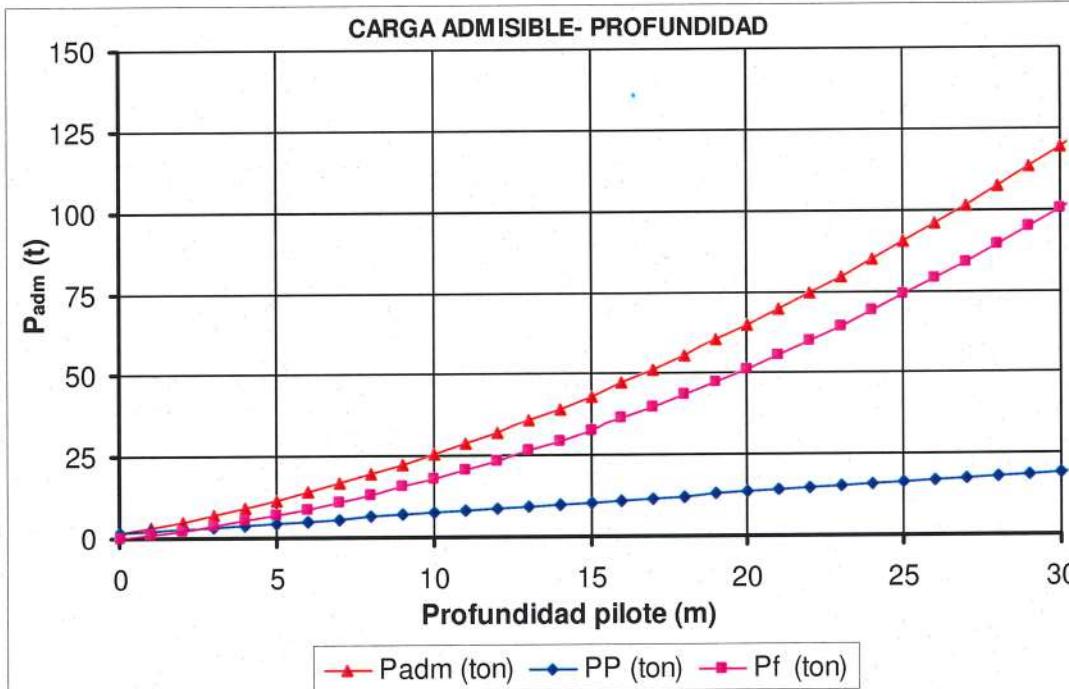
f : Adherencia lateral media pilote-suelo. Para suelos cohesivos blandos de la zona del Lago de Texcoco, la adherencia pilote – suelo se considerará igual a la cohesión media del suelo c_u . Los valores de c_u adoptados corresponden a las regresiones lineales mencionadas anteriormente obtenidas a partir de los ensayos de laboratorio.

F_R : Coeficiente igual a 0.7 para pilotes de fricción.

En el gráfico siguiente se ha representado el valor de la resistencia unitaria por punta y fuste para un pilote aislado, en función de la profundidad del mismo (se ha supuesto $\phi_u=0^\circ$). Debido a que la cota de la cara inferior del encepado es la misma en todos los apoyos, y que la longitud del pilote es siempre la misma (29 m.), los gráficos siguientes se consideran representativos para todos los apoyos de cada viaducto.



Integrando los valores de la capacidad unitaria por punta y por fuste para un pilote de 29 metros de longitud, se han determinado la capacidad total por punta y fuste (ver figura adjunta).



A la vista del gráfico anterior, puede estimarse la capacidad admisible de un pilote individual prefabricado hincado de 0,6 metros de lado y 29 metros de profundidad, en 113 toneladas, aproximadamente. Esta capacidad supera la carga factorizada de cada pilote individual.

Complementariamente, se ha comprobado el estado límite de falla para el grupo de pilotes de cada encepado. En este caso, se ha considerado como capacidad de carga por punta del grupo de pilotes la suma de las capacidades de carga por punta de todos los pilotes. Para la evaluación de la capacidad por fuste del conjunto, se ha considerado la superficie lateral de una pila de geometría igual a la envolvente del conjunto de pilotes: un bloque de dimensiones $L_g \times B_g \times L$. Los valores de L_g y B_g corresponden a los lados mayor y menor del rectángulo que circunscribe a los pilotes, mientras que L es la dimensión vertical de dicho bloque. La adherencia unitaria por fuste considerada es la misma que para un pilote individual.

4.2. Estado límite de Servicio

La comprobación de este estado límite supone evaluar los asentamientos de los grupos de pilotes de fricción, bajo las cargas estáticas de servicio y considerando el efecto de la fricción negativa y la interacción con el hundimiento regional.

El efecto de la fricción negativa se ha analizado a partir del equilibrio de fuerzas verticales siguiente:

$$W + F.n. = R_p + R_f$$

Siendo:

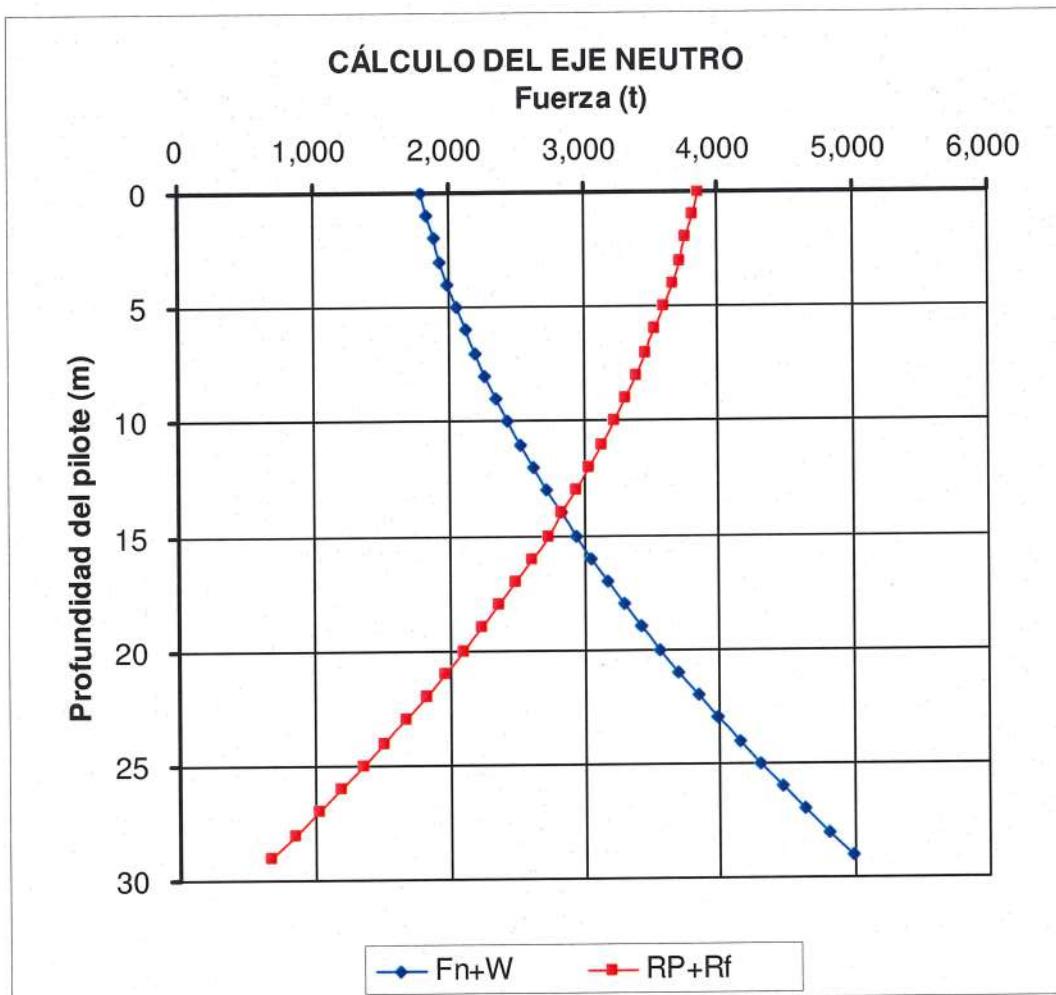
W : Carga vertical actuante en cada encepado, incluyendo las cargas de la estructura, el peso del encepado y el peso de los pilotes.

$F.n.$: Fricción negativa

R_p : Capacidad de carga por punta del grupo de pilotes (sin minorar)

R_f : Capacidad de carga por fuste del grupo de pilotes (sin minorar)

A partir de la ecuación anterior se determina la profundidad del eje neutro (ver figura). Una vez determinada la misma, se calcula la fricción negativa debida al terreno existente por encima del eje neutro



En general, se aprecia que el eje neutro se sitúa entre 14 y 16 metros de profundidad, para los distintos apoyos de los viaductos.

Una vez determinado el eje neutro y la fricción negativa, se ha evaluado el asiento del grupo de pilotes mediante la conocida expresión del asiento edométrico:

$$S = \sum_i \frac{C_c}{1+e_0} H_i \log \left(\frac{\sigma'_{0i} + \Delta\sigma_i}{\sigma'_{0i}} \right)$$

Siendo:

S: Asiento edométrico

C_c : Índice de compresión (el valor medio considerado es de 6,0)

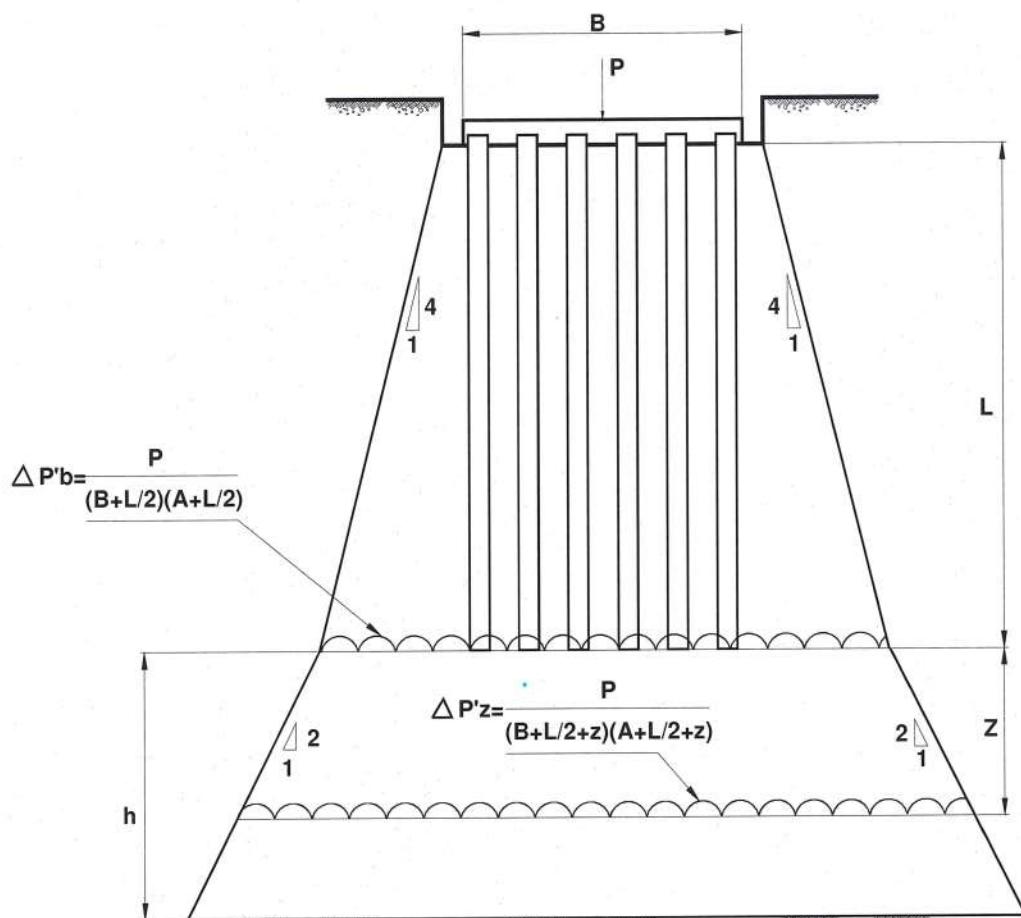
e_0 : Índice de huecos inicial (el valor medio adoptado es de 8,0)

H_i : Espesor de cada subnivel considerado

σ'_{0i} : Presión efectiva inicial del terreno a la profundidad considerada

$\Delta\sigma_i$: Incremento de presión vertical debido a la carga transmitida por los pilotes

El incremento de presión vertical debida a la carga transmitida por los pilotes (cargas muertas sin factorizar más la fricción negativa) se ha calculado a partir de la distribución triangular de esfuerzos mostrada en la figura siguiente (Ref. Ingeniería de Cimentaciones, Enrique Tamez González), que ha proporcionado resultados razonables para el subsuelo del Valle de México. En esta figura A es la dimensión mayor del encepado, B su anchura, y P corresponde a las cargas muertas sin factorizar más la fricción negativa.



TERRENO DURO

El espesor de terreno compresible bajo los grupos de pilotes se ha limitado al nivel de arcillas situado por encima de la cota aproximada de aparición de los Depósitos Profundos (~2178.0).

El asiento total a tiempo infinito calculado para los distintos grupos de pilotes se sitúa en torno a 0,4 -0,5 metros.

Una vez determinado el asiento de cada grupo de pilotes, el cálculo de la velocidad de consolidación viene regida por el parámetro c_v (coeficiente de consolidación). Según la experiencia de la velocidad de consolidación de las arcillas del valle de México, dicho valor se ha tomado igual a:

$$c_v = 4 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{seg.}$$

A partir del valor de c_v citado y del espesor de terreno comprimible introducido en el cálculo de la consolidación, se ha obtenido la ley de evolución del grado de consolidación y del asiento en función del tiempo. Los tiempos de consolidación que se obtienen son importantes, superiores a los 10 años.

Por otra parte, la estimación del hundimiento regional permite evaluar la relación del asiento del grupo de pilotes respecto al terreno circundante (movimiento relativo cimentación-terreno). Para ello, se ha empleado la siguiente expresión que relaciona el hundimiento regional en superficie con el experimentado a una cierta profundidad z :

$$\frac{\partial \delta s_z}{\partial t} = \frac{\partial s}{\partial t} \left(1 - \frac{z^2}{H^2}\right)$$

Siendo:

$\frac{\partial \delta s_z}{\partial t}$: Hundimiento regional a la profundidad z

$\frac{\partial s}{\partial t}$: Hundimiento regional en superficie. A partir del estudio del hundimiento regional llevado a cabo por H. Raúl Aguilar Becerril, se ha obtenido una expresión que correlaciona la velocidad del hundimiento regional V_H con el espesor del depósito de suelo comprimible H (m). Dicha expresión es la siguiente:

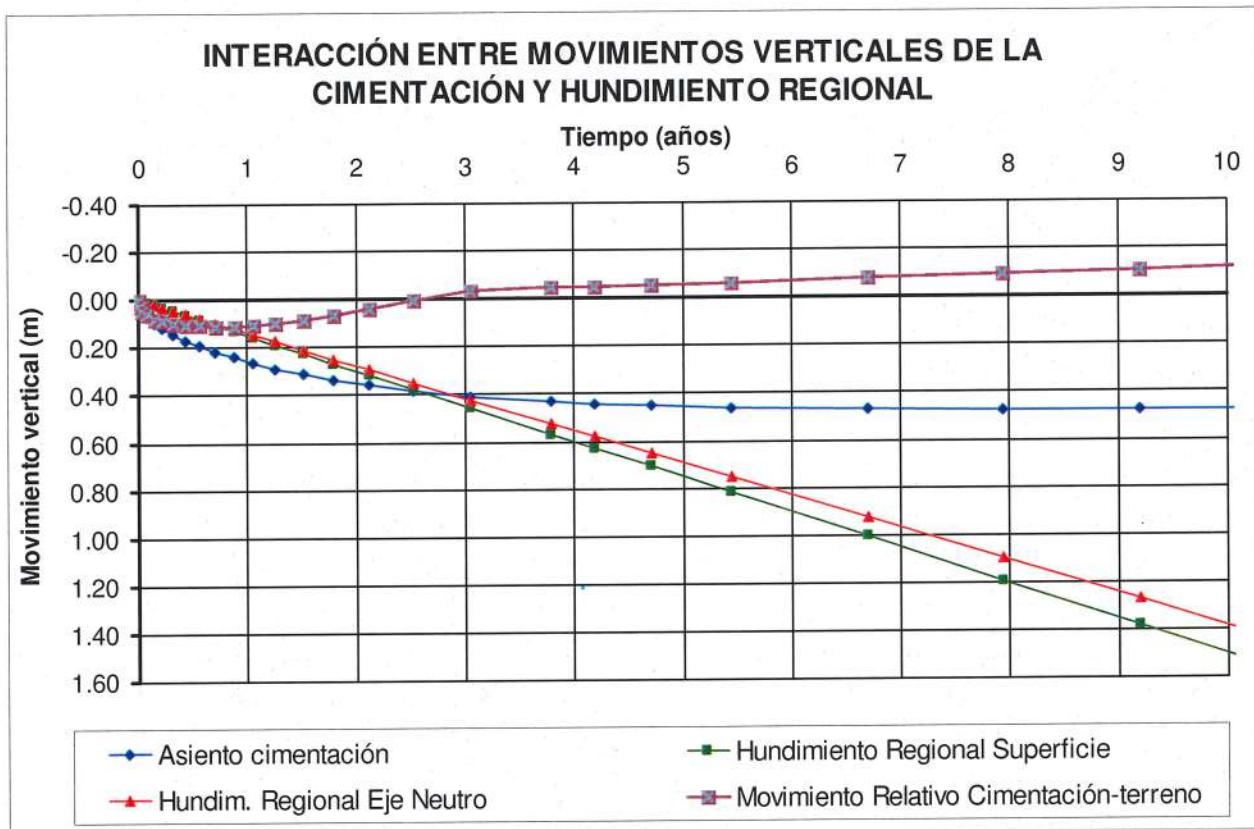
$$V_H \text{ (cm/año)} = 0,0012 H^{2,4}$$

En el caso presente resultan velocidades del hundimiento regional en superficie del orden de unos 15 cm/año.

z : Profundidad a la que se desea obtener el hundimiento regional

H : Profundidad de la capa incompresible (~50 m)

En la figura siguiente se han representado las leyes de evolución del asiento del grupo de pilotes y del hundimiento regional en superficie. El punto de intersección de ambas curvas marca el momento en el que la superficie comienza a asentarse más que la cimentación. A partir de entonces se comienza a desarrollar el rozamiento negativo, hasta un valor máximo marcado por la profundidad del eje neutro calculado anteriormente: ~15 m. A partir de este momento, el asiento de la cimentación vendrá regido por el hundimiento regional del eje neutro. En la citada figura se ha representado adicionalmente el movimiento relativo cimentación-terreno, en la que se aprecia que se producirá a partir de un cierto tiempo una emersión de la cimentación respecto a la superficie del terreno.



4.3. Diseño sísmico

La normativa empleada para el diseño sísmico de los viaductos ha sido la siguiente:

Acciones:

- Normativa de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes. Dirección General de Carreteras Vehiculares (SCT). México.
- Manual de diseño por Sismo. Comisión Federal de Electricidad (México).
- AASHTO, LFRD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS. Second Edition 1998. Cap 3.

Dimensionamiento

- AASHTO, LFRD BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS. Second Edition 1998. Cap 5-6.

Con la Normativa indicada, uno de los aspectos más relevantes referentes al cálculo sísmico es el espectro a considerar.

Es de aplicación el espectro correspondiente a la zona sísmica D (Zona Metropolitana de México), con el terreno tipo III (ver figura adjunta de la zonificación para diseño por sismo).

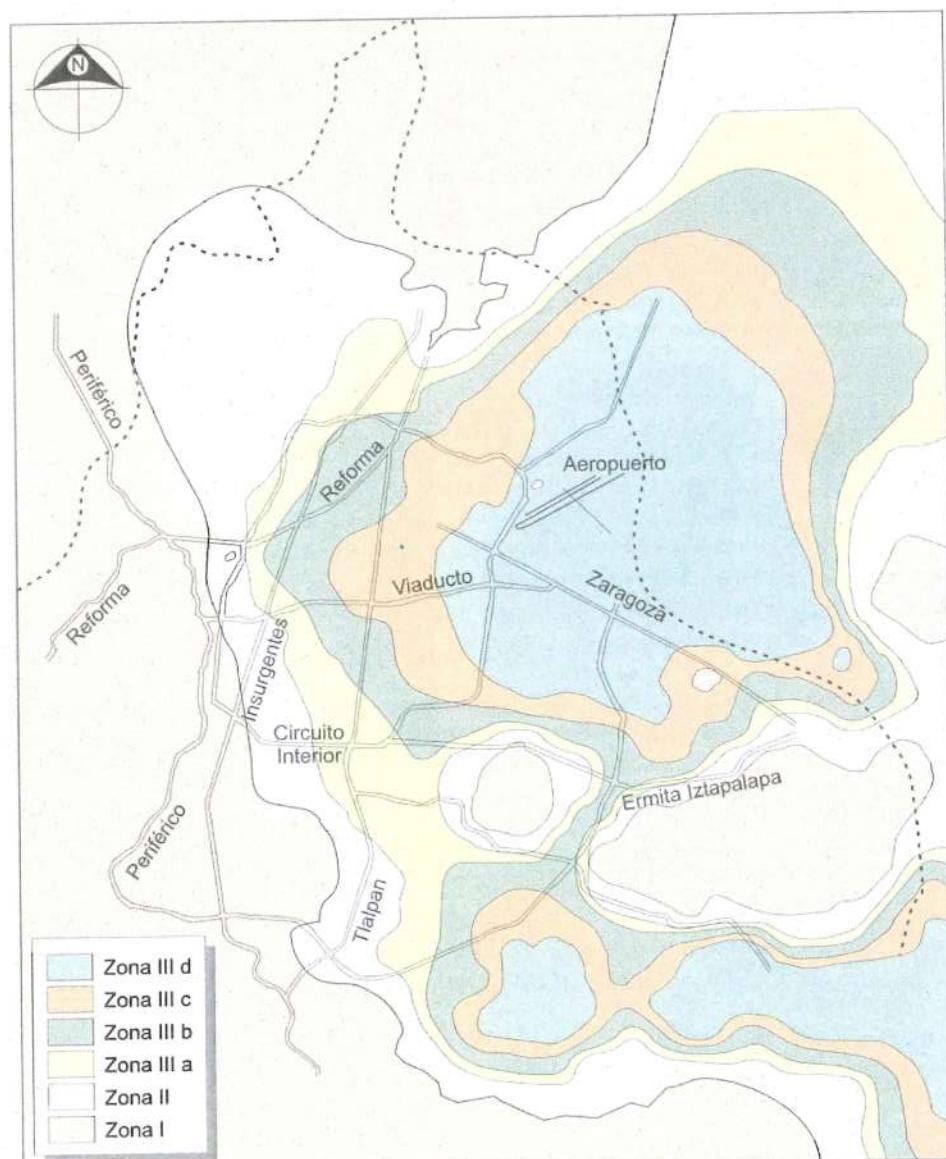
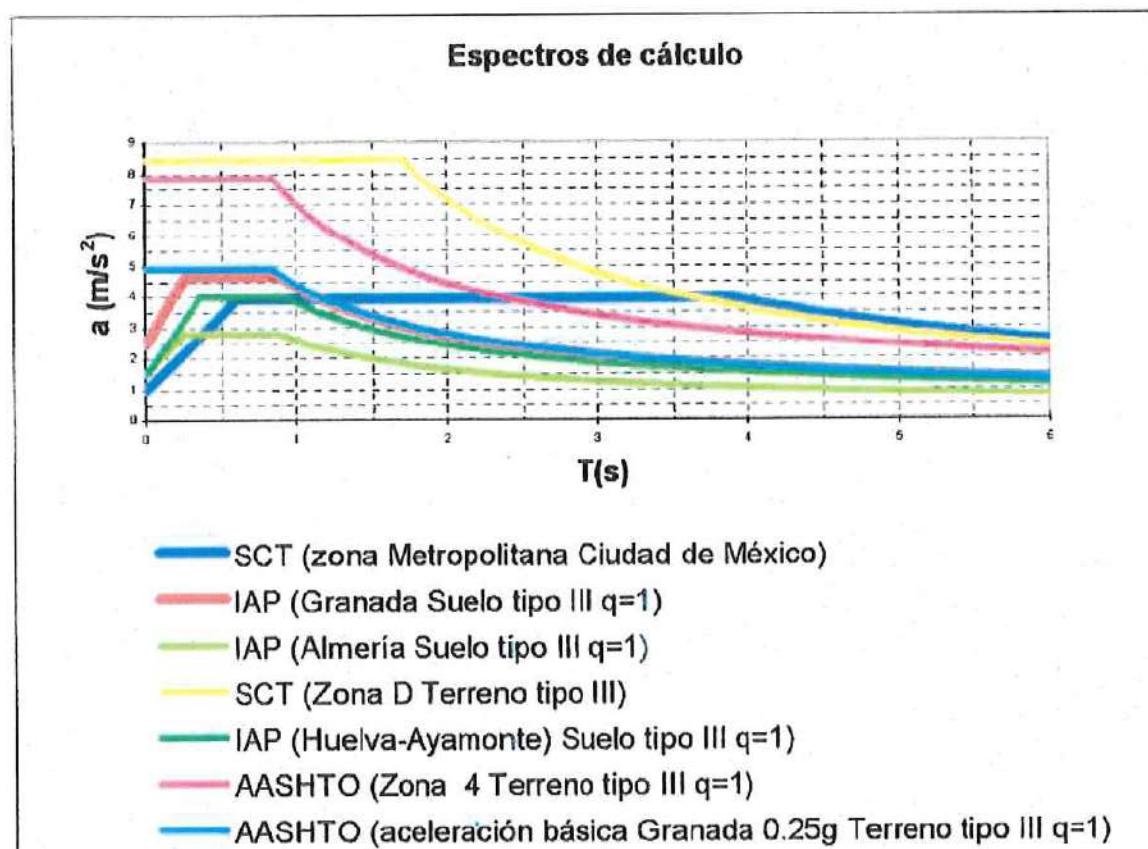


Fig. 45 Propuesta de zonificación del D. F. para fines de diseño por sismo (Normas técnicas complementarias de diseño sísmico, propuesta del año 2001)

En el gráfico siguiente se muestra el espectro a considerar (color amarillo), en comparación con diversos sismos españoles. Se aprecia en el espectro la gran longitud de la meseta, que impide prácticamente reducir la fuerza sísmica que actúa sobre la estructura. La aceleración máxima considerada es de 0,86 g.



Además de la comprobación de los esfuerzos actuantes sobre la cimentación en las combinaciones con sismo, se ha vinculado el tablero de la siguiente manera:

- Transversalmente, se fija en todas las pilas mediante un tope situado en el dintel. Este tope, que sale del mamparo metálico, incide sobre un aparato de neopreno teflón vertical, plenamente accesible y sustituible en caso de deterioro.
- Longitudinalmente, se vinculan las pilas centrales, que son, proporcionalmente, las "menos bajas", mediante un tope bidireccional, que también impacta sobre neoprenos verticales. El número de pilas vinculadas es de 6 en el viaducto Peñón-Texcoco (de la 3 a la 8) y de 5 en el viaducto del Ramal al Periférico (de la 2 a la 6).





5. PRUEBA DE CARGA DE LA CIMENTACIÓN

5.1. Objeto de la prueba

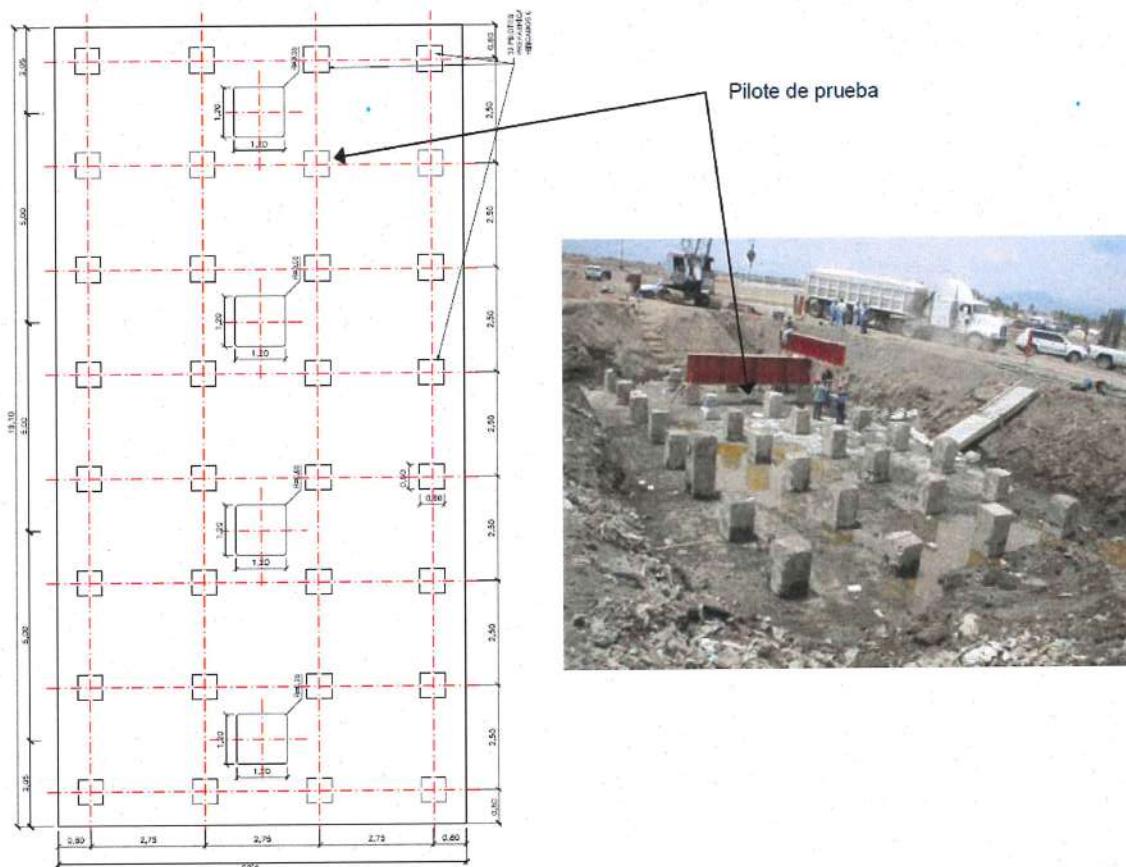
A fin de valorar las características de resistencia y deformabilidad del sistema pilote-suelo, se decidió llevar a cabo una prueba de carga en uno de los pilotes del apoyo 1 del Viaducto del Ramal al Periférico.

Dicho ensayo fue programado tomando en cuenta las indicaciones generales de la norma ASTM D-1143, que quedaron plasmadas en el procedimiento de ejecución.

5.2. Configuración del ensayo

La prueba se ha realizado en la pila 1 del mencionado viaducto, cuyo encepado es de hormigón armado de forma rectangular en planta, con dimensiones aproximadas de 19.10 x 9.85 m y altura de 1.0 m. El encepado se apoya sobre 32 pilotes prefabricados hincados (60cm x 60 cm), con separación de 2.50 m en el sentido transversal al viaducto y 2.75 m en el sentido longitudinal del viaducto.

En la figura siguiente se presenta un esquema de la configuración en planta de los pilotes del apoyo 1, así como la ubicación del pilote de prueba. Se utilizó un pilote definitivo para realizar la prueba, así como cuatro pilotes como reacción para la aplicación de la carga.



Cada pilote fue hincado en dos tramos de 15 m de longitud aproximadamente, los cuales se unieron mediante un cordón de soldadura en dos placas metálicas adosadas en cada extremo de los tramos. Los pilotes se hincaron por debajo del nivel del terreno natural mediante prolongador, para después excavar y descubrir los pilotes.

El pilote de prueba fue hincado el 13 de diciembre de 2003. La gráfica del número de golpes en función de la profundidad se muestra en la figura siguiente.

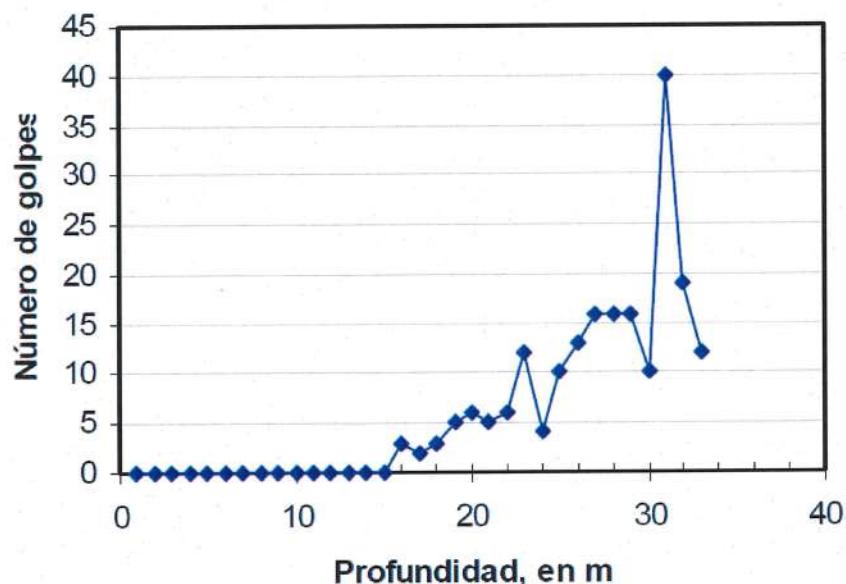
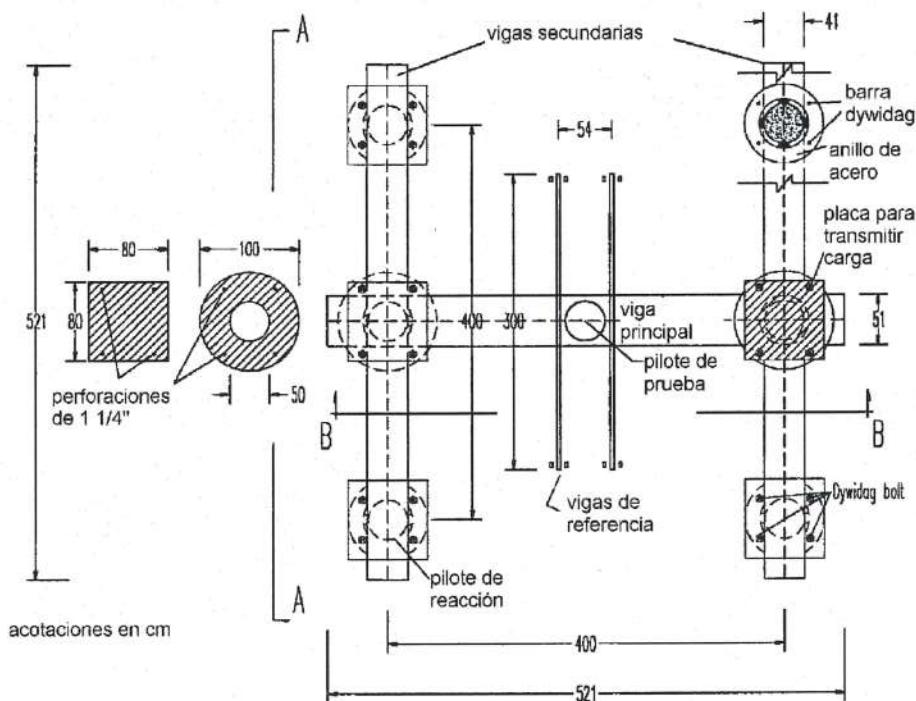
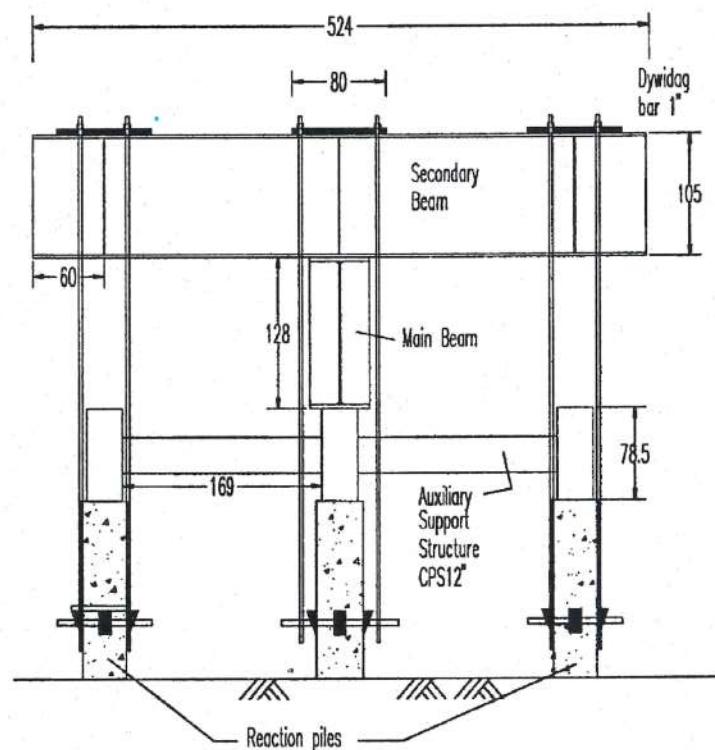


Fig 3.5 Registro de hincado del pilote de prueba

El elemento empleado para el sistema de reacción se presenta en la figura siguiente. Se utilizaron cuatro pilotes adyacentes al de prueba y dos vigas de reacción secundarias unidas a la viga de reacción principal de acero estructural en un arreglo H.



Vigas de reacción principal y secundarias, en pilotes de prueba y de reacción; croquis en planta



Vigas de reacción principal y secundarias, en pilotes de prueba y de reacción; croquis en alzado



La unión de los pilotes de reacción a las vigas secundarias se realizó por medio de barras Diwidag, descubriendo el hormigón de los pilotes hasta las varillas de refuerzo, donde se soldaron unas abrazaderas (ver figura).



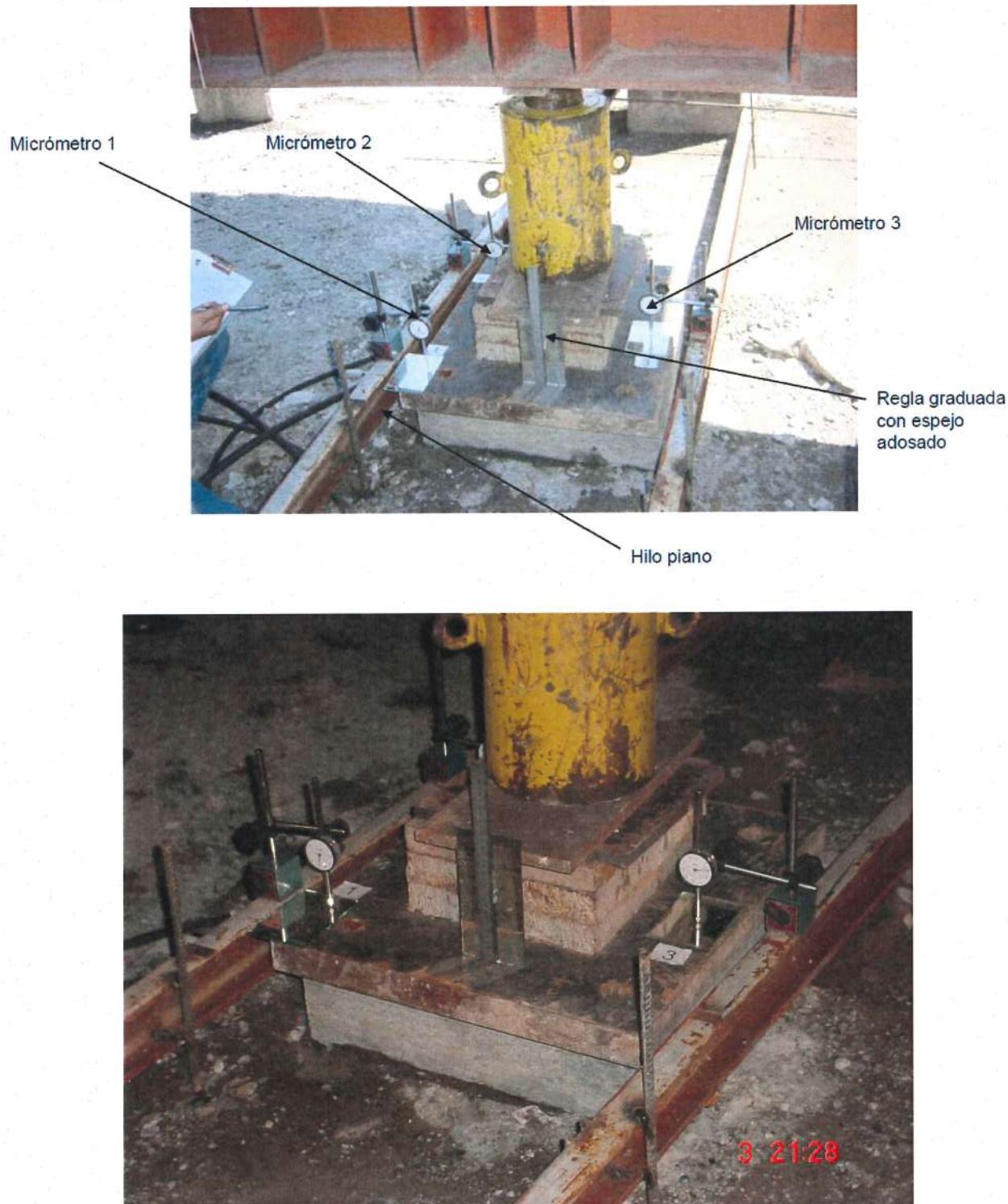
El sistema de referencia consistió en dos vigas metálicas paralelas a las caras Norte y Sur del pilote. Dichas vigas se fijaron a 1.5 m aproximadamente a cada lado del pilote. Debe decirse que uno de los extremos de estas vigas era fijo y el otro extremo móvil; éste último permitió la libre deformación del sistema de referencia por cambios de temperatura, sin afectar las lecturas de los instrumentos de medición.

Para la prueba de carga axial, se emplearon tres micrómetros colocados sobre la cabeza del pilote, con los que se midieron los desplazamientos verticales. Cada micrómetro se fijó al sistema de referencia por medio de bases magnéticas y se ajustó con plomada para asegurar la verticalidad del vástago de medición (ver figura). Éstos se apoyaron sobre superficies de vidrio para evitar la fricción con la cabeza durante los eventuales movimientos laterales.

Tabla 5.2 Equipos de medición empleados en la prueba

Equipo	Capacidad / Precisión
Micrómetros	500 mm / 0.001"
Gato hidráulico* -1: carga axial	200 ton / 6" de carrera
Bomba	10,000 psi / 1.5 %

Adicionalmente, se colocó una escala de precisión graduada con resolución de 1 mm, para contar con redundancia en las lecturas de los desplazamientos verticales. La escala se leyó por medio de un hilo de piano y un espejo para evitar errores de paralelismo.



5.3. Ejecución del ensayo

El procedimiento empleado es el de carga controlada; aplicando la carga en 8 incrementos iguales de carga hasta alcanzar una carga máxima igual al doble de la capacidad de carga admisible del pilote ($Q_{adm}=70$ ton).

La carga se aplicó en un ciclo hasta alcanzar una carga máxima igual al doble de la capacidad de carga admisible del pilote ($Q_{adm} = 70$ ton), en 8 incrementos constantes de carga; posteriormente, se descarga el pilote en cuatro incrementos (ver tabla adjunta). Cada incremento se aplicó una vez que la velocidad de desplazamiento del cabezal fuera menor que 0.25 mm/hr. La carga se aplicó por medio de un sistema hidráulico conformado por un gato de 200 t y una bomba manual. El sistema hidráulico se calibró previamente para conocer la carga aplicada asociada a las lecturas de presión en el manómetro.

Primera etapa: compresión axial

Q _a t	Q _u t	ΔQ		Carga aplicada, t	Tiempo estimado	Observaciones
		Criterio	Carga t			
70	140	25% Qu	17.5	17.5	30 min	O hasta $\delta < 250 \mu$ /hr
			17.5	35.0	30 min	Pero no mas de 2 horas
			17.5	52.5	30 min	
			17.5	70.0	60 min	
			17.5	87.5	60 min	
			17.5	105.0	60 min	
			17.5	122.5	60 min	
			17.5	140.0	60 min	
			-	140.00	12 hr	Si $\delta < 250 \mu$ /hr
			-	-	24 hr	Si $\delta > 250 \mu$ /hr
			-	-	-	Si la falla ocurre antes, parar

Segunda etapa: descarga axial

	25 % Qu	-35.0	140.0	15 min	Descarga
		-35.0	105.0		
		-35.0	70.0		
		-35.0	35.0		
		-35.0	0.00		

donde:

- Q_a Carga admisible
- Q_u Carga última
- ΔQ Incremento de carga
- δ Velocidad de deformación
- μ Micra = 1000 mm
- ε Deformación total

5.4. Resultados

En la Figura siguiente se presenta la gráfica tiempo-carga y tiempo-desplazamiento obtenidos durante la prueba.

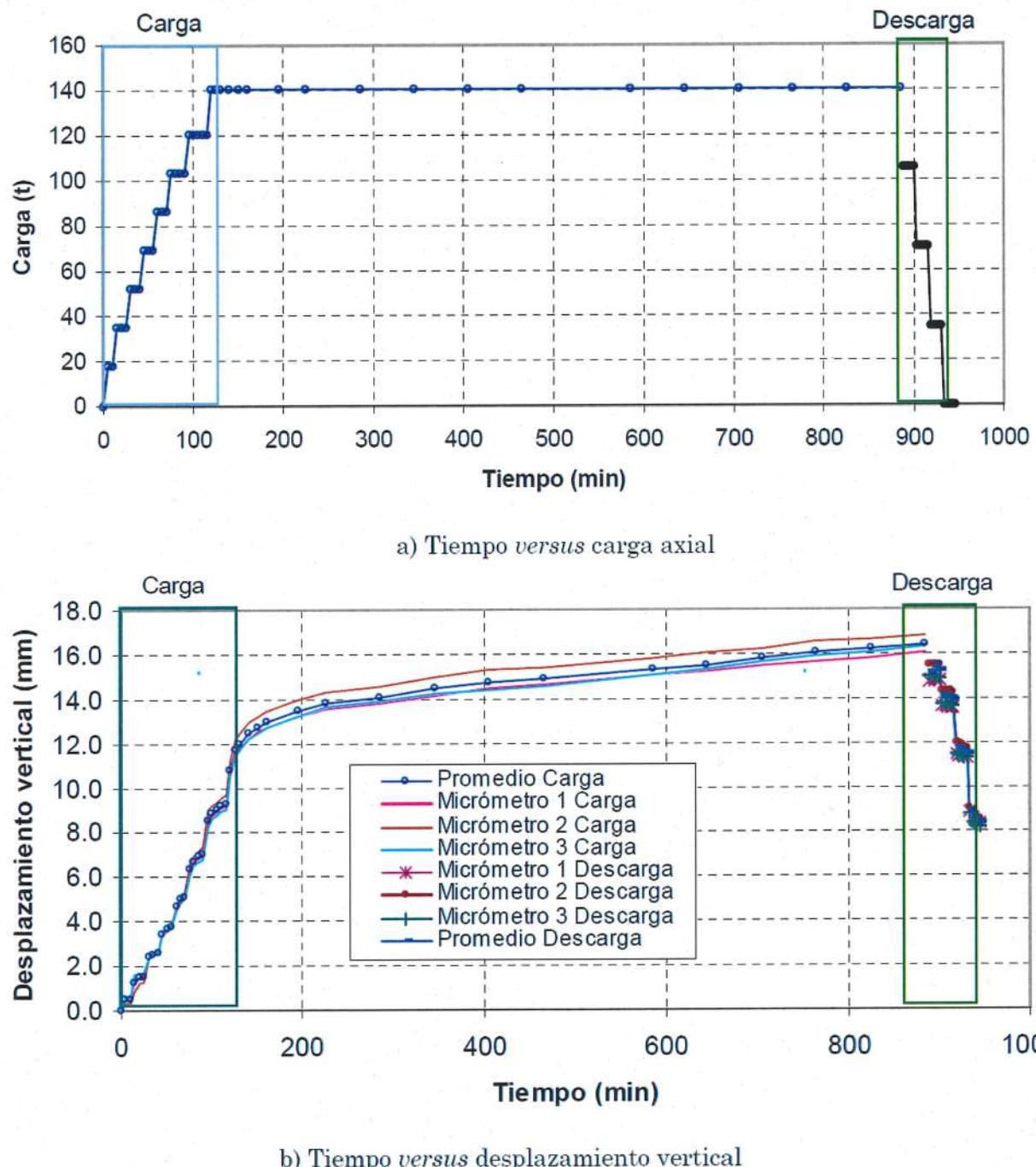


Figura 6.1 Gráficas tiempo-carga y tiempo-desplazamiento vertical

En la figura siguiente se presenta la gráfica carga-desplazamiento vertical de la cabeza del pilote para las dos etapas (carga y descarga). Los desplazamientos mostrados corresponden a los registrados al final de cada incremento de carga

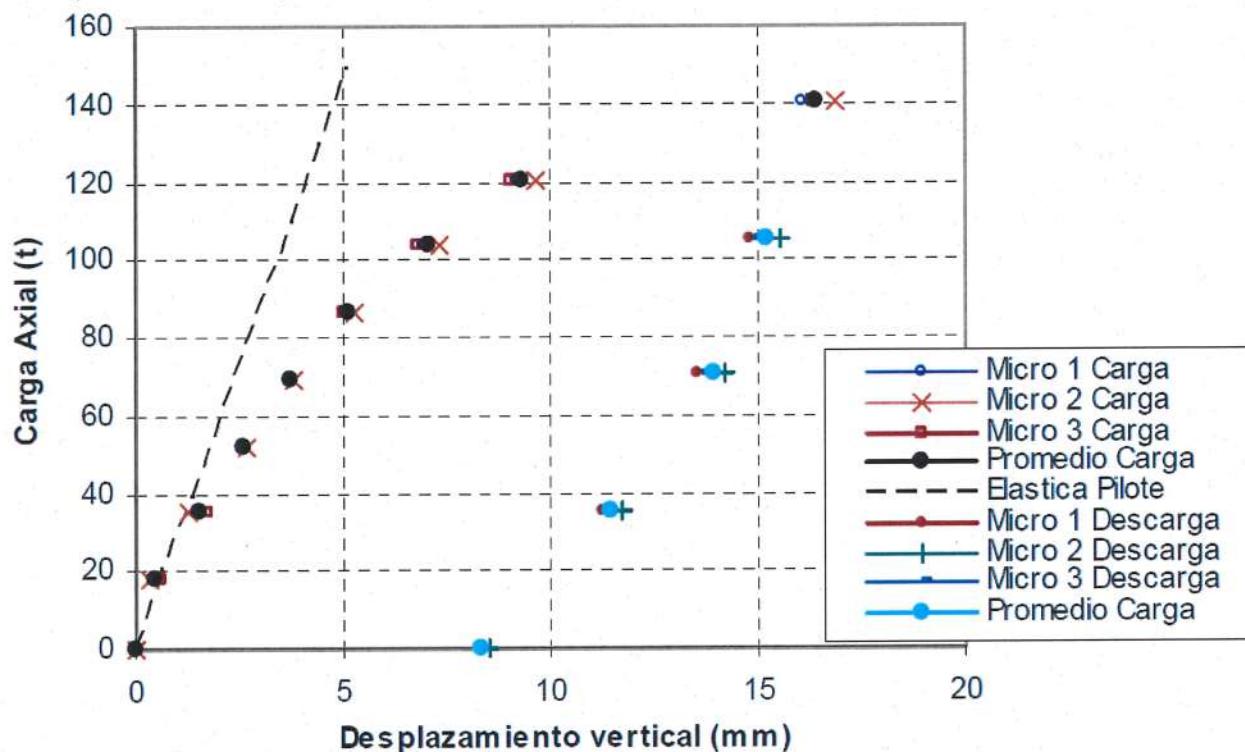


Figura 6.2 Gráfica carga-desplazamiento vertical

A continuación se muestra la interpretación de los resultados. La curva carga-desplazamiento puede dividirse en tres zonas: la inicial, donde el comportamiento es de naturaleza elástica (hasta una carga de 80 ton); posteriormente un tramo elastoplástico ($80 < \text{carga} < 140$ t) y finalmente plástico (> 140 t).

El pilote en el tramo elástico trabaja principalmente por fricción, mientras que en el intervalo elastoplástico el trabajo desarrollado es tanto por punta como por fricción. Para el tramo plástico se desarrollan completamente las resistencias por punta y fuste del pilote.

Las componentes de resistencia del pilote y los correspondientes desplazamientos del cabezal del pilote obtenidos son:

Componente	Carga (t)	Desplazamiento máximo (mm)
Fricción	100	7
Punta	60	16
Total	160	23

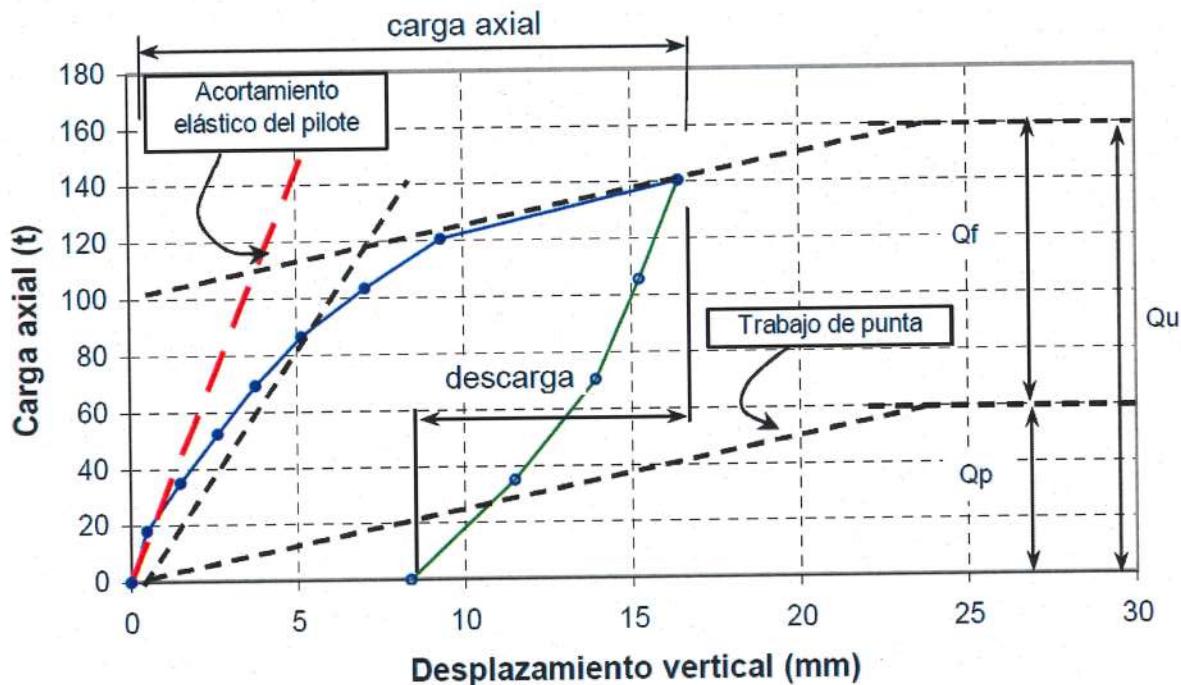


Figura 7.1 Interpretación de la prueba de carga

A efecto de conocer el valor de la carga última del pilote, se realizó la interpretación de los resultados con las siguientes técnicas; Tamez (2003); Chin (1970, 1971); y Fuller y Hoy (1970). En la tabla siguiente se muestran los valores obtenidos con cada una de las técnicas antes mencionadas, así mismo se muestran los valores del factor de seguridad y, como se puede observar, los factores de seguridad obtenidos son iguales o mayores que 2.0.

Método	(Q _v) ult (ton)	Factor de seguridad
Tamez	160	2.29
Chin	200	2.86
Fuller and Hoy	140	2.0

De acuerdo con la información y resultados anteriores, se pueden establecer las siguientes conclusiones de la prueba:

- El pilote ensayado bajo carga axial al doble de su capacidad de carga admisible ($2Q_a = 140$ t) no falló, aunque si desarrolló desplazamientos elastoplásticos.
- El desplazamiento total observado en la prueba para una carga de 140 t fue de 1.64 cm, de los cuales 0.83 cm fueron elásticos.
- Se estimó que la carga máxima del pilote se encuentra entre 140 t y 200 t y un desplazamiento vertical de 2.3 cm.
- Considerando la forma de la gráfica carga desplazamiento, se puede deducir que la capacidad por adherencia del suelo al fuste del pilote fue de 100 ton. De manera análoga al punto anterior, se puede decir que la capacidad por punta del pilote fue de 60 ton.

6. CONCLUSIONES

En el presente artículo se ha expuesto el diseño llevado a cabo de la cimentación profunda (pilotes prefabricados hincados) de dos viaductos ubicado en la zona del antiguo Lago de Texcoco (Ciudad de México). Dicha zona se caracteriza por la existencia de espesores importantes de arcillas de alta plasticidad, alta deformabilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante.

Mediante la investigación geotécnica realizada se ha obtenido una ley de resistencia al corte del terreno en función de la profundidad. A partir de dicha ley se ha llevado a cabo el diseño de la cimentación, empleando la normativa local para comprobar los estados límite de hundimiento y de servicio. En este diseño se ha tenido en cuenta la interacción con el hundimiento regional de la zona y la fricción negativa que se genera.

Posteriormente, con el fin de valorar las características de resistencia y deformabilidad del sistema pilote-suelo, y contrastar la bondad del diseño efectuado, se decidió llevar a cabo una prueba de carga en uno de los pilotes del apoyo 1 del Viaducto del Ramal al Periférico, interpretándola según varios métodos aplicables. Los factores de seguridad obtenidos han sido superiores a 2, corroborando la bondad del diseño adoptado.

7. AGRADECIMIENTOS

El autor desea expresar su agradecimiento a la empresa DIRAC, SA, encargada de la asistencia técnica a la Dirección de Obra, por su colaboración y sus aportaciones técnicas en el diseño de la cimentación.

También se manifiesta su agradecimiento a la empresa PILOTEC, SA, por la experiencia aportada en el diseño de la prueba y por su esmerada ejecución de la misma.

Por último, el autor quiere agradecer a la empresa IDEAM, S.A. y a todo el personal de OHL de obra y de la Oficina Técnica que ha intervenido en la construcción del viaducto, su apoyo y colaboración en el diseño de la cimentación y en el éxito de la prueba.



02 / Diciembre / 2009

Jornadas sobre
**OBRAS DE INTERÉS GEOTÉCNICO EJECUTADAS
POR LOS CONSTRUCTORES ESPAÑOLES**
Ciclo: Empresas Constructoras
38^a Sesión



CIMENTACIÓN Y MUROS DEL NUEVO HOSPITAL DE BURGOS



José Ramón Bombín Saiz
Departamento de Geotecnia
2 de diciembre de 2009

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO	3
2. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA REALIZADA	7
3. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DE LA PARCELA.....	9
3.1. GEOLOGÍA GENERAL DE LA ZONA.....	9
3.2. PERFIL GEOTÉCNICO DE LA PARCELA.....	9
3.3. DESCRIPCIÓN DE LAS PRINCIPALES UNIDADES GEOLÓGICAS.....	11
3.3.1. <i>Unidad geológica I: Arcillas algo arenosas de baja plasticidad.....</i>	11
3.3.2. <i>Unidad geológica II: Arcilla bastante arenosa, de baja plasticidad.....</i>	11
3.3.3. <i>Unidad geológica III: Arcilla y limo de alta plasticidad algo arenosa.....</i>	12
3.3.4. <i>Unidad geológica IV: Arcilla y limo de alta plasticidad bastante arenosa con yesos.....</i>	13
3.3.5. <i>Unidad geológica V: Margas yesiferas y/o yesos masivos</i>	13
3.4. PARÁMETROS GEOTÉCNICOS	14
3.5. NIVEL PIEZOMÉTRICO.....	14
4. PANTALLA DE PILOTES	15
4.1. INTRODUCCIÓN	15
4.2. DISEÑO DE LA SOLUCIÓN.....	16
4.3. EJECUCIÓN	22
5. CIMENTACIÓN	25
5.1. INTRODUCCIÓN: SOLUCIÓN DE PROYECTO	25
5.2. DISEÑO DE LAS DIFERENTES ZONAS.....	26
5.3. CIMENTACIÓN PROFUNDA: PILOTES HINCADOS	28
5.4. EJECUCIÓN	30
6. RESUMEN Y CONCLUSIONES	35

1. INTRODUCCIÓN Y DESCRIPCIÓN DEL EDIFICIO

La construcción del Nuevo Hospital de Burgos fue adjudicada a la UTE "OHL-Urbanizaciones Burgalesas-Isolux Corsan" en febrero de 2006. Se trata de un complejo hospitalario de nueva construcción.

En estos momentos, Diciembre de 2009, la obra se encuentra muy avanzada, habiéndose finalizado las fases de cimentación y estructura, realizándose en estos momentos las tareas de tabiquería, instalaciones, urbanización exterior...

Los terrenos donde se está construyendo se encuentran situados al Norte del centro urbano, en la salida de la N-623, de Burgos a Santander, en la ladera Sur de El Grajo, incluyendo el terreno que ocupa actualmente del Hospital Divino Valles. El terreno es alargado y está delimitado por la Calle de Islas Baleares, que parte de la rotonda donde confluye la Avda. Cantabria (N-623) y la zona de árboles existentes en la zona más alta del Grajo (964 m). La pendiente del terreno es pronunciada, suavizándose al acercarse a la Calle de Islas Baleares.



El hospital se encuentra distribuido en bloques de edificios conectados entre sí por dos grandes corredores que discurren de oeste a este, con patios intermedios, que dan lugar a gran cantidad de fachadas, permitiendo el paso de luz directa a las distintas áreas de atención.

El Vestíbulo principal está situado en el extremo oeste, y de él parten los corredores de comunicación.

El edificio administrativo, cuya altura es de 10 plantas, se encuentra exento con contacto a nivel de planta con el resto de edificios en los niveles 2, 3 y 4.

El Bloque Técnico es el conjunto de bloques situados en la zona sur del hospital, niveles 0 a 3, en el que se encuentran las áreas de urgencias, UCI, hospitales de día, quirófanos, reanimación, esterilización, radiología (bloques que integran las áreas de atención sanitaria más específicas).

El bloque de Consultas es el conjunto de bloques situados en la zona norte, niveles 2 a 4, destinados casi en su totalidad a consultas y gabinetes de exploración. En estos bloques se encuentran también los laboratorios, vestuarios, y radioterapia.

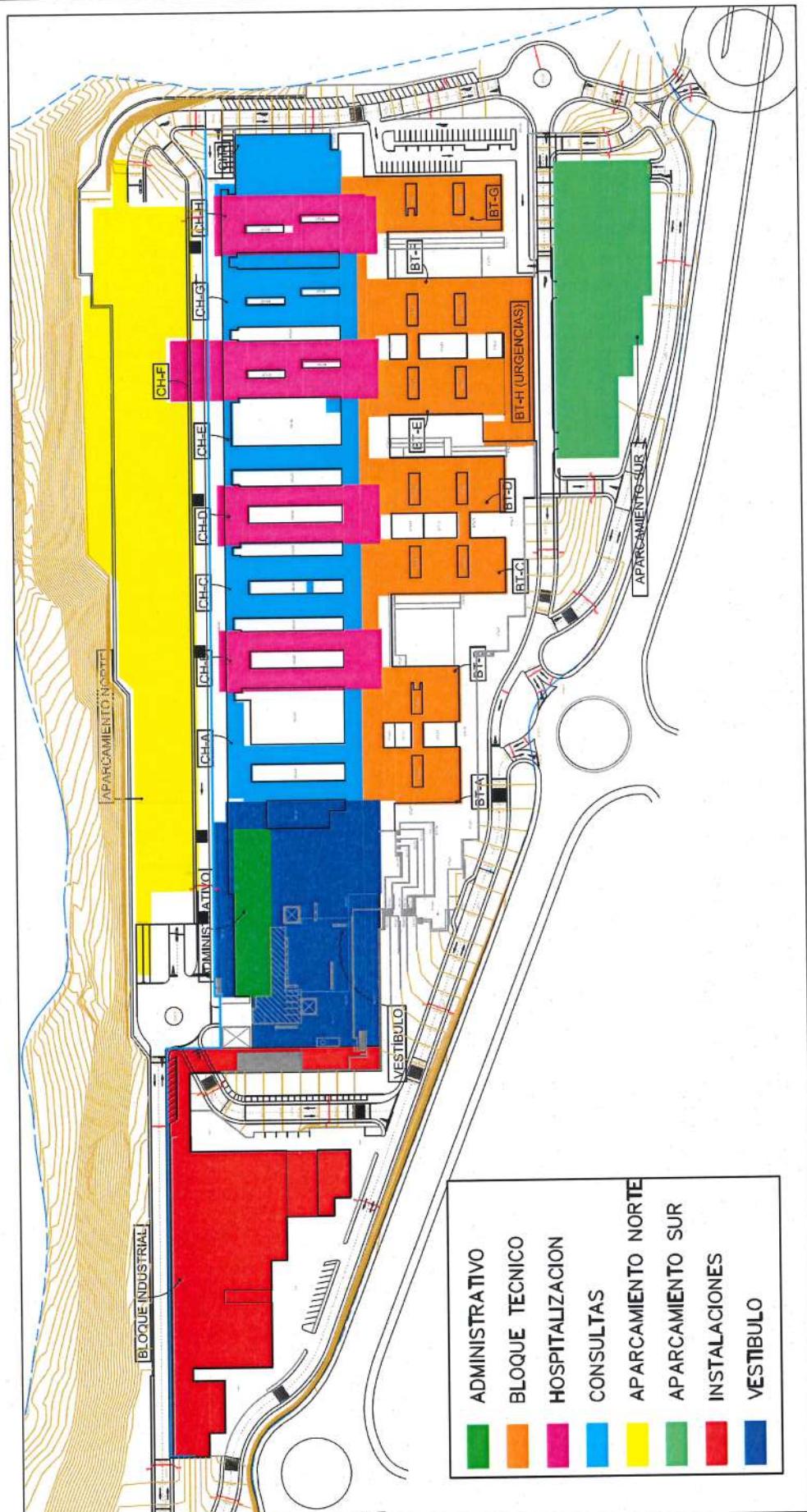
Separados en altura por dos plantas, ocupadas por un entramado de vigas "surco" formando un plano inclinado que cubre los bloques inferiores, surgen cuatro bloques independientes entre sí, en niveles 7 a 11, destinados a hospitalización

El Edificio Industrial se sitúa en la esquina oeste y retirado de los edificios destinados a uso hospitalario. Está destinado a central de energías, térmica y eléctrica, y cocina, partiendo de él existe una gran galería en nivel 2 que penetra hasta el gran corredor central del hospital en los niveles 1 y 0 a través de un gran núcleo de comunicaciones situado en el extremo suroeste de la plaza que da acceso al vestíbulo principal.

En la zona norte y zona sur se encuentran dos grandes aparcamientos, en varios niveles, semicubiertos.

Datos del hospital:

Superficie construida	236.000 m ²
Hospitalización	678 camas
	348 m ² /cama
Servicios Ambulatorios	119 consultas y locales
Hospitales de Día	78 puestos
Urgencias	85 puestos
Obstetricia	2 paritorios
Quirófanos	25 quirófanos
Gabinetes de exploración	54 locales
Radiología y radioterapia	32 salas
Diálisis	38 puestos
Aparcamientos	1.582 plazas
Importe de edificación	162.000.000 €
Importe de equipamiento	47.000.000 €



Mediciones más importantes:

Movimiento de tierras	900.000 m ³
Pantalla Norte	11.000 ml pilotes in situ
Cimentación	68.000 ml pilotes prefabricados
Hormigón	130.000 m hormigón in situ 7.600 m ³ hormigón prefabricado
Acero	10.000.000Kg acero pasivo 160 000 Kg. acero activo 900.000 Kg. apero laminado
Fachadas	52.000 m ² fachadas ligera 11.0000 m ² fachada pizarra 7.500 m fachada muro cortina 23.000 m ² carpintería exterior
Cubiertas	37.500 m ² planas 16.500 m ² metálicas
Distribuciones	128.000 m ² tabiquería
Pavimentos y solados	60.000 m ² rígidos 96.000 m ² PVC
Revestimientos Verticales	10.800 m ² gres 200.000 m ² pinturas 7 900 m ² vinílicos 10.000 m ² PVC
Falsos techos	50.000 m ² continuos 80.800 m ² registrables
Electricidad	100.000 puntos. 1 subestación y 4 centros de transformación 4 grupos electrógenos de 1.500 Kva.
Climatización	192 unidades tratamiento aire 2.213 unidades terminales 102.955 ml conductos
Transporte	58 aparatos elevadores
Control Centralizado	4 400 señales
Voz y Datos	27.000 puntos
Gases Medicinales	3 838 tomas
Detección Extinción	17.600 puntos 546 BIEs
Extinción Automática	3 774 rociadores 3.961 kg FM200

2. INVESTIGACIÓN GEOTÉCNICA REALIZADA

Como ya se ha descrito anteriormente, el tamaño de la parcela donde está ubicado el hospital es de un tamaño considerable (más de 200.000 m²) y el número de edificios y el volumen de los mismos también es significativo.

Por estas razones la investigación geotécnica realizada ha sido muy intensa. Una de las características de esta investigación ha sido que se ha ido adaptando a las condiciones geotécnicas y técnicas de cada uno de los edificios realizados, al haber realizado cambios de ubicaciones de los mismos durante el proceso de construcción.

A continuación se incluye un resumen de la investigación geotécnica realizada.

Fecha	Nº de sondeos	Nº de penetrómetros	Nº de catas	Ubicación
Junio 2004	3	4	2	En toda la parcela
Enero 2005	10	-	-	En toda la parcela
Abril 2006	9	-	-	Zona del talud
Junio 2006	18	16	-	Toda la parcela
Junio 2007	-	53	-	Edf. Administrativo
Julio 2007	-	67	-	Edf. Administrativo, vestíbulo
Diciembre 2007	9	16	-	Edificio industrial, aparcamientos norte y sur
Total	49	153	2	

Las longitudes de los sondeos varían entre los 20 y los 30 metros.

Además con las muestras obtenidas en los sondeos se han realizado los ensayos de laboratorio habituales (granulometría, límites, resistencia a compresión simple, triaxiales, cortes directo, sulfatos...)

A continuación se incluye un plano con la ubicación de la investigación realizada:



3. DESCRIPCIÓN GEOLÓGICA DE LA PARCELA

3.1. Geología general de la zona

La provincia de Burgos se localiza en el borde nororiental de la Cuenca del Duero, que ha sido rellenada por la deposición continental terciaria, constituyendo estos materiales detríticos unos de los dominios más representativos de la misma. Por otro lado, y representado fundamentalmente por las petrologías aflorantes en la Sierra de la Demanda, aparece lo que podemos considerar el zócalo o basamento de la Cuenca de la zona.

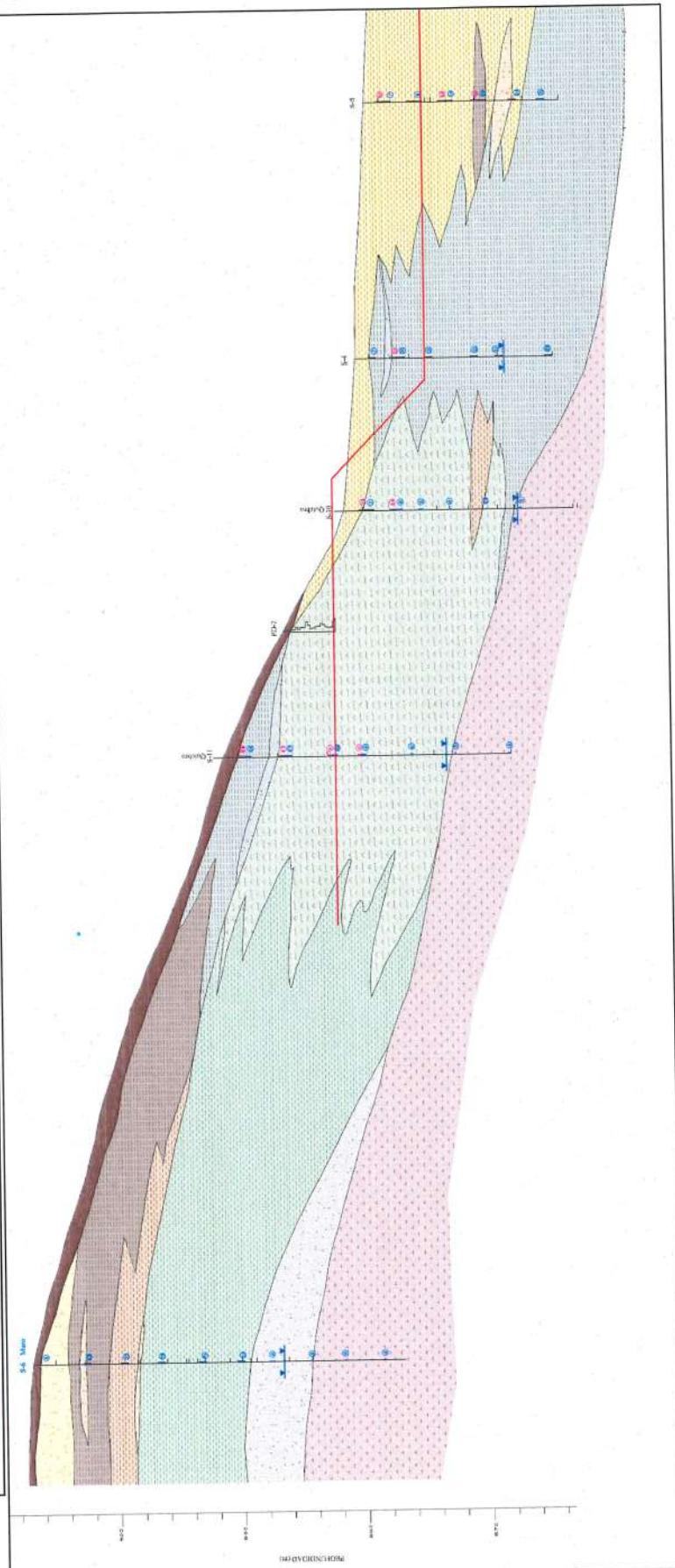
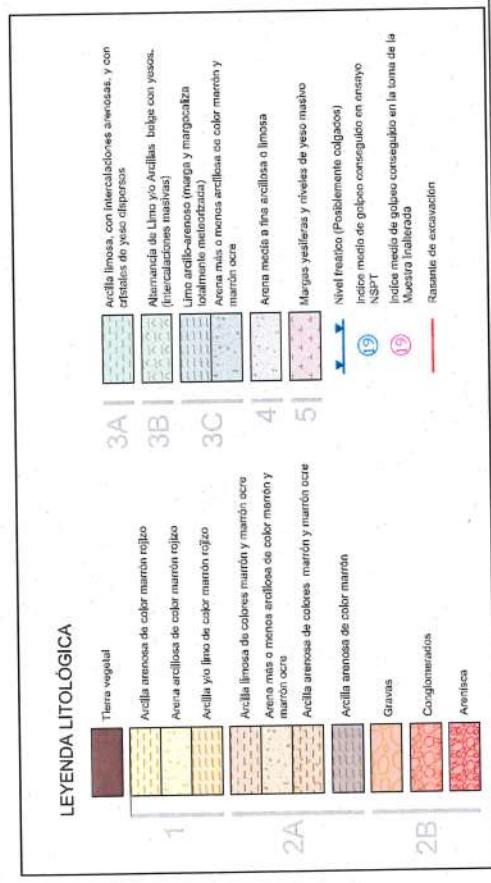
En la ciudad de Burgos todos los materiales aflorantes corresponden al Mioceno y al Cuaternario. La zona investigada, en concreto, se emplaza exclusivamente sobre materiales terciarios, apareciendo en profundidad las facies correspondientes a materiales margosos alternando con yesos.

Por encima de éstos se observan otras facies primero arenosas y luego arcillosas con yesos dispersos. Por último, y hacia la parte más alta aparecen alternancias de arenas, limos y arcillas en los que no se observan presencia de yesos.

Estas facies están constituidas por niveles arenosos, arcillas y limos que, en la literatura geológica, se describe que incluso llegan a intercalar conglomerados poligénicos (Paleocanales). Las arcillas (Lutitas) pueden incluir ocasionalmente algunas capas de arenas finas de espesores centimétricos y de aspecto tabular, que corresponden a depósitos de desbordamiento de canales próximos. Desde el punto de vista mineralógico estas lutitas están constituidas por un 80 % de illita, un 15 % de caolinita y un 5 % de interestratificados.

3.2. Perfil geotécnico de la parcela

El perfil geotécnico general de la zona se puede esquematizar como un nivel superior de arcilla y limos con algo de arena, relativamente blando, situado sobre un nivel de margas yesíferas. Este nivel de margas yesíferas se encuentra entre 15 a 20 metros por debajo del terreno natural, casi siempre de forma paralela a la cota del terreno natural antes de comenzar la excavación.



3.3. Descripción de las principales unidades geológicas

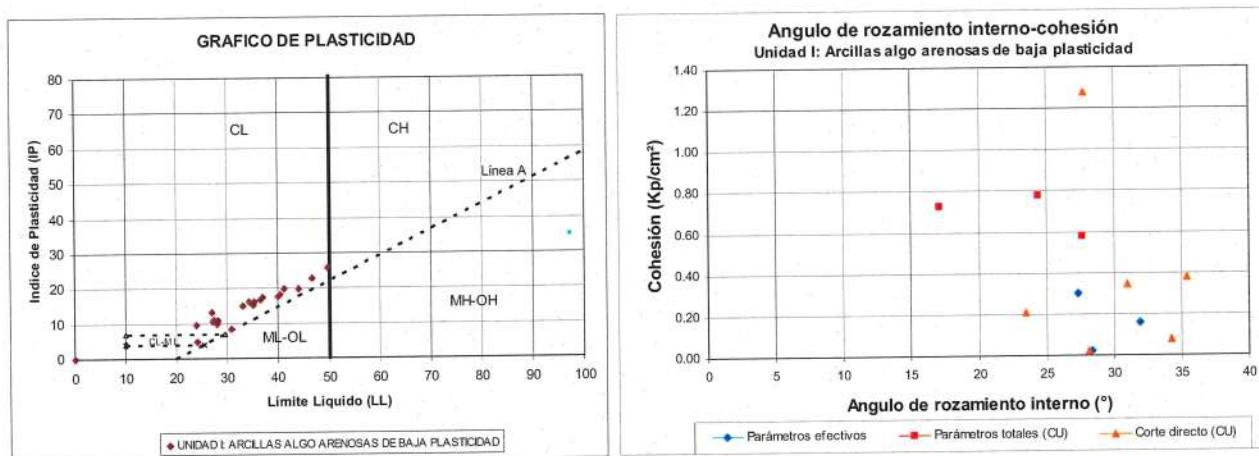
A partir de los resultados de los sondeos, los ensayos de penetración y el análisis de los resultados de los ensayos de laboratorio se han diferenciado 5 unidades geológicas, que a continuación se describen:

3.3.1. Unidad geológica I: Arcillas algo arenosas de baja plasticidad

Esta unidad aparece en la zona más alta de la parcela; se han detectado potencias máximas de 20 metros, estando generalmente localizado su muro por encima de la cota 895-900 m.

Se trata de un arcilla color marrón-rojiza (finos: 83%), con cantidades variables de arena (algunas muestras se han clasificado como SC), de plasticidad baja (LL=31; IP=13). La densidad seca de este material es alta ($\gamma_d=18.3 \text{ kN/m}^3$). No se han detectado yesos.

En los ensayos de resistencia a compresión simple se ha obtenido un valor medio de 0.54 MPa, valor que se corresponde razonablemente con los ensayos SPT realizados en los sondeos (N_{SPT} variable entre 11 y rechazo, con un valor medio de 33), por lo que puede calificarse la consistencia del material como muy firme a dura.

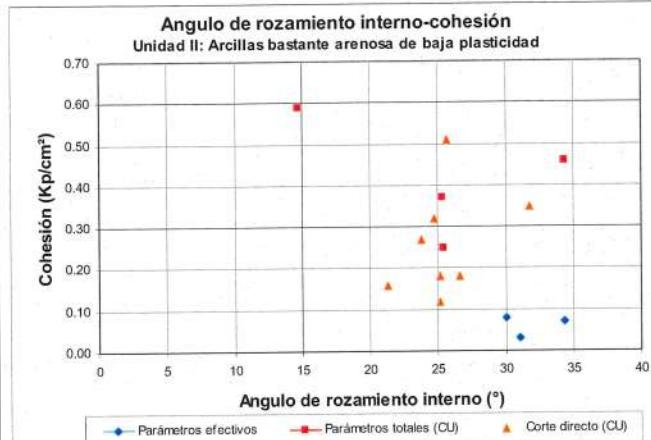
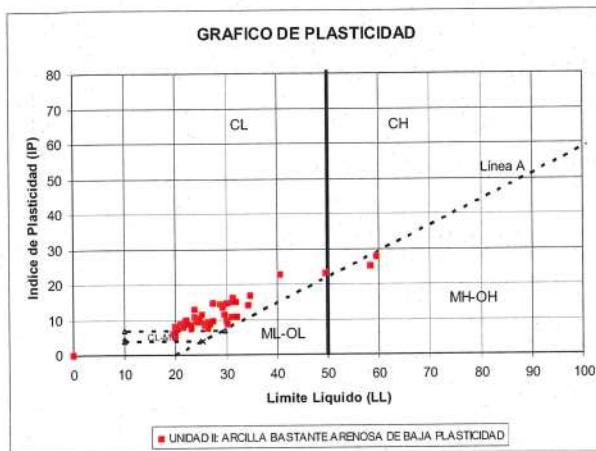


3.3.2. Unidad geológica II: Arcilla bastante arenosa, de baja plasticidad.

Esta unidad aparece en la zona baja de la parcela. Su origen geológico podría ser deposiciones del río Vena. Se han detectado espesores de hasta 15 metros, situándose siempre por encima de la cota 865 y no habiéndose detectado por encima de cota 885.

Se trata de un arcilla color marrón -rojiza (finos 63 %), con cantidades variables de arena (entre 80 % y 4%, algunas muestras se han clasificado como SC) y de plasticidad baja (LL=27; IP=11). La densidad seca de este material adopta un valor medio de $\gamma_d=17.9 \text{ kN/m}^3$. No se han detectado yesos.

En los ensayos de resistencia a compresión simple se ha obtenido un valor medio de 0.12 MPa, valor que puede correlacionarse razonablemente con los ensayos SPT realizados en los sondeos (N_{SPT} variable entre 7 y 24, con un valor medio de $N_{SPT} = 13$ golpes/30cm.), por lo que puede calificarse la consistencia del material como firme a muy firme.



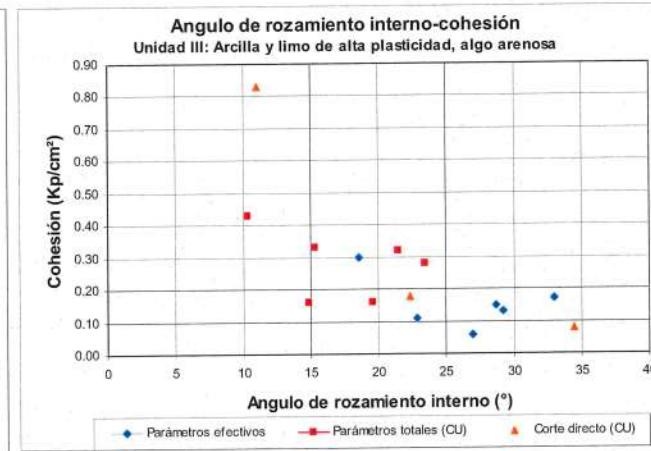
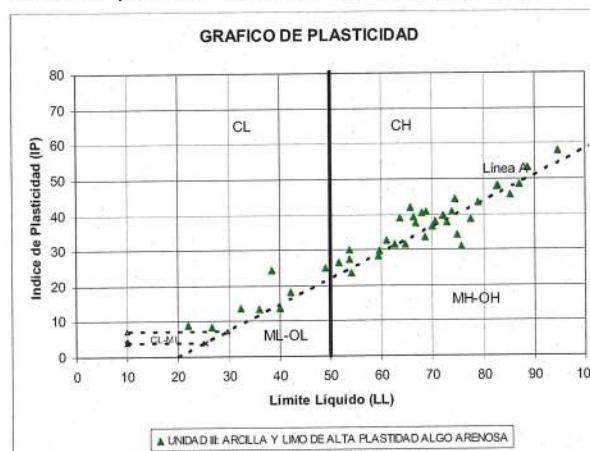
3.3.3. Unidad geológica III: Arcilla y limo de alta plasticidad algo arenosa.

Esta unidad aparece en las zonas medias de la parcela, en contacto con la unidad anterior. Se trata de un material similar a la unidad geológica IV, aunque más alterada. Se han detectado espesores de hasta 20 metros, situándose generalmente por encima de la cota 860.

Se trata de un arcilla color beige ocre y gris verdoso (% finos= 78%), con cantidades variables de arena (11% de media), de plasticidad alta (LL=67; IP=36). La densidad seca de este material es baja ($\gamma_d=13.2$ kN/m³).

En los análisis de agresividad se ha detectado la presencia de yesos, aunque con valores menores a los mínimos que la EHE considera para un suelo agresivo (% sulfatos ~ 1,500 mg/kg)

En los ensayos de resistencia a compresión simple se ha obtenido un valor medio de 0.11 MPa, correspondiendo a una consistencia firme. En los ensayos SPT realizados en los sondeos se han obtenido valores variables entre 3 y 25, con un valor medio de 13, por lo que según este valor, también puede calificarse la consistencia del material como firme.



3.3.4. Unidad geológica IV: Arcilla y limo de alta plasticidad bastante arenosa con yesos.

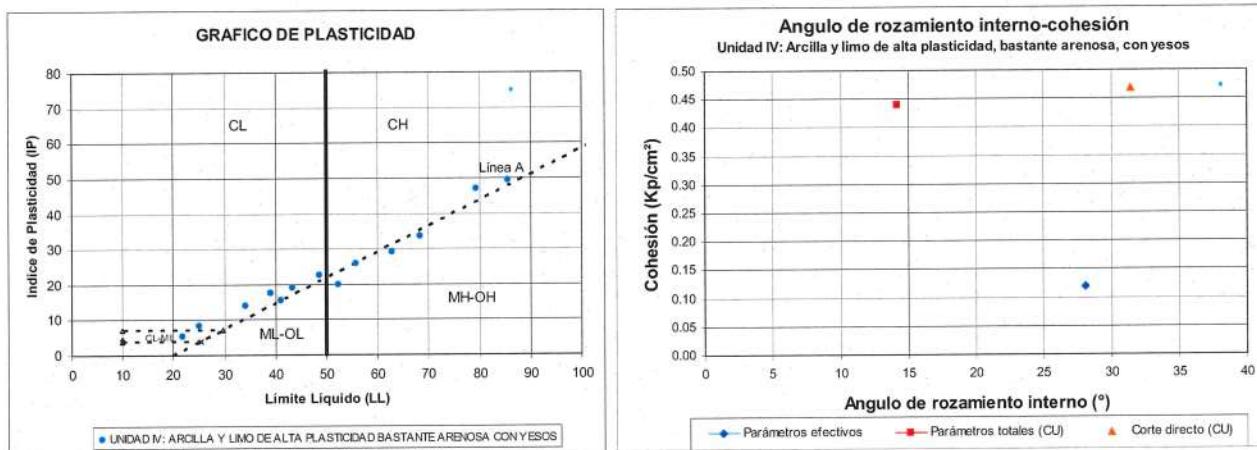
Esta unidad aparece en las zonas medias de la parcela. Es similar a la Unidad Geológica III, aunque menos alterada y con mayor presencia de yesos.

Se han detectado espesores de hasta 20 metros, situándose generalmente siempre por encima de la cota 870. Se sitúa bajo la unidad I.

Se trata de un arcilla color beige verdoso (% de finos= 66 %), con cantidades variables de arena (valor medio de 21,6%), de plasticidad alta (LL=50,5; IP=24), aunque podría calificarse como media-alta, ya que el límite entre ambas categorías se sitúa en LL=50. La densidad seca de este material es de $\gamma_d=15.1$ kN/m³.

En los análisis de agresividad se ha detectado la presencia de yesos (en los sondeos se han encontrado intercalaciones de yesos masivos). Su grado de agresividad según la EHE puede considerarse FUERTE.

En los ensayos de resistencia a compresión simple se han obtenido valores dispares (0.07, 0.17, 0.24, 0.25 y 2.66 MPa), si bien el valor superior corresponde a un nivel de yeso cristalizado litificado, por lo que el valor medio obtenido sin considerar este último valor ronda los 0.2 MPa. En los ensayos SPT realizados en los sondeos, los resultados del valor N_{SPT} varía entre 7 y rechazo, si bien predominan los valores de más de 30 golpes/30 cm., por lo que se puede calificar su consistencia como dura, con algunas zonas intercaladas más alteradas de consistencia muy firme.



3.3.5. Unidad geológica V: Margas yesíferas y/o yesos masivos

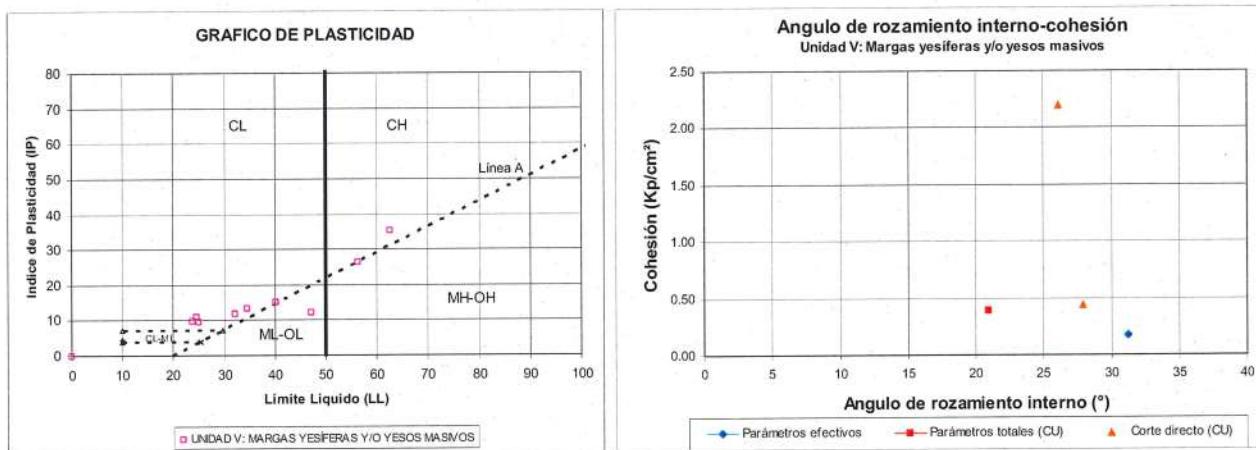
Esta unidad corresponde a la base de las unidades anteriores. Se encuentra diferenciado del resto de los niveles por un contacto bastante neto.

Asimismo, también se ha detectado este nivel en los sondeos efectuados en la zona alta de la parcela a una cota variable entre la 880 y la 890, mientras que en los sondeos de la zona más baja no ha parecido hasta la cota 860-862. Esta diferencia de cotas de aparición del nivel de margas indica que el techo del mismo es sensiblemente paralelo a la ladera.

Este nivel está constituido por margas yesíferas de color gris oscuro, que alternan con niveles de yeso más o menos masivo, cristalizado o pulverulento. El porcentaje de finos es del 79 %, con cantidades variables de arena (entre 47 % y 0%, con un valor medio del 16%), de plasticidad media (LL=35; IP=14). La densidad seca de este material es de $\gamma_d=16.7 \text{ kN/m}^3$.

En los análisis de agresividad, al ser un material con importante presencia de yesos, resulta un grado de agresividad FUERTE según la EHE.

En los ensayos de resistencia a compresión simple se han obtenido valores variables entre 0.04 MPa y 2.5 MPa (valor medio de 0.68 MPa). Estos materiales han arrojado rechazo en la práctica totalidad de los ensayos de penetración estándar realizados, calificándose su consistencia por tanto como dura.



3.4. Parámetros geotécnicos

Finalmente, como resumen de los parámetros geotécnicos de las distintas unidades geológicas consideradas, se muestra la tabla siguiente:

Unidad	Denominación	N_{SPT}	N_{SPT} _{med}	γ_{seca} (KN/m ³)	γ_{apar} (KN/m ³)	q_u (Kp/cm ²)	LL	IP	% Arena	% Finos	Parám. C.P.		Parám. L.P.		
											E_{edom} (Mpa)	c_u (Kp/cm ²)	ϕ_u (°)	c' (Kp/cm ²)	ϕ' (°)
I	Arcillas algo arenosas de baja plasticidad	11-R	33	18,3	21,4	5,4	32	14	16	83	14	0,4	28	0,15	30
II	Arcilla bastante arenosa, de baja plasticidad	7-24	13	18	21	1,2	27	11	29	63	9	0,25	25	0,05	32
III	Arcilla y limo de alta plasticidad, algo arenosa	3-25	13	13,2	18	1,1	67	36	11	78	7	0,3	19	0,15	26
IV	Arcilla y limo de alta plasticidad, bastante arenosa, con yesos	7-R	>30	15,1	18,2	2	51	24	22	66	18	0,5	20	0,1	28
V	Margas yesíferas y/o yesos masivos	R	R	16,7	20,1	6,8	35	14	16	79	47	1,3	25	0,2	31

3.5. Nivel piezométrico

Durante la ejecución de los sondeos y la construcción de la obra se ha estado midiendo la situación del nivel freático en los diferentes sondeos realizados.

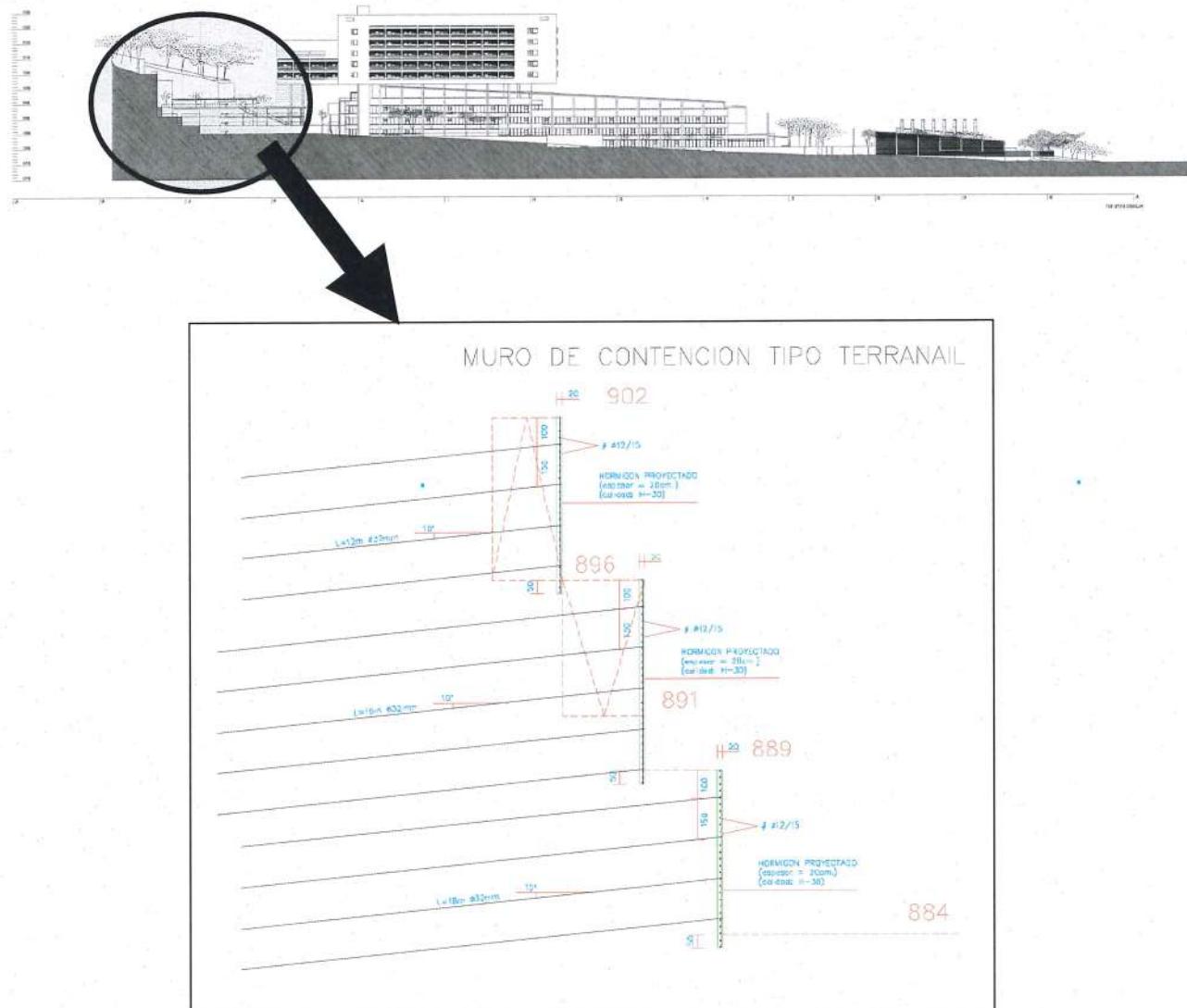
Con los datos obtenidos en los sondeos se estimó que el nivel freático se situaba por debajo de la cota de apoyo de las diferentes cimentaciones, de forma que no iban a afectar a la obra. Esto se ha comprobado durante la construcción, ya que la presencia de agua subterránea no ha afectado a la ejecución de las diferentes cimentaciones.

4. PANTALLA DE PILOTES

4.1. Introducción

Como ya se ha descrito anteriormente, la parcela donde se ubica el hospital se sitúa en la ladera Sur de El Grajo. Debido a esto, para la construcción de la zona del hospital situada en la parte alta de la parcela era necesario realizar una excavación de más de 18 metros de altura, para llegar a la cota de la primera plataforma de cimentación.

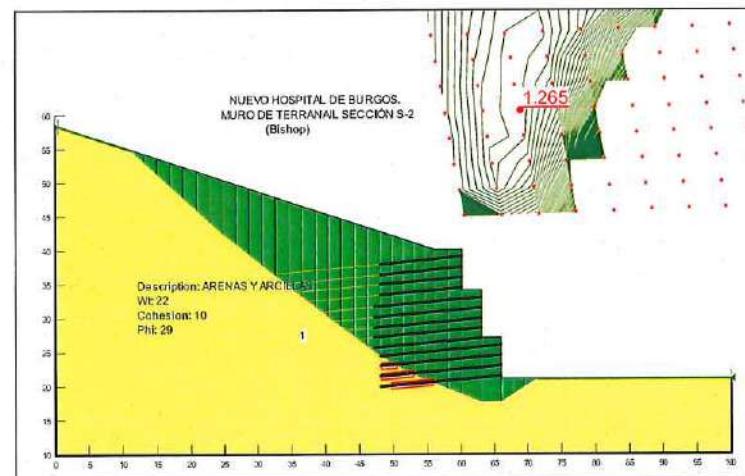
Para poder alcanzar la cota de apoyo se diseñó en proyecto una excavación de más de 18 metros mediante el sistema de ejecución tipo "TERRANAIL". Este sistema de muros es una técnica de estabilización de desmontes, basada en la introducción de bulones pasivos a medida que se avanza en la excavación (talud clavado):



4.2. Diseño de la solución

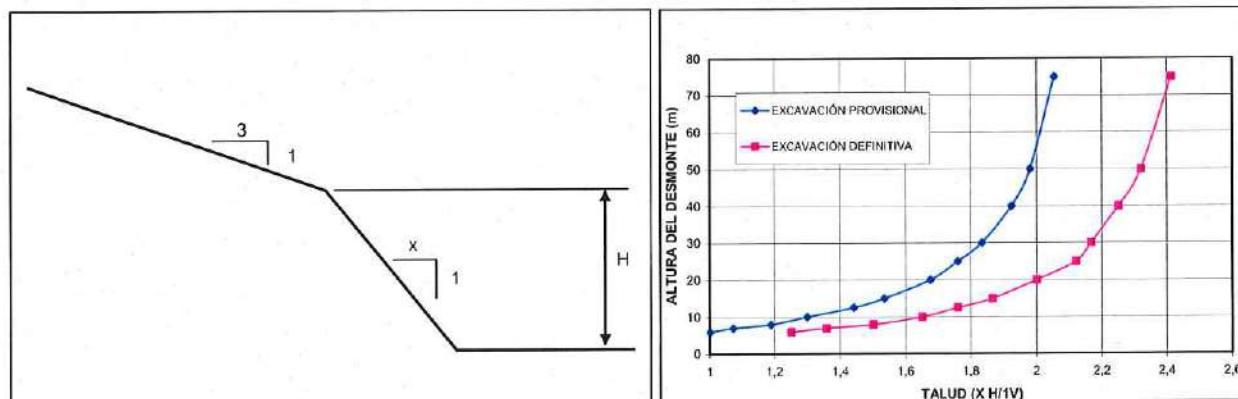
Tras la realización de la campaña geotécnica en la zona de ejecución de este muro se comprobó que los materiales que se habían localizado en esta campaña no eran los más adecuados para poder ejecutar este tipo de solución. Los materiales detectados eran suelos formados principalmente por arcillas y limos de consistencia firme. Se analizó la solución de proyecto, asignando a este nivel unos parámetros tenso-deformacionales acordes con su naturaleza.

En el análisis se comprobó que la solución de proyecto no ofrecía un factor de seguridad suficiente para una obra de esta magnitud y que para conseguir un factor de seguridad adecuado era necesario reforzar sustancialmente la solución de proyecto, llegando a no ser viable esta solución (realización de mayor número de bulotes y aumentar la longitud de estos).



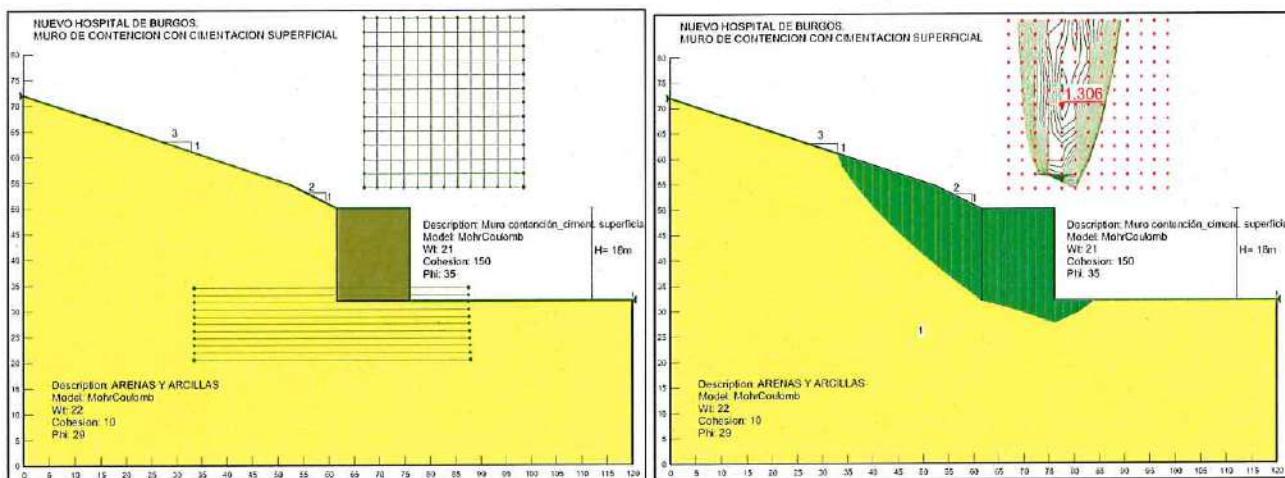
Para poder alcanzar la cota de apoyo prevista en el proyecto se analizaron las diferentes posibles soluciones que podrían adecuarse a este caso:

- Excavación con un talud definitivo: Se estudiaron los diferentes taludes a ejecutar en función de la altura máxima de excavación, tanto en situación definitiva como en fase de obra. En el gráfico siguiente se dibuja la variación de este talud con la altura.

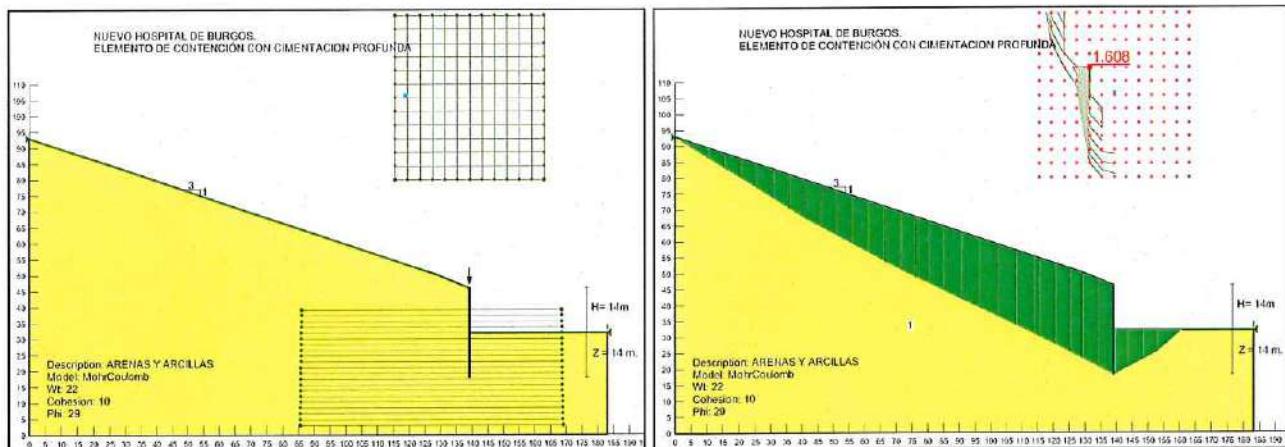


Con esto se determinó que el talud estable para una situación definitiva y altura finales de excavación en el entorno de los 30 m (era necesario excavar algo más al estar la obra en ladera) era el 2.2H/1V. Esta inclinación de la pendiente no era compatible con el tamaño de la parcela, afectando a parte de la zona del alto de "El Grajo". Además el volumen de excavación era muy importante.

- Excavación provisional y ejecución de un muro de gravedad: El factor de seguridad no era suficiente. Se producía una superficie de inestabilidad por debajo del cimiento.



- Pantalla de pilotes: Necesidad de anclajes definitivos.



Como se ve, cualquiera de estas soluciones y debido a la altura total, no permitía solucionar el problema con una seguridad suficiente; la solución que más se adecuaba era la ejecución de una pantalla de pilotes, pero la necesidad de anclajes definitivos obligaba a un mantenimiento continuo de éstos a lo largo de toda la vida del hospital.

En este punto, y tras un estudio de las necesidades del hospital, se analizó una posible reorganización de la posición en planta de los edificios, con el fin de alejarse de la ladera. Para ello era suficiente desplazar el complejo hospitalario unos 30 metros de la ladera, moviendo algunos edificios del complejo a otras zonas de la parcela, para de esta forma, sin modificar las cotas de apoyo de los diferentes edificios, reducir considerablemente la altura total de las excavaciones, y por lo tanto la necesidad de sostenimientos.

En este punto se volvieron a analizar las diferentes soluciones antes estudiadas, pero con una altura algo menor ($H_{max}=8$ m).

En este caso la solución que se eligió fue la realización de una pantalla discontinua de pilotes. En la elección de esta solución influyeron los siguientes puntos:

- a) Menor altura de excavación al ser una solución totalmente vertical.
- b) Facilidad para adaptar los diámetros del pilote y la longitud de empotramiento en cada caso, ya que las alturas de excavación eran muy variables.
- c) Este tipo de solución se diseñó de forma que no era necesaria la realización de anclajes, ni provisionales ni definitivos, que hubieran afectado al coste del mantenimiento de la solución.
- d) Los altos rendimientos estimados que pueden conseguirse en esta solución, debido a las características geotécnicas de la zona y la posibilidad de trabajo de varias máquinas.
- e) Seguridad durante la ejecución de esta solución, al no ser necesario realizar ninguna excavación provisional y que la excavación por delante la pantalla sólo se realiza tras la ejecución de los pilotes.

En este punto hay que comentar que durante la fase de excavación de la parcela, cuando se estaba acondicionando el terreno para alcanzar las diferentes plataformas de apoyo de los edificios, se produjo un deslizamiento en la zona noroeste de la parcela.



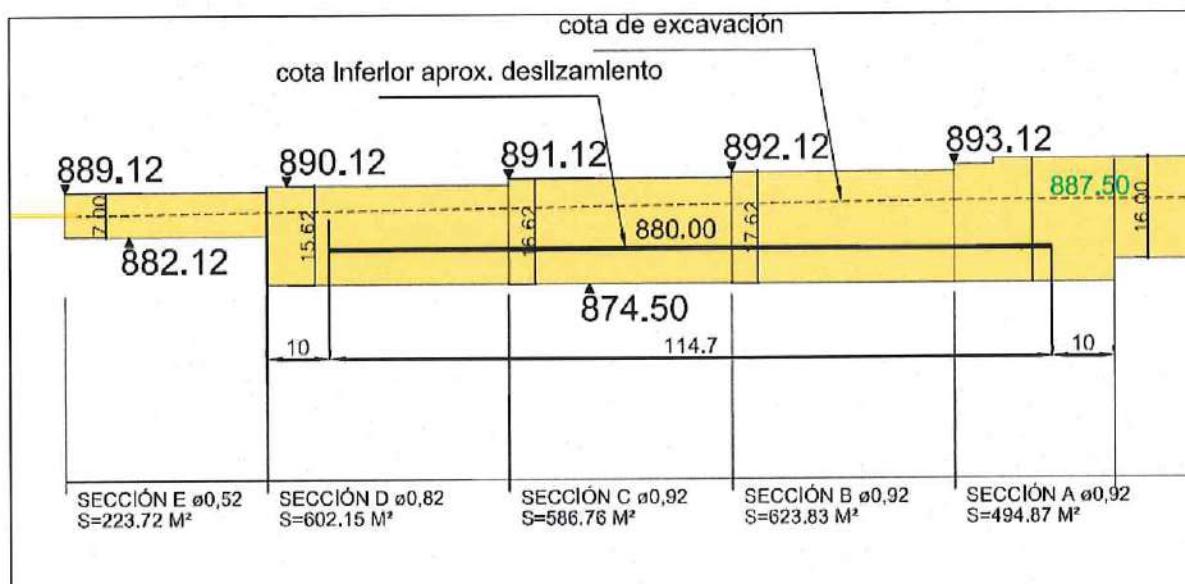
El deslizamiento abarcaba una longitud aproximada de unos 50 metros y afectaba a una zona lateral de la parcela de aproximadamente otros 50 metros; éste se produjo tras una tormenta de agua. El talud tenía una altura aproximada de 15 metros y se estaba ejecutando con una pendiente 1H:1V y bermas de aproximadamente 1,5 metros de anchura dispuestas cada 4 metros de altura.

El deslizamiento fue probablemente causado por el reblandecimiento y la consiguiente disminución de la resistencia al corte de las capas de arcilla inferiores en contacto con niveles arenosos saturados de agua. Este deslizamiento tenía un escarpe superior de 2 a 2.5 metros y su dirección principal de movimiento era ligeramente oblicua a la excavación.

Como medidas de estabilización provisionales se ejecutó al pie del deslizamiento un relleno y se procedió a descargar la zona superior del terreno original por encima del escarpe.

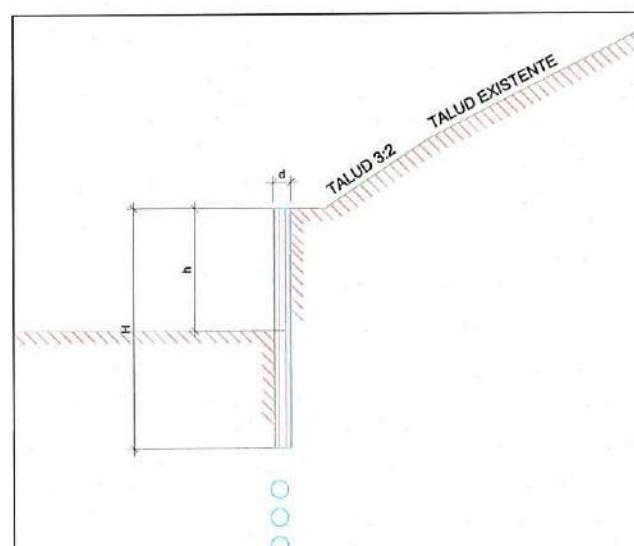
Se realizó un análisis retrospectivo del deslizamiento, con el que se obtuvieron los parámetros residuales del terreno. Con estos valores se procedió a diseñar un sostenimiento específico en la zona para evitar la reactivación del deslizamiento y poder proceder la excavación hasta la cota prevista.

El sostenimiento previsto en la zona fue el mismo que en el resto del talud (pantalla de pilotes) sólo que en esta zona aumento la longitud de empotramiento. A continuación se incluye un gráfico con un alzado de la pantalla de pilotes diseñada en la zona del deslizamiento. Como se observa la longitud de empotramiento y del diámetro de los pilotes es mucho mayor que en las zonas aledañas, con alturas de excavación similares:



La solución de la pantalla de sostenimiento se ha adaptado en cada caso a las situación de esta sección (altura de excavación máxima) optimizando la solución con diferentes diámetros de pilote y diferentes longitudes de empotramiento.

Un esquema de la solución elegida es el siguiente:



Los criterios de diseño para cada una de las secciones fueron las siguientes:

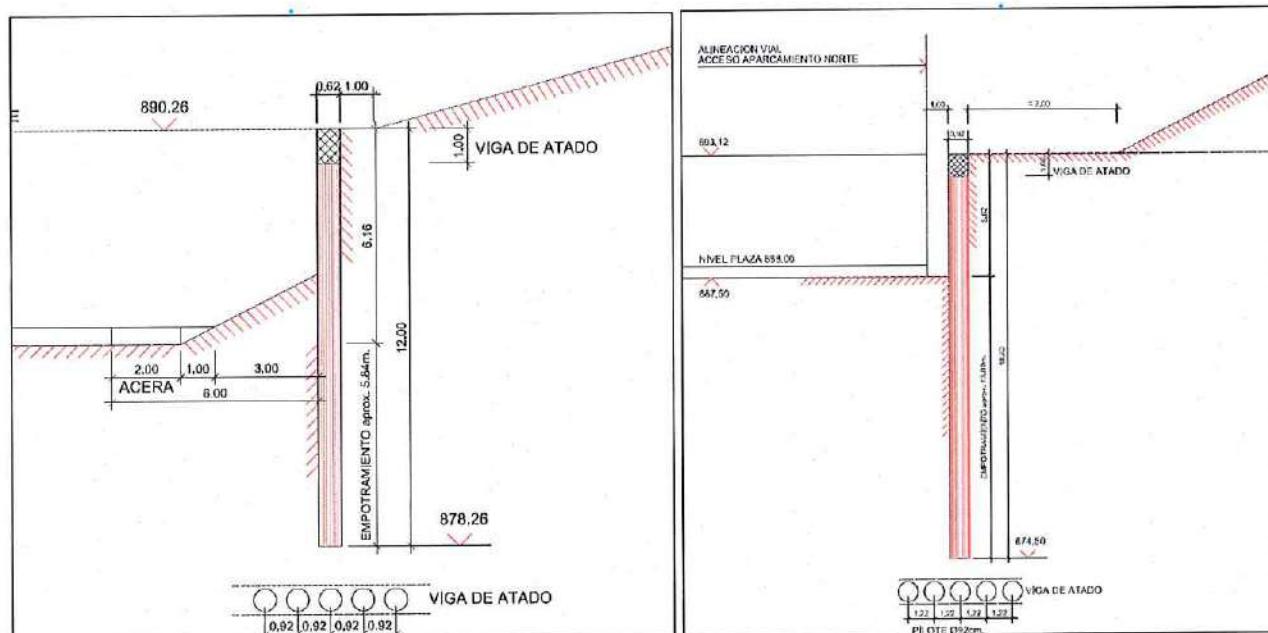
- La flecha máxima en cabeza podría alcanzar hasta los 70 mm., al no existir edificios o infraestructuras que pudieran ser afectados por estos posibles desplazamientos.
- La capacidad del empuje pasivo utilizada no debía ser mayor del 65% del máximo.
- La separación entre caras de pilote no debía ser superior a 30 cm.
- El factor de seguridad mínimo respecto a la estabilidad global (deslizamiento por debajo del pie de la pantalla) debía ser mayor de 1,5.

Los parámetros de cálculo adoptados han sido los siguientes:

	Terreno sano	Zona deslizamiento
Ángulo de rozamiento interno (ϕ)	29º	26º
Cohesión (C)	10 KN/m ²	5 KN/m ²
Densidad aparente	20 KN/m ³	20 KN/m ³
Densidad	11 KN/m ³	11 KN/m ³
Rozamiento suelo-pantalla en zona activa	0,5 ϕ	0,5 ϕ
Rozamiento suelo-pantalla en zona pasiva	0	0
Módulo de balasto superior K_0	10.000 KN/m ³	10.000 KN/m ³
Módulo de balasto superior K_0	30.000 KN/m ³	30.000 KN/m ³

Con estos criterios los diámetros utilizados han sido 0,52 m, 0,62 m, 0,82 y 0,92 m, llegando a longitudes de empotramiento de 1.5 veces el voladizo de la pantalla (zona de deslizamiento).

A continuación se incluyen algunas secciones ejecutadas:



4.3. Ejecución

La ejecución de la pantalla corrió a cargo de la empresa RODIO. Con las características geotécnicas de la zona, el tipo de pilote elegido fue el denominado RODIO-STAR. Se trata de un pilote tipo CPI-8, aunque en este caso, al ser una pantalla en voladizo y trabajar a flexión en toda su longitud, la armadura (colocada tras el hormigonado) debía llegar hasta el pie de pilote. El proceso para la realización de estos pilotes es el siguiente:

1. Perforación. La barrena continua se introduce en el terreno a rotación en una sola operación.



2. Alcanzada la profundidad requerida, se produce la extensión del tubo interior telescopico y el inicio del hormigonado.
3. Fase de hormigonado del pilote.
4. Una vez hormigonado el pilote se procede a la colocación de la armadura, equipada con separadores, mediante la ayuda de un vibrador hidráulico.

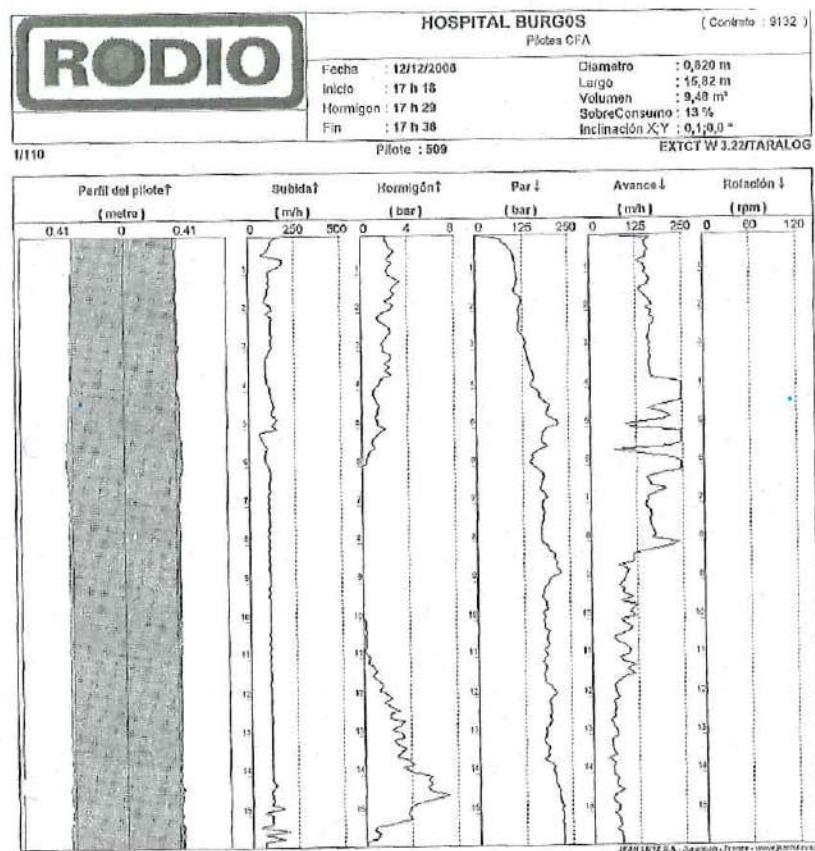


Estos pilotes se han ejecutado durante tres meses, utilizando hasta 3 máquinas simultáneamente. En conjunto los rendimientos obtenidos han sido de unos 200 ml /día por máquina.

Durante la ejecución de cada pilote se llevaba un control del mismo mediante los registros que presenta la empresa que los ejecutaba.

En estos gráficos se indican los siguientes datos:

- Volumen de hormigón por zonas, por lo que se obtiene una sección real del pilote realmente ejecutado.
 - Energía (par de la máquina) necesario en cada punto para ejecutar la perforación. Así se obtiene las variaciones de resistencia del terreno donde se empotra el pilote
 - Velocidad de rotación durante la ejecución de la perforación.



En total se han realizado 10.000 ml de pilote, con longitudes variables entre 10-20 metros y con diámetros de 0.52 m., 0.62 m., 0.82 m., y 0.92 m.

Tras la ejecución de los pilotes se construyó una viga de atado en cabeza de los pilotes, procediéndose posteriormente a la realización de la excavación.

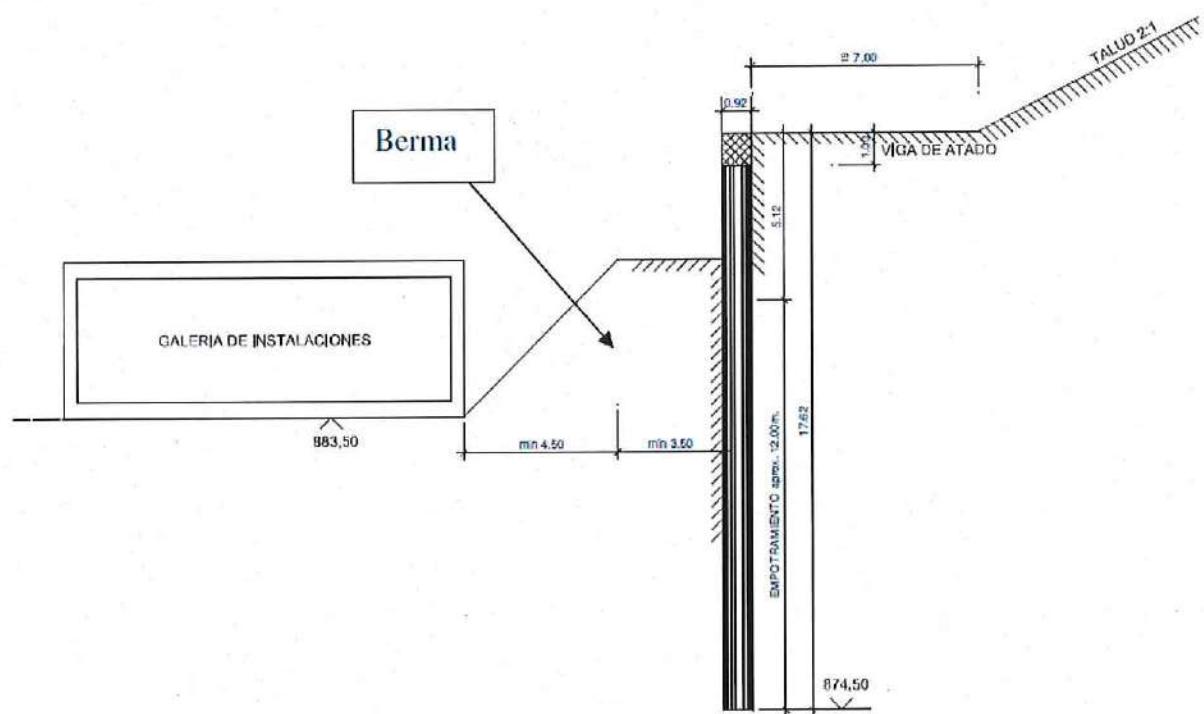


Como acabado a esta pantalla se realizó un recubrimiento con hormigón proyectado en toda la altura de la pantalla para evitar la meteorización del terreno.



Durante la fase de excavación se planteó la necesidad de aumentar la altura de ésta, al necesitar el hospital construir una galería de comunicaciones a lo largo de todo el complejo, paralelamente a la situación de toda la pantalla.

En este punto se recalcó la estabilidad de la excavación con las secciones propuestas por la D.O. siendo necesario en algún caso separar algo más la galería con el fin de no afectar la estabilidad de los pilotes.



5. CIMENTACIÓN

5.1. Introducción: solución de proyecto

El conjunto de edificios del complejo hospitalario estaba apoyado en varias plataformas horizontales, siempre situadas bajo la cota del terreno natural; ningún edificio ni parte de él se situaba sobre rellenos estructurales.

Para alcanzar la cota de apoyo de los diferentes edificios no ha sido necesaria la ejecución de sostenimientos provisionales, si exceptuamos la pantalla de pilotes antes descrita. A partir de esta pantalla se realizaron las excavaciones para alcanzar la cota de apoyo.

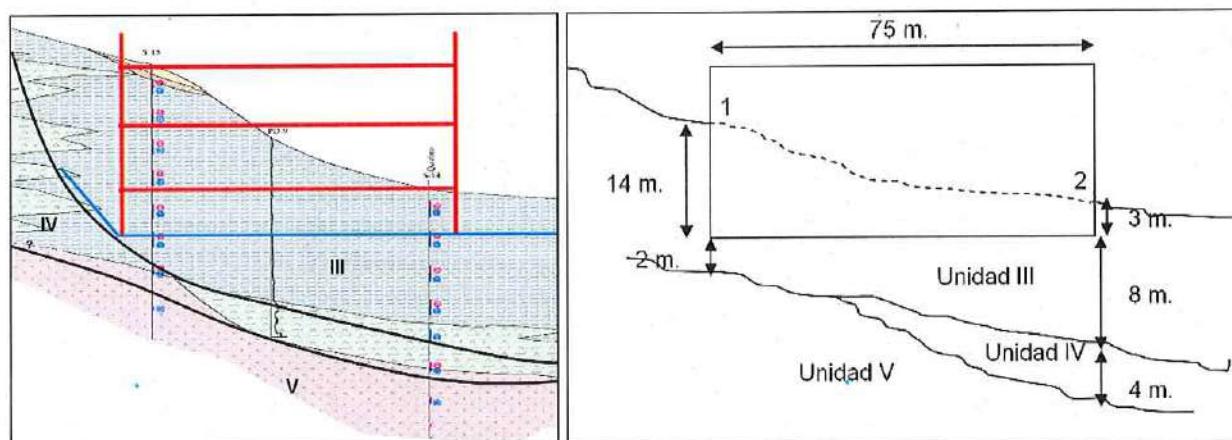
El proyecto había diseñado una cimentación directa, mediante zapatas trabajando a una tensión admisible de 3 kg/cm^2 . Tras la realización de la campaña geotécnica, se comprobó que existía una gran heterogeneidad de los terrenos donde se situaban las diferentes zonas de apoyo de los edificios. Además al desplazar la posición en planta de los edificios, alejándonos de la zona alta de la parcela, las características geotécnicas del terreno a la cota de apoyo eran peores. Debido a esto era probable que los asientos diferenciales fueran importantes (mas de 3 cm), por lo que se procedió a redefinir la cimentación.

5.2. Diseño de las diferentes zonas

A la vista de los resultados de la campaña geotécnica realizada se procedió a redefinir la cimentación. Las soluciones analizadas para cimentación se fueron adoptando a cada una de las zonas y de los edificios del complejo hospitalario.

Una de las principales dificultades en el análisis de la cimentación es el tamaño en planta de cada uno de los edificios (bloques rectangulares de 75 m x 25 m) y la posición respecto a la ladera. En el diseño del hospital se situaron gran parte de los edificios (sobre todos los de mayor altura) de forma paralela a la línea de máxima pendiente de la ladera.

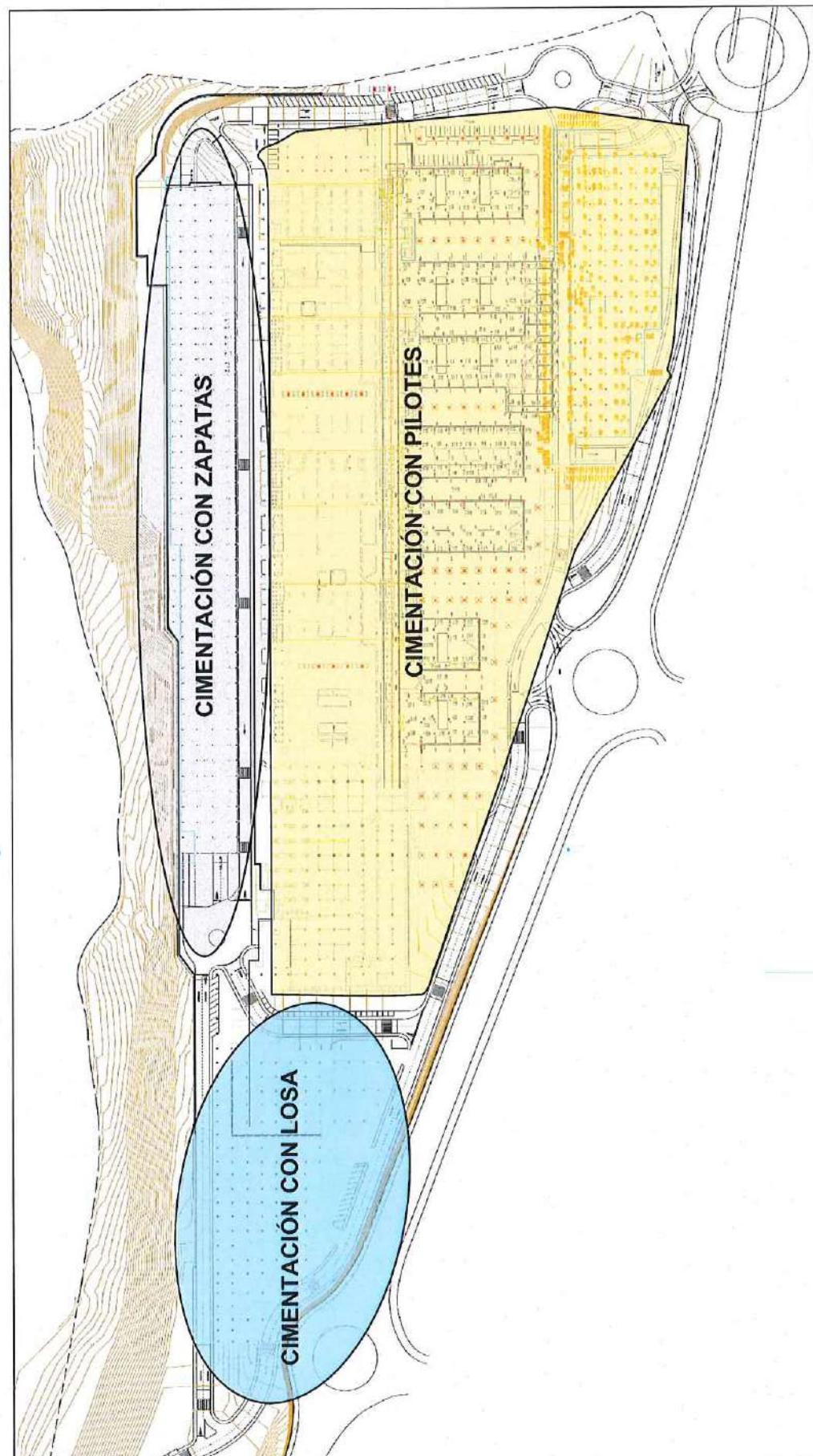
Esta posición ocasionaba, junto con la geología de la zona, que la parte del edificio que se situaba en la zona más cercana a la montaña se apoyaba en niveles prácticamente indeformables, y que en el otro lado del edificio existía un espesor importante de suelos más deformables. Esta configuración impedía realizar una cimentación directa (zapatas o losas) debido a la posibilidad de que se produjeran asientos diferenciales importantes.



En las zonas de la parcela situadas en la zona alta de la misma las características geotécnicas eran más homogéneas. En esta zona el nivel de yesos indeformables se sitúa relativamente cerca de la cota de apoyo de los edificios, por lo que es posible la realización de una cimentación directa, mediante zapatas o losas.

Con estos condicionantes las cimentaciones realizadas han sido las siguientes:

- Aparcamiento norte: Cimentación mediante zapatas: $\sigma_{adm}=4 \text{ kg/cm}^2$
- Edificio industrial: Cimentación mediante losa: $\sigma_{adm}=1 \text{ kg/cm}^2$
- Edificio administrativo: Cimentación mediante pilotes hincados.
- Vestíbulo: Cimentación mediante pilotes hincados.
- Zona de consultas: Cimentación mediante pilotes hincados.
- Zona de hospitalización: Cimentación mediante pilotes hincados.
- Bloque técnico: Cimentación mediante pilotes hincados.



5.3. Cimentación profunda: pilotes hincados

La solución de pilotes hincados fue la elegida por varios motivos:

- Tipo de terreno: Un nivel superior de arcillas y arenas de compacidad/consistencia floja situado sobre un nivel de suelo duro o roca blanda (yesos) que permitían empotrar fácilmente los pilotes hasta una longitud suficiente y la posibilidad empotrar los pilotes en un nivel relativamente duro.
- Rapidez de ejecución.
- Facilidad de adaptación a los diferentes casos: Longitud, sección.
- Capacidad de carga de los pilotes hincados. En los pilotes hincados el tope estructural llega a 135 kg/cm^2 . En esta cimentación se han utilizado pilotes de 0.40 cm, 0.35 cm, 0.30 m. y 0.27 cm de lado.
- Limpieza de ejecución.

Los pilotes, con capacidad de 100 tn a 200 tn, se han ido agrupando en encepados de hasta 17 pilotes, con capacidad total de más de 1000 tn. Las zonas que trasmítian más carga eran las pantallas de la zona de hospitalización (edificios de hasta 13 plantas).



Las longitudes medias hincadas en cada una de las zonas han sido las siguientes:

- Edificio administrativo, Vestíbulo, Zona de consultas y hospitalización: pilotes de 10 a 20 metros.
- Bloque técnico: pilotes de 16 m. a 18 metros.
- Aparcamiento sur: Pilotes de 10 a 12 m. En esta zona se han hincado pilotes de hasta 45 m.

En las zonas situadas en el borde superior de la parcela (la zona más cercana a la montaña) el nivel de yesos en muchos casos ya afloraba a la cota de apoyo de la cimentación. En estas zonas la longitud de pilote hincado iba a ser muy escasa (menos de 4 metros). Esta longitud de pilote hincado no permitía asegurar que el comportamiento del mismo pudiera considerarse un pilote, pudiendo ser considerado una cimentación tipo pozo. En este caso al trasmitirse toda la carga del pilote por la punta, la tensión máxima en el terreno era superior a los 10 MPa. Este valor era superior a la tensión admisible en este nivel para una cimentación directa a menos de 4 m de profundidad.

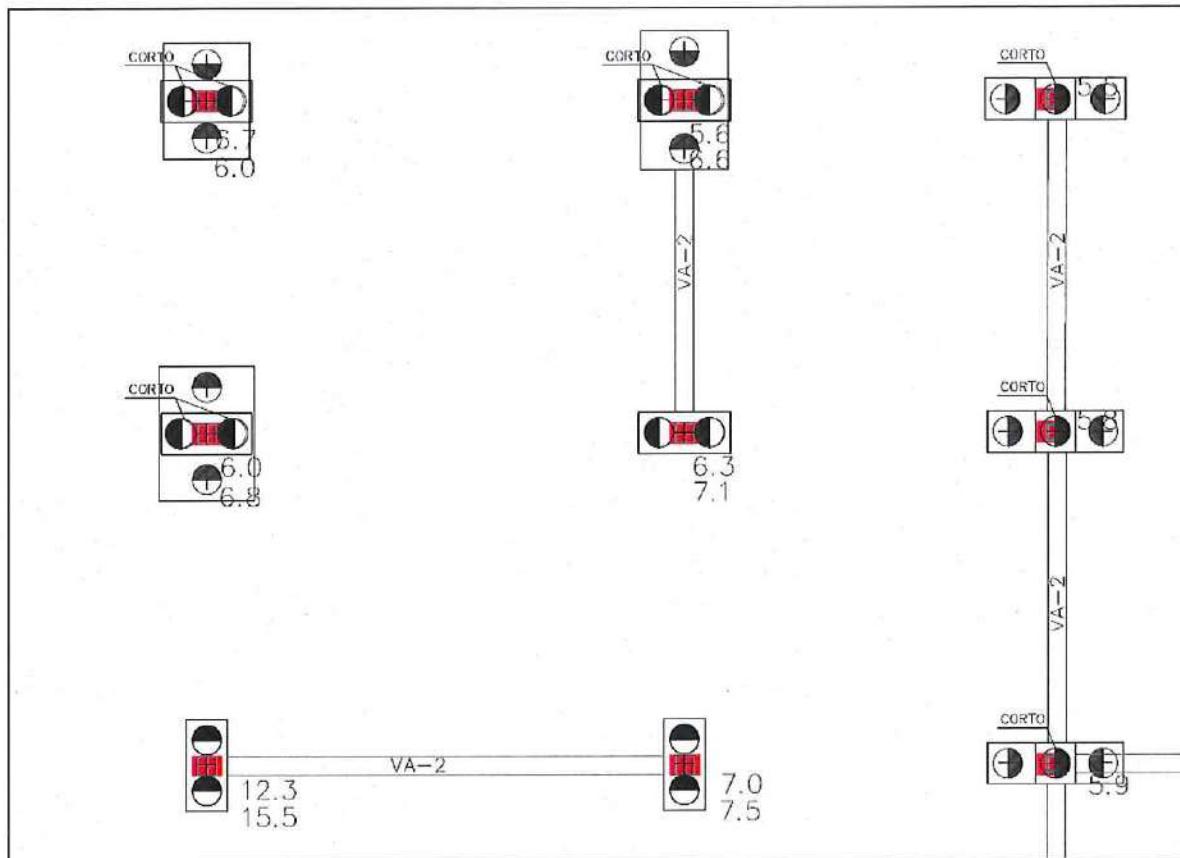
Para evitar este problema se establecieron las siguientes condiciones durante el proceso de hincado de los pilotes:

- 1º Longitud mínima de pilote 7 metros.
- 2º En los casos en que existía la posibilidad de que el pilote no iba a alcanzar la longitud mínima, se procedía a realizar una perforación previa de 10 metros de longitud, con un diámetro algo menor que la diagonal del pilote, y posteriormente se hincaba el pilote. En las fotografías siguientes se observan dos pilotes hincados en un punto previamente perforado. Se ve como el diámetro de la perforación es algo menor que la diagonal del pilote:



- 3º Todos los pilotes con longitudes comprendidas entre los 7 y los 10 metros se debían analizar con el analizador electrónico de hinca. Aquellos pilotes cuyo trabajo por punta fuera muy elevado, superior al 50% de la carga total, se debían reforzar con parejas de pilotes. Esta condición (50% de carga máxima por punta) se estableció al no poder confiar suficientemente en la capacidad por punta del terreno.

En el plano adjunto se incluye un detalle de los pilotes y encepados de una zona. Se ve como en algún caso se ha aumentado el número de pilotes en algún encepado al haberse ejecutado los dos primeros con longitudes inferiores a las establecidas.



5.4. Ejecución

La ejecución de los pilotes no tuvo grandes problemas. Se han realizado un total de 68.000 ml de pilotes hincados, con rendimientos medios de más de 200 ml de pilote por maquina y día. La ejecución se ha realizado en dos fases, una primera en la que se hicieron los pilotes de toda la parcela excepto el aparcamiento sur, y una posterior de la zona de aparcamiento sur.

Las características técnicas de los pilotes utilizados son las siguientes:

CARACTERISTICAS		SÍMBOLO	TIPO NORMALIZADO DE PILOTE			
DENOMINACION DE LOS PILOTES			CK-270	CK-300	CK-350	CK-400
SECCION APROXIMADA	A (cm ²)	751,00	927,00	1262,00	1648,00	
VOLUMEN POR METRO LINEAL	V (m ³ /m)	0,0751	0,0927	0,1262	0,1648	
LADO APROXIMADO	a (m.)	0,270	0,300	0,350	0,400	
SUPERFICIE LATERAL TEORICA POR METRO LINEAL	S (cm ² /m)	10.800	12.000	14.000	16.000	
MOMENTO DE INERCIA MINIMO	I_{xx} (cm ⁴)	44.286	67.500	125.052	213.333	
CARGA VERTICAL ADMISIBLE A COMPRESION	N (kN)	1.010	1.250	1.700	2.225	
DISTANCIA NORMAL ENTRE EJES DE PILOTES	(m)	0,85	0,95	1,10	1,25	

El empotramiento de los pilotes se ha definido según la fórmula holandesa de hinca:

$$R_d = \frac{M^2 \times H}{e \times A \times (P + M)}$$

Donde:

R_d = Resistencia dinámica en N/mm^2 .

M = Peso de la maza en N.

P = Peso del pilote en N.

e = Rechazo por golpe, en mm.

H = Altura de caída de la maza en mm.

A = Área de la sección del pilote en mm^2 .

La "fórmula holandesa" se afecta habitualmente de un coeficiente de minoración de 6. Como ejemplo orientativo, se desarrolla a continuación el cálculo del rechazo necesario para un pilote CK-235 cargado a 10 N/mm^2 , se considera un peso teórico de pilote de 1480 N/m , una longitud de 10 m y un peso de maza de 30 kN :

$$R_d = 10 \text{ N/mm}^2.$$

$$M = 30.000 \text{ N.}$$

$$P = 10 \times 14800 = 14.800 \text{ N.}$$

$$H = 600 \text{ mm.}$$

$$A = 56900 \text{ mm}^2.$$

El valor de "e" que se obtiene después de aplicar el coeficiente de minoración de 6 es de $3,53 \text{ mm}$ por golpe; por tanto, para garantizar una capacidad portante equivalente a 10 N/mm^2 (es decir, $569,0 \text{ kN}$ para el CK-235), se precisa un rechazo de $35,3 \text{ mm}$ en andanada de diez golpes.

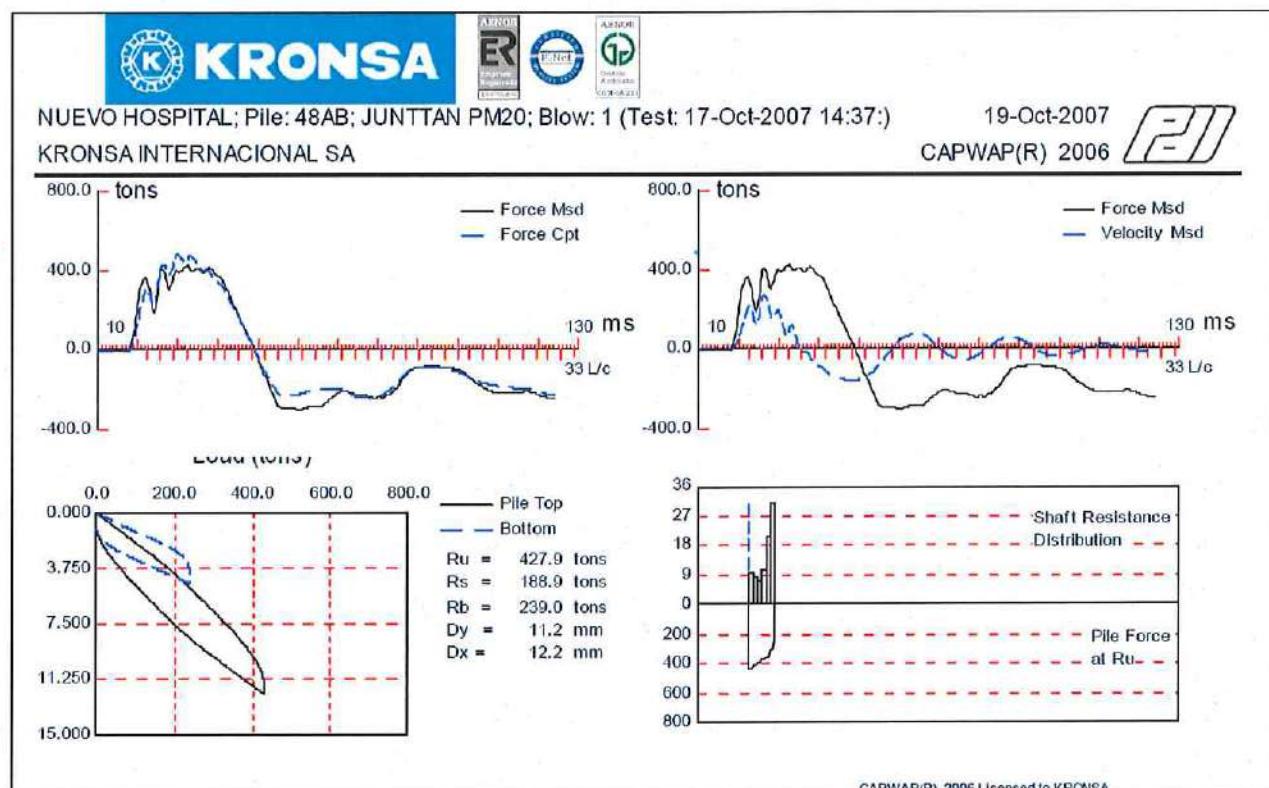
La comprobación de los pilotes se ha realizado en tres direcciones diferentes:

- En algunos pilotes se hacía un ensayo de penetración durante la hinca. Este ensayo consiste, al igual que un ensayo tipo Borros, en obtener el número de golpes necesario para hincar tramos de 20 cm de pilote en toda su longitud, hasta llegar al rechazo del pilote.
- Tras la realización de los pilotes, dos días después de terminar el hincado se procedía a rehincar algunos pilotes para comprobar que en el proceso de hincado no se había producido un falso rechazo.
- Un porcentaje importante de los pilotes ($\sim 10 \%$ del total), y principalmente los pilotes más cortos, se han analizado a partir del analizador electrónico de hinca (P.D.A.).

El empleo del P.D.A. proporciona información de la integridad física del pilote (reducciones de impedancia mecánica) y características de la hinca (tensiones originadas en el pilote, energía transmitida por el martillo, etc). Además se consigue determinar la capacidad por punta y fuste de los pilotes ya ejecutados

Este procedimiento, que puede aplicarse en todo tipo de suelos y para cualquier sistema de hinca, se desarrolla generalmente como sigue:

- En primer lugar el pilote que se iba a ensayar debía haber sido ejecutado unos 10-15 días antes de la prueba, tiempo suficiente durante el cual se puedan redistribuir las tensiones en las inmediaciones del pilote y se desarrolle la adherencia pilote-terreno
- Colocación de los sensores en el pilote, cerca de la cabeza.
- El pilote es golpeado por el martillo de hinca, registrándose las señales en un ordenador, donde se almacenan digitalmente.
- Cada prueba así realizada se analiza, lo cual puede hacerse "in situ" utilizando el método CASE.
- Posteriormente, en gabinete, pueden seleccionarse los registros deseados para ser analizados por medio del método CAPWAP.
- En el gráfico siguiente se incluyen los resultados de un ensayo realizado.



- En los resultados se obtienen los siguientes parámetros:
 - Capacidad última del pilote.
 - Resistencia del pilote por Punta.
 - Resistencia del pilote por fuste.

En el cuadro siguiente se incluye un resumen de los resultados obtenidos en algunos de los pilotes analizados con el analizado electrónico de hinca. Se incluyen los siguientes datos:

- Tipo de pilote.
- Longitud por debajo del sensor. La longitud hincada real es 0.5 m menos.
- Capacidad por punta, fuste y total de cada pilote (ya se ha aplicado el coeficiente de seguridad de 6 antes descrito).
- Factor de seguridad adicional del pilote.

No. Pilote	Tipo	Área [cm ²]	Long. Pilote(m) (debajo sensores)	CAPWAP			Coef. CAP T.E.
				Total [ton]	Fuste [ton]	Punta [ton]	
33A-A	400	1648	11.1	419.9	168.6	251.3	1.89
18aa	350	1262	8.1	595.0	106.9	488.1	3.5
8 A	350	1262	12.1	302.7	18.5	284.2	1.78
12AC	400	1648	12.1	450.0	162.3	287.7	2.02
18AB	400	1648	11.1	420.4	3.6	416.8	1.89
24AA	400	1648	7.2	627.8	252.9	375.0	2.82
27AA	400	1648	11.5	447.4	18.7	428.6	2.01
14AD	400	1648	11.3	483.2	346.3	136.9	2.17
24AE	400	1648	11.7	393.5	13.0	380.5	1.77
28AA	400	1648	11.5	416.2	86.7	329.5	1.87
38CDA	350	1262	11.1	373.4	198.4	175.0	2.19
39CDB	400	1648	10.8	498.4	146.9	351.5	2.24
46CD1	350	1262	10.1	354.9	105.9	249.0	2.09
48CD2	350	1262	9.6	336	173.3	162.8	1.98
VSA5F	350	1262	16.1	331.8	47.7	284.2	1.95
11 A-B	400	1648	11.4	391.9	70.8	321.1	1.76
13 A-C	400	1648	8.4	407.9	36.2	371.7	1.83
15 A C	350	1262	11.3	412.5	126.4	286.1	1.85
21 A-A	400	1648	11.9	517.3	18.8	498.5	2.32
21 A-E	400	1648	11.6	408.9	69.0	340.0	1.83
23 A-E	400	1648	11	414.8	74.7	340.1	1.86
25 A-A	350	1262	11.6	312.0	111.8	200.2	1.84
32 A-A	400	1648	7.4	517.6	312.1	205.5	2.33
34 A-B	400	1648	11.3	412.9	199.6	213.3	1.86

Tras la ejecución de los pilotes se ha procedido a realizar el descabezado de los pilotes mediante un descabezador automático:





Posteriormente se ha procedido a la ejecución de los diferentes encepados:



6. RESUMEN Y CONCLUSIONES

El Nuevo Hospital de Nuevo se encuentra situado al norte de la ciudad de Burgos, en la ladera sur del alto de El Grajo. Se trata de un complejo hospitalario situado en una parcela de más de 150.000 m². El hospital está formado por varios edificios conectados entre si, con una superficie de forjado de más de 230.000 m².

La parcela se sitúa, geológicamente, en materiales terciarios. En superficie aparecen niveles de arcillas, limos y arenas, apareciendo en profundidad las facies margosas y yesíferas.

Las principales actuaciones de interés geotécnico han consistido en la ejecución de un sostenimiento de la ladera para alcanzar la cota de cimentación y la cimentación de cada uno de los edificios del hospital.

El sostenimiento de la ladera se ha resuelto con la ejecución de una pantalla de pilotes en voladizo. Esta pantalla sostiene una excavación en vertical de 3 a 8 m de altura, realizándose pilotes de longitudes totales de 10 a 20 m. En total se han realizado mas de 11.000 ml. de pilote.

La cimentación de los edificios se ha adaptado a las condiciones de topográficas y geotécnicas de cada edificio. Aunque parte de la cimentación se ha resultado mediante una cimentación directa (edificios más cercanos a la zona alta) el grueso de la cimentaciones ha ejecutado mediante pilotes hincados. Se han hincado más de 60.000 ml de pilotes, con longitudes medias comprendidas entre 10 y 25 m. Los rendimientos obtenidos han sido de más de 200 ml de pilote hincado al día por máquina.

Las conclusiones que se extraen de esta obra pueden ser las siguientes:

- La realización de una investigación geotécnica extensa en una primera fase de obra permite adelantar las posibles soluciones de cimentación, sobre todo en terrenos geotécnicamente heterogéneos.
- Es necesario continuar con la investigación durante la ejecución de las obras, sobre todo en las zonas en que las excavaciones son importantes.
- La realización de muros pantalla para contención de excavaciones definitivas es una buena solución siempre que no sea necesario la instalación de anclajes definitivos.
- La ejecución de pilotes hincados puede ser una alternativa válida a los pilotes perforados en obras de edificación sin esfuerzos horizontales importantes y con cargas verticales altas.

Jornadas sobre
**OBRAS DE INTERÉS GEOTÉCNICO EJECUTADAS
POR LOS CONSTRUCTORES ESPAÑOLES**

Ciclo: Empresas Constructoras

38^a Sesión



**PROLONGACIÓN DE LA LÍNEA 2 DEL FMB
TRAMO: PEP VENTURA – BADALONA CENTRO**



Juan José Díaz López
Departamento de Geotecnia
2 de Diciembre de 2009

ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN.....	2
2. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS TÚNELES.....	4
3. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO – GEOTÉCNICAS E HIDROGEOLÓGICAS.....	7
3.1. INTRODUCCIÓN	7
3.2. LITOLOGÍAS.....	8
3.2.1. <i>Rellenos antrópicos</i>	8
3.2.2. <i>Cuaternario coluvial y fluvio-torrencial (Q_J)</i>	8
3.2.3. <i>Cuaternario litoral (Q_L)</i>	8
3.2.4. <i>Sustrato mioceno</i>	9
3.2.5. <i>Nivel freático</i>	9
3.2.6. <i>Resumen. Parámetros geotécnicos</i>	9
4. CRITERIOS DE DISEÑO Y CÁLCULOS.....	10
5. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS.....	12
5.1. INTRODUCCIÓN	12
5.2. MÉTODOS CONSTRUCTIVOS.....	12
5.2.1. <i>Introducción</i>	12
5.2.2. <i>Pantalladoras convencionales</i>	13
5.2.3. <i>Hidrofresa</i>	15
5.3. FASES DE EJECUCIÓN.....	16
5.4. OTROS DETALLES DE EJECUCIÓN	20
6. ASPECTOS HIDRÁULICOS E HIDROGEOLÓGICOS.....	21
6.1. CONTROL DE ESTANQUEIDAD DE JUNTAS	21
6.2. AGOTAMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO	24
6.3. BY-PASS DEL ACUÍFERO	25
6.3.1. <i>Introducción</i>	25
6.3.2. <i>Solución de Proyecto</i>	26
6.3.3. <i>Propuesta alternativa</i>	27
7. AUSCULTACIÓN Y CONTROL.....	29
7.1. INTRODUCCIÓN	29
7.2. DISPOSITIVOS DE AUSCULTACIÓN Y CONTROL.....	29
7.3. RESULTADOS DE LA AUSCULTACIÓN	30
8. ARQUEOLOGÍA.....	32
9. RESUMEN Y CONCLUSIONES	34
10. FICHA TÉCNICA.....	35

1. INTRODUCCIÓN

Dentro de los planes de ampliación de los Ferrocarriles Metropolitanos de Barcelona (FMB), se encuentra la prolongación de la Línea 2 entre la estación de Pep Ventura (existente) y la estación de Badalona Centro, a construir.

El tramo discurre soterrado y se construye mediante el conocido método “cut and cover”, realizando la excavación al abrigo de pantallas ejecutadas con hidrofresa y pantalladoras convencionales.

La obra puede dividirse en dos partes, tramo entre estaciones y la estación de Badalona Centro. En la figura siguiente puede apreciarse un esquema del trazado, que presenta una longitud total de unos 650 m.



La traza discurre por un entorno urbano con una elevada densidad de edificación y servicios. La distancia entre las pantallas y los edificios es, en algunos casos, inferior a 2 m.

En las fotografías siguientes puede apreciarse la proximidad de las pantallas a las viviendas de la zona:



La excavación entre pantallas se realiza, mayoritariamente, en los materiales cuaternarios recientes que existen en la plana litoral de la margen izquierda del río Besòs, constituidos fundamentalmente por arenas. Las pantallas se empotran en el sustrato impermeable inferior, formado por materiales de tipo arcilloso pertenecientes al Mioceno.

El nivel freático se encuentra relativamente somero (5 a 12 m de profundidad), en el entorno de la cota del nivel del mar, del que la traza se encuentra muy próxima, a menos de 700 m.

Así, la excavación entre pantallas se ha realizado con desniveles de agua importantes (hasta 15 metros) y profundidades de excavación elevadas (orden de 27 metros en la zona de la estación). Las pantallas han alcanzado una profundidad máxima de unos 34 m.

Las mayores dificultades que ha encarado la obra han sido, por tanto, las siguientes:

- Existencia de edificios muy próximos que, además, tienen en su mayor parte una gran antigüedad (más de 100 años) y un estado de conservación deficiente en muchos casos.
- Nivel freático relativamente alto, lo que supone importantes cargas de agua y un reto para la estanqueidad del túnel.
- Materiales cuaternarios recientes que suponen una potencial fuente de problemas en conjunción con los dos aspectos anteriormente citados.

En la actualidad, la obra civil se encuentra prácticamente finalizada y únicamente resta por ejecutar la losa de andén en la estación de Badalona y la superestructura de vía del tramo.

2. CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LOS TÚNELES

Como se ha indicado, el tramo se puede dividir fundamentalmente en dos zonas distintas, área interestaciones (entre Pep Ventura y Badalona Centro) y la propia estación de Badalona. En la figura siguiente se sitúa en planta la obra y se indican ambas zonas.



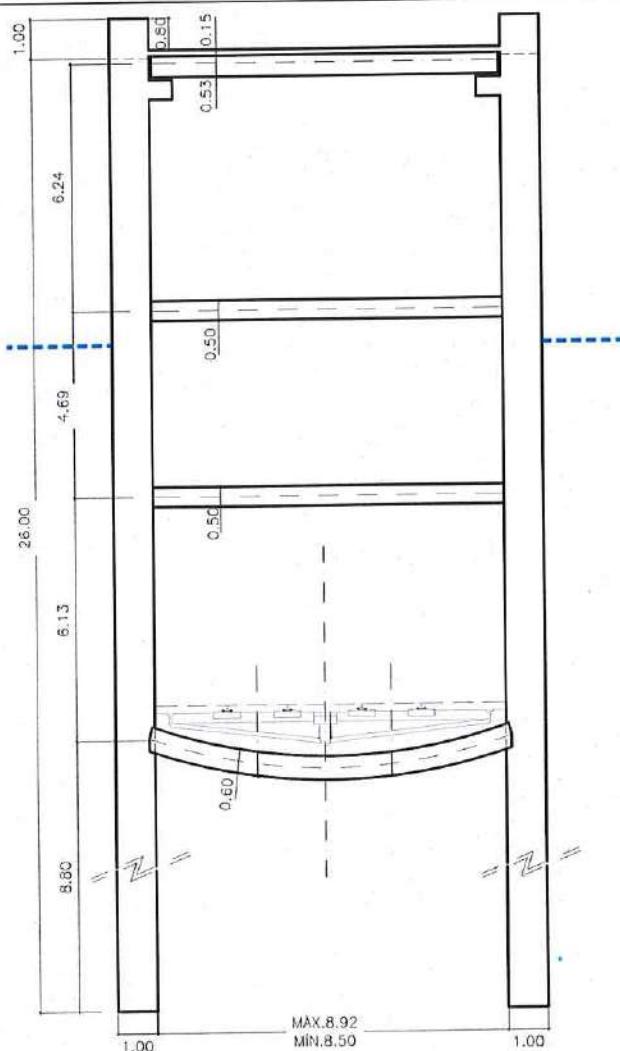
El tramo interestaciones está formado por pantallas de 1,0 m de canto y longitud variable entre 18,4 y 26,0 m. La anchura libre entre ellas varía entre 8,5 y 15,5 m.

En cuanto a la estación, las pantallas tienen 1,2 m de canto y su longitud oscila entre 28,5 y 33,8 m, con una anchura libre variable entre 17,34 y 21,8 m.

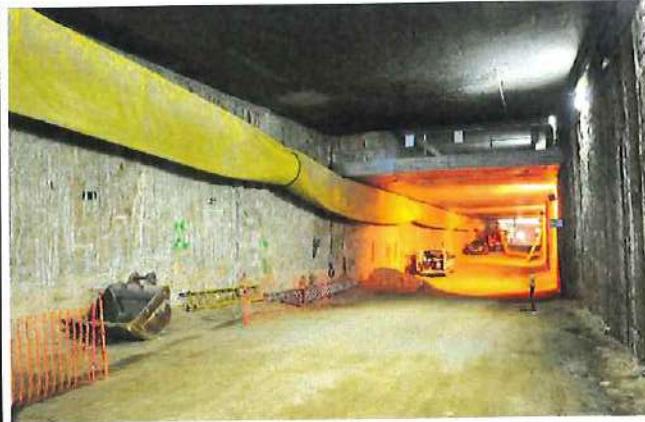
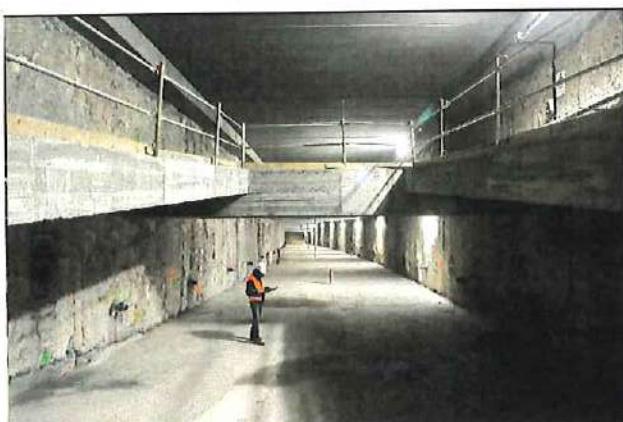
Las principales características del tramo interestaciones son las que se recogen en el cuadro siguiente:

TRAMO INTERESTACIONES

- Pantallas de hormigón armado *in situ* de 1,00 m de canto.
 - Losa superior consistente en un forjado de placas alveolares prefabricadas de 53-63 cm de canto o bien un forjado *in situ*.
 - Losas intermedias e inferiores de hormigón armado *in situ* de 0,50-0,70 m de canto como elementos de arriostramiento definitivos.
 - Puntales provisionales.
 - Contrabóveda de hormigón armado *in situ* de 0,60 - 0,80 m de canto.
 - Longitud máxima de pantallas de 26 m, altura máx. de excavación aproximada de 20 m (10 de ellos bajo el nivel freático).



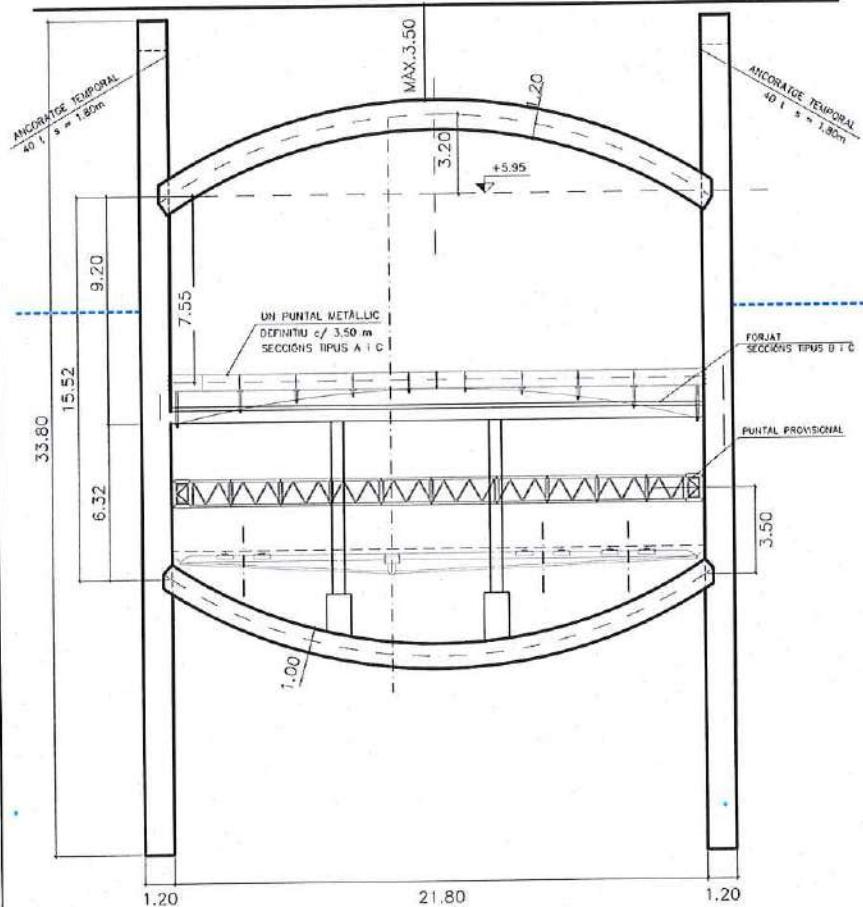
El tramo interestaciones tiene una longitud aproximada de unos 420 m. Es en esta zona donde nos situamos más próximos a las edificaciones del entorno. A continuación se muestran dos fotografías de la obra ya ejecutada en esta zona.



Las características de la estación de Badalona se resumen a continuación:

ESTACIÓN DE BADALONA

- Pantallas de hormigón armado in situ de 1,20 m de canto.
- Bóveda de hormigón armado in situ de 1,20 m de canto.
- Apuntalamientos definitivos constituidos por perfilería metálica.
- Puntas provisionales / anclajes provisionales.
- Contrabóveda de hormigón armado in situ de 1,00 m de canto.
- Forjados sobre pilares en zona de vestíbulos.
- Longitud máxima de pantallas de 34 m, profundidad máxima de excavación del orden de 27 m (15 m bajo el nivel freático).



En la fotografía adjunta puede apreciarse la estación de Badalona con el último nivel de puntales provisionales instalados y con los pilares del forjado de la losa de vestíbulo en ejecución.



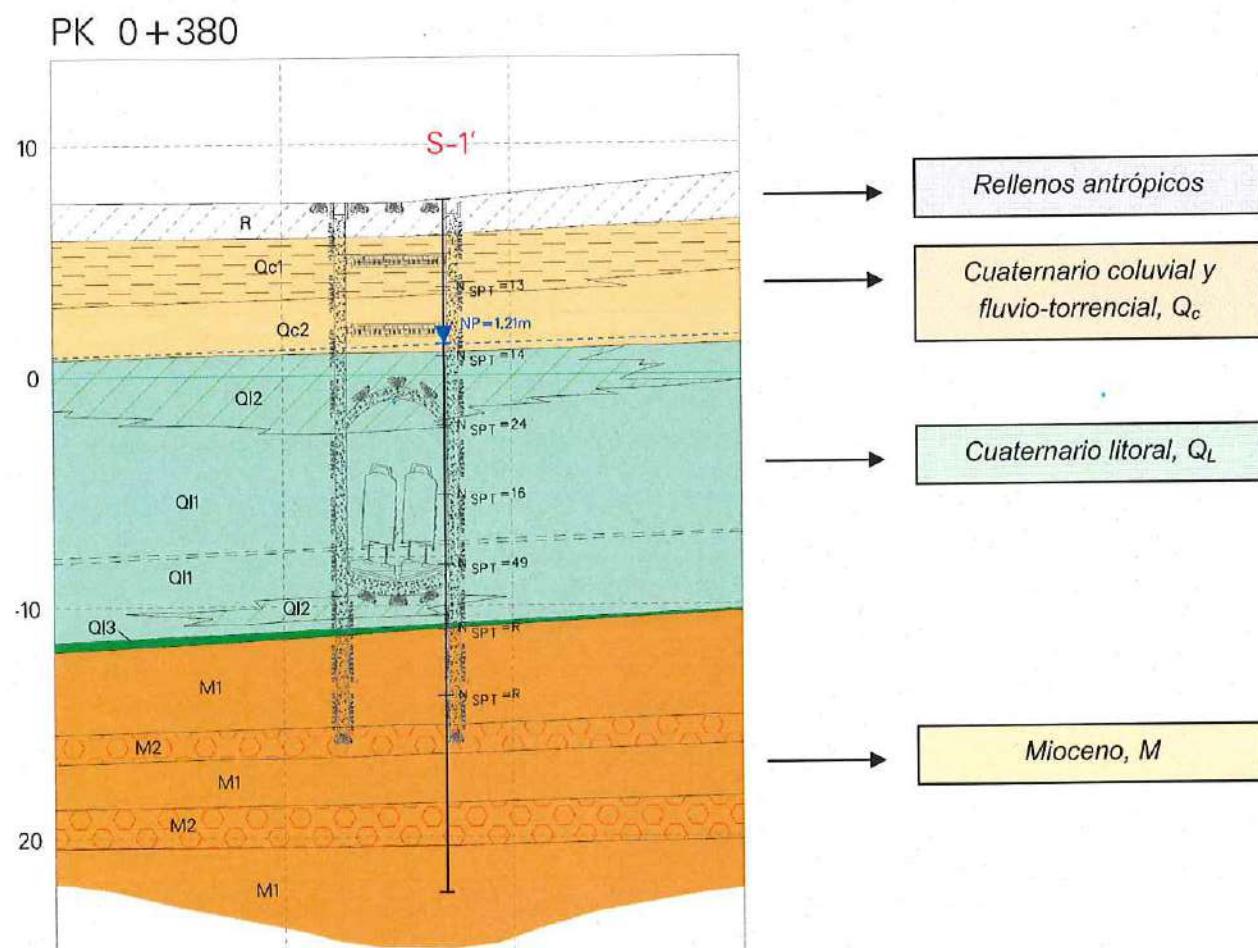
3. CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICO – GEOTÉCNICAS E HIDROGEOLÓGICAS

3.1. Introducción

El tramo se sitúa en la plana litoral asociada a la margen izquierda del río Besòs. El subsuelo está constituido por depósitos cuaternarios, del Holoceno, que se disponen de forma discordante sobre un sustrato del Mioceno.

De techo a base se distinguen materiales coluviales y fluvio-torrencales (Q_c), materiales de origen litoral (Q_L) y sedimentos del Mioceno (M). Todo el trazado está recubierto, en gran parte, por rellenos antrópicos. El nivel freático se sitúa ligeramente por encima de la cota 0.

En la figura siguiente se muestra una sección transversal geológico-geotécnica representativa.



3.2. Litologías

3.2.1. Rellenos antrópicos

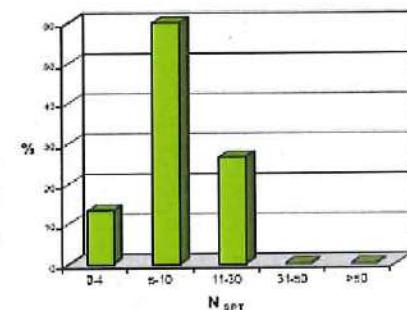
La traza presenta un pequeño recubrimiento superficial de rellenos antrópicos. Se trata de **materiales muy heterogéneos**: arenas, arcillas y limos con un contenido variable en gravas, restos de basura y todo tipo de vertidos antrópicos (plásticos, cables, madera, etc.).

Estos materiales presentan un espesor variable, normalmente entre 1,5 y 2 m, aunque ocasionalmente se han detectado espesores de hasta 5 m en puntos que corresponden a terraplenes de antiguas rieras o de antiguos sótanos.

3.2.2. Cuaternario coluvial y fluvio-torrencial (Q_c)

Estos materiales están constituidos, básicamente, por **arenas con abundante matriz arcillosa**. Su espesor oscila entre 3 y 10 m, situándose siempre por encima del nivel freático.

Estas arenas tienen un contenido muy variable de fracción fina (6 al 65%) constituida por arcillas y limos poco plásticos.

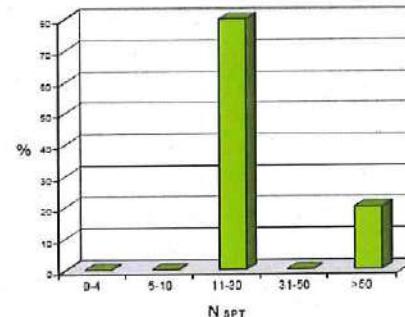
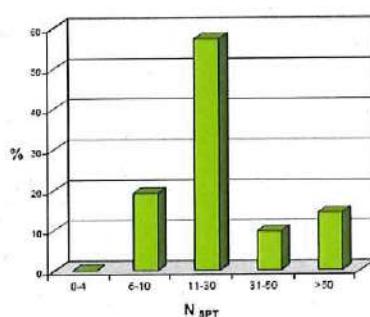


Se han realizado en estos materiales 15 ensayos de penetración estándar (SPT). La mayor parte de valores se sitúan entre 5 y 10 golpes, como se puede apreciar en el gráfico adjunto, por lo que se trataría de un suelo **flojo**.

3.2.3. Cuaternario litoral (Q_l)

Bajo el nivel anterior se sitúa el tramo constituido por **arenas medias a gruesas** (unidad Q_{l1}). Contienen gravas rodadas con poca o ninguna matriz arcillosa. Resulta frecuente encontrar también **arenas con niveles cementados** de orden milimétrico a centimétrico (unidad Q_{l2}). También se han diferenciado niveles más o menos continuos de gravas y bloques que pueden superar los 10 cm de diámetro. El espesor de estos materiales varía entre 10 y 12 m.

Los ensayos SPT realizados para la unidad Q_{l1} han proporcionado un valor medio del golpeo N_{SPT} de 23 (materiales **medianamente densos**). En las arenas parcialmente cementadas de la unidad Q_{l2} se ha obtenido un golpeo medio de 38, aunque la mayor parte de resultados se sitúan entre los 11 y 30 golpes (también **medianamente densos**). En las figuras siguientes se resumen los histogramas de golpeos obtenidos en esta formación (Q_{l1} y Q_{l2}, respectivamente):



En la base de los depósitos litorales se ha reconocido un nivel de **conglomerados y/o areniscas fuertemente cementados** (unidad Q_{L3}) de un espesor que varía entre 0,5 y 1,5 m. Se trata de una roca con un grado de fracturación considerable, con valores de RQD generalmente inferiores al 25%. Lógicamente, los ensayos SPT realizados en estos materiales han proporcionado sistemáticamente valores de *rechazo*.

3.2.4. Sustrato mioceno

Bajo los depósitos litorales se sitúan materiales del Mioceno. Litológicamente se trata de **argilitas** marrón - rojas, a veces grises, con cierta fracción gruesa constituida por arenas y gravas (unidad M_1), que alternan con tramos de **brechas** de color rojizo (unidad M_2). Los clastos son poligénicos, angulosos y pueden superar los 10 cm de diámetro. Estos sedimentos están consolidados y localmente cementados, teniendo un comportamiento de suelo **muy duro**.

Esta formación se ha detectado en todos los sondeos realizados, que no han alcanzado su base y han perforado un espesor máximo de unos 15 m.

Los ensayos SPT realizados han alcanzado el *rechazo* en estos materiales. Los ensayos de resistencia compresión simple realizados muestran resultados que varían entre 2 a 10,4 Kp/cm², con un valor medio de aproximadamente 6 Kp/cm².

También se han realizado en estos materiales dos ensayos presiométricos que han proporcionado valores de presión límite superiores a 16 MPa y módulos presiométricos de 195 y 257 MPa.

3.2.5. Nivel freático

El nivel de agua se ha detectado en el contacto entre los materiales coluviales y los litorales, entre las cotas 0,4 y 1,8 m.s.n.m. La profundidad del nivel freático respecto a la superficie del terreno natural varía entre un mínimo de unos 5 m en el inicio del tramo (Pep Ventura), hasta un máximo de unos 12 m al final de la estación de Badalona.

3.2.6. Resumen. Parámetros geotécnicos

Los parámetros geotécnicos adoptados para los cálculos han sido los siguientes:

LITOLOGÍA	γ (t/m ³)	φ'	c' (t/m ²)	E (MPa)
Rellenos superficiales	1,90	25º	0,0	5
Sedimentos coluviales	2,00	29º	0,2	8
Sedimentos litorales	2,09	34º	0,0	50
Sustrato mioceno	2,35	39º	3,5	120
Rellenos compactados	2,00	30º	0,0	30

4. CRITERIOS DE DISEÑO Y CÁLCULOS

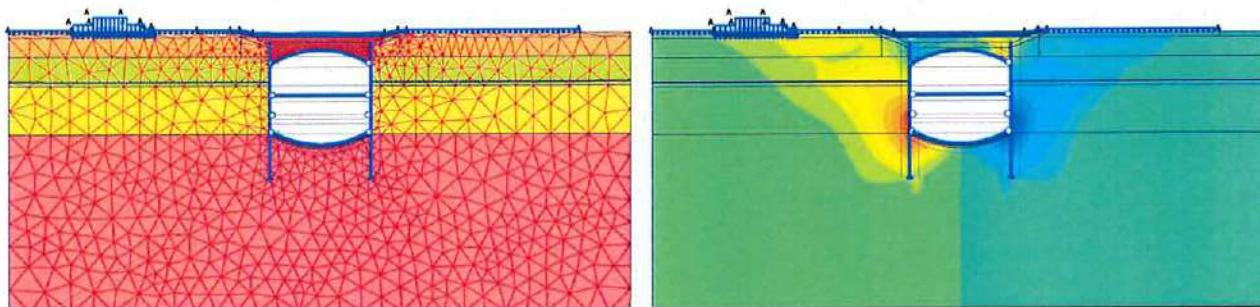
Los cálculos de Proyecto se realizaron utilizando el programa RIDO v. 4.02, habitualmente utilizado para el cálculo y dimensionamiento de obras de este tipo.

Los principales criterios de diseño que se adoptaron fueron los siguientes:

- Sobreelevación nivel freático aguas arriba: 0,5 m
- Empotramiento mínimo en el nivel mioceno: 2,0 m
- Coeficiente de seguridad frente al sifonamiento: 2,0
- Coeficiente de seguridad movilización empuje pasivo: 1,50
- Deformación máxima en cabeza de pantallas (en zonas edificadas): 15 mm
- En todos los casos, para el cálculo, se han considerado las secciones más desfavorables, en cuanto al nivel de tierras y a las cargas de las edificaciones.

Durante el desarrollo de la obra se realizaron cálculos de comprobación en elementos finitos mediante el programa PLAXIS¹ con los que se pudo verificar la bondad del diseño realizado con el programa RIDO y evaluar los potenciales niveles de daño de las edificaciones de la traza, mediante los conocidos criterios de Burland y de Boscardin y Cording.

En las figuras siguientes se muestra un ejemplo de los cálculos realizados.

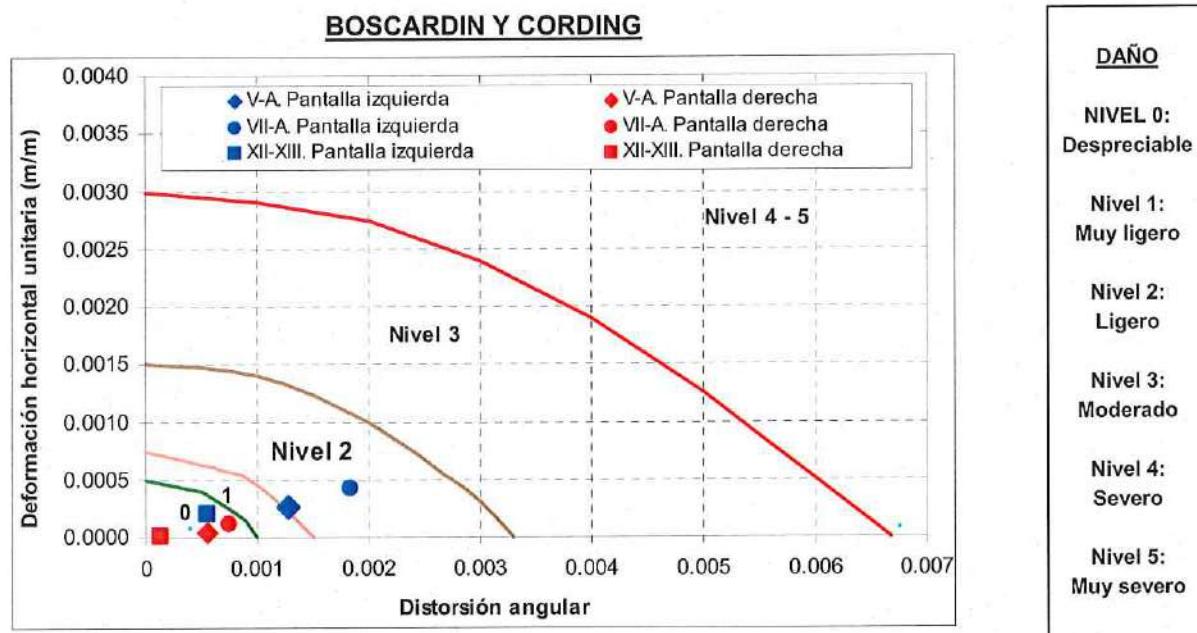


Se comprobaron tres secciones, consideradas las más características, que son las que se resumen a continuación:

¹ Anàlisi de les deformacions. Projecte Modificat de Perllongament de la Línia 2 del FMB. Tram: Pep Ventura – Badalona Centre. TEC 4. Marzo de 2008.

TRAMO	SECCIÓN	P.K.	MOVIMIENTO HORIZONTAL MÁXIMO (mm)	COTA
Interestación	V-A	0+397	16	-4,0 m
Interestación	VII-A	0+537	13	Cabeza pantalla (+9,3 m)
Estación	XII – XIII	0+730	22	Cabeza pantalla (+9,95 m)

A partir de los cálculos efectuados, se han obtenido los resultados siguientes en las evaluaciones de daños realizadas de acuerdo a los criterios de Boscardin y Cording y de Burland:



TRAMO	SECCIÓN	LADO	DEFORMACIÓN ESPECÍFICA (%)	NIVEL DE DAÑO
Interestación	V-A	Izquierdo	0,034	Despreciable
Interestación	V-A	Derecho	0,000	Despreciable
Interestación	VII-A	Izquierdo	0,049	Despreciable
Interestación	VII-A	Derecho	0,027	Despreciable
Estación	XII – XIII	Izquierdo	0,021	Despreciable
Estación	XII – XIII	Derecho	0,005	Despreciable

Por tanto, los niveles de daño son claramente admisibles y en la línea de lo empleado en obras de este tipo. En el apartado dedicado a *Auscultación y Control* se recogen los resultados reales medidos en estas secciones características estudiadas.

5. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

5.1. Introducción

La ejecución de las obras comenzó a finales de 2005. La ejecución de pantallas se inició, aproximadamente, a partir de Marzo de 2006.

En la zona de la estación la obra estuvo prácticamente parada durante aproximadamente un año por la aparición de restos arqueológicos.

En la actualidad, la obra civil del tramo está prácticamente finalizada. En la zona de interestación únicamente resta por ejecutar la superestructura.

En la zona de la estación se está realizando en la actualidad el relleno de la contrabóveda y la ejecución de la losa de vestíbulo.

La ejecución de las obras ha estado condicionada por la proximidad de las edificaciones próximas, que impedían el trabajo nocturno aproximadamente entre las 23:00 y las 7:00 horas.

5.2. Métodos constructivos

5.2.1. Introducción

La ejecución del tramo se ha realizado entre pantallas, excavadas mediante hidrofresa y pantalladoras convencionales. En la planta siguiente se puede apreciar la zona ejecutada con pantalladoras convencionales (aproximadamente la primera mitad del tramo interestaciones y de la estación de Badalona), y el tramo ejecutado con hidrofresa (las segundas mitades de ambos tramos).



Originalmente la ejecución de las pantallas estaba prevista con cuchillas tradicionales. Al iniciar las obras se encontró que los rendimientos de excavación estaban siendo bajísimos, básicamente por dos circunstancias:

- La existencia del nivel de conglomerados y/o areniscas cementados (unidad Q_{L3} ya comentada), que requería el uso intensivo de trépano.

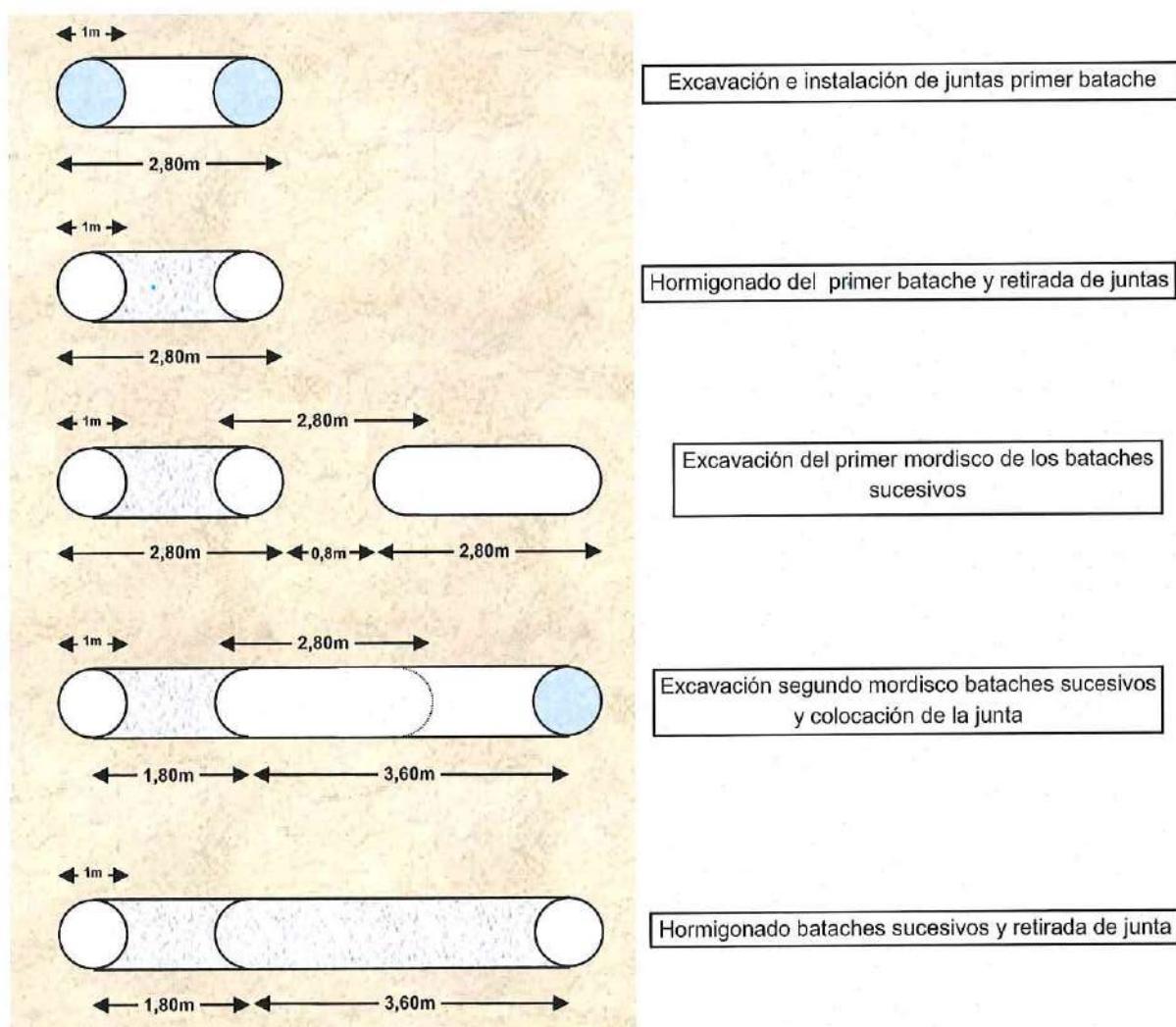
- El empotramiento en los materiales del mioceno se estaba realizando con mayor dificultad de la prevista, lo que alargaba mucho las operaciones de excavación. De hecho, cuando llegó el momento de realizar la excavación de estos materiales para la ejecución de la contrabóveda, hubo de excavarse con martillo picador.

Todo ello llevó a rendimientos que llegaron a ser de hasta únicamente un batache por semana. Ante estas circunstancias, se planteó como alternativa el empleo de hidrofresa.

A continuación se describen en detalle ambos tipos de maquinaria de excavación.

5.2.2. Pantalladoras convencionales

Las pantallas realizadas de este modo se han constituido con bataches de 3,60 m de longitud (tramo interestaciones, canto de 1,00 m) y 4,30 m (estación de Badalona y espesor de pantallas de 1,20 m). La junta utilizada ha sido la clásica junta tipo tubo (1,00 y 1,20 m de diámetro, tramo interestaciones y estación, respectivamente). En el esquema siguiente se muestra el proceso de ejecución de las pantallas (tramo interestaciones), que se realizan secuencialmente de forma continuada tras la ejecución de un batache de inicio. En este tramo la cuchara era de 2,80 m.



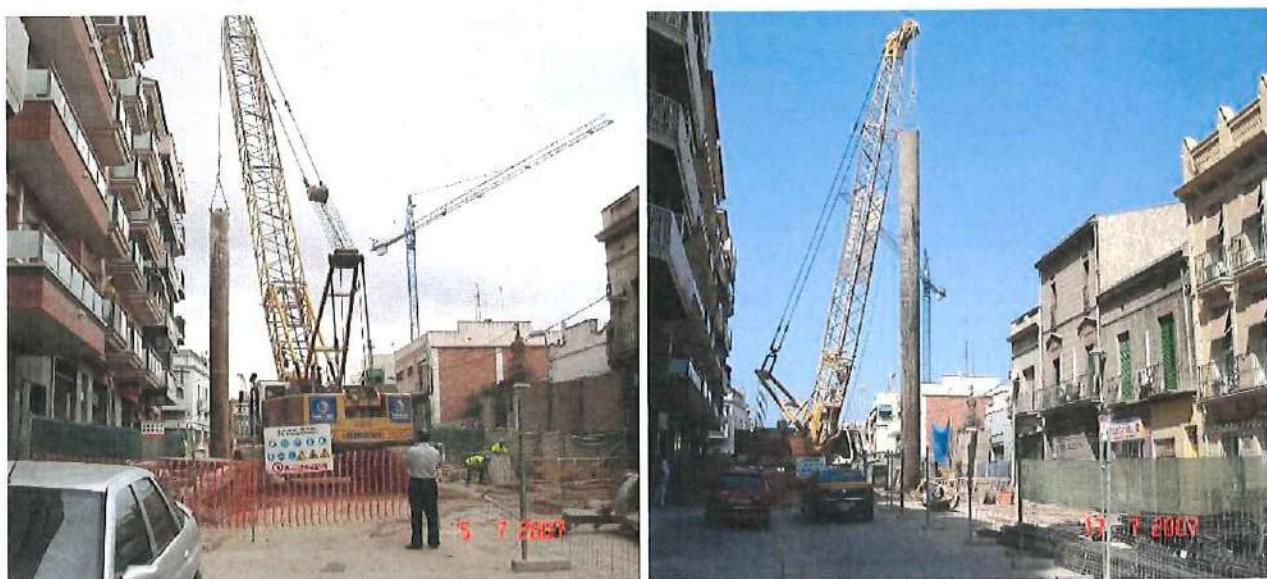
A continuación se muestran algunas fotografías de la pantalladora convencional y de la introducción de la armadura en un batache.



Las juntas entre bataches han presentado un excelente comportamiento, sin apenas rezumes de agua. Probablemente la razón lo ha constituido la sistemática seguida en la ejecución de los trabajos. Éstos se realizaban únicamente en horario diurno (7:00 a 23:00 horas) con el fin de limitar, en lo posible, las molestias al vecindario. La secuencia de trabajos para la ejecución de cada batache era la que sigue:

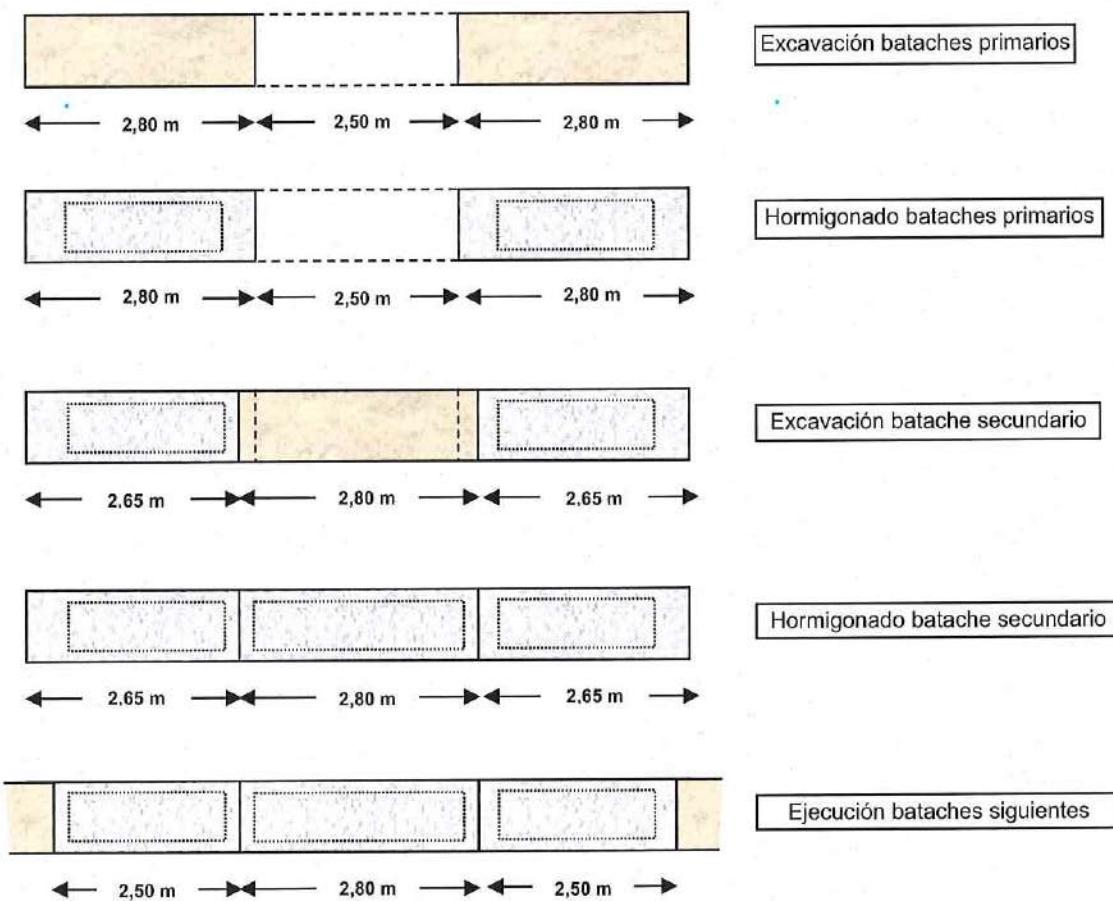
1. Excavación del batache. Como se ha indicado, la duración era muy variable, pero la excavación debía finalizar antes de las 14:00 horas para dar tiempo a realizar el resto de operaciones de ejecución del batache y finalizar los trabajos antes de las 23:00 h. En caso contrario, la excavación debía continuar al día siguiente.
2. Introducción de la junta tipo tubo.
3. Introducción de la armadura. Esta operación duraba aproximadamente 2 horas.
4. Hormigonado del batache. Éste se prolongaba unas 3 horas.
5. Extracción de la junta de 4 a 6 horas después del inicio del hormigonado. Esta operación, que condicionaba el resto, debía finalizar, como se ha comentado, antes de las 23:00.

A continuación se muestran algunas fotografías de las juntas tipo tubo:



5.2.3. Hidrofresa

En este caso los bataches tenían una longitud media de 2,65 m. La ejecución se realizaba siguiendo el sistema de bataches primarios y secundarios. Tras la ejecución de los dos primarios, se realizaba el secundario entre los dos anteriores, “mordiendo” la hidrofresa 15 cm en cada uno de los bataches primarios y conformando así una junta hormigón contra hormigón.



De este modo, el rendimiento alcanzado era de 1 a 1,5 bataches cada día (horario diurno).

A continuación se adjuntan algunas fotografías de la hidrofresa.



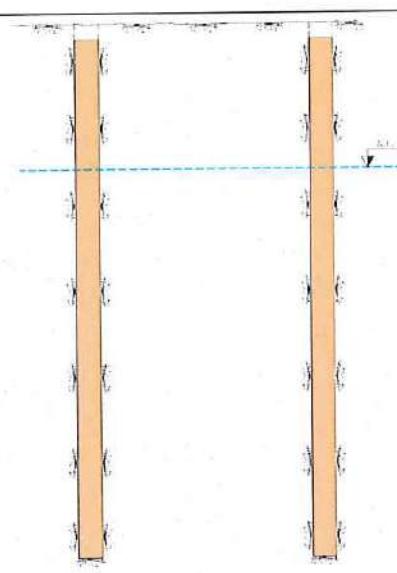
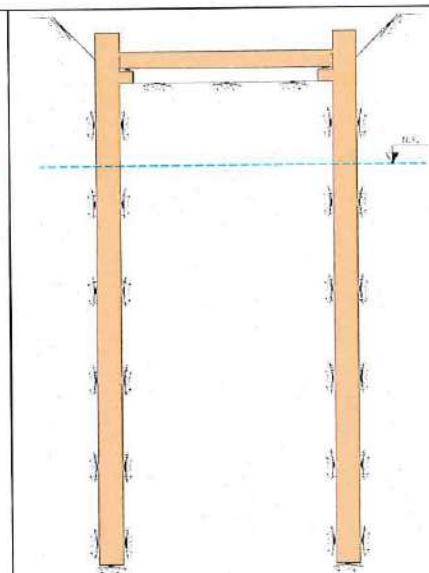
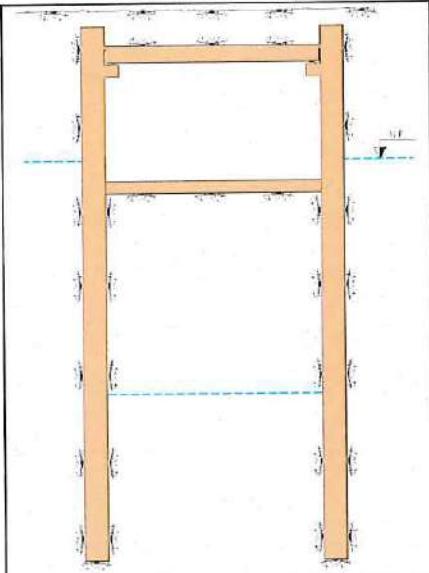
La excavación con hidrofresa proporcionó buenos resultados. Únicamente en ocasiones la excavación en materiales arcillosos generaba una acumulación de material en las picas que disminuían su eficacia, por lo que había que limpiar manualmente la cabeza de perforación de la máquina, como se puede apreciar en las fotografías siguientes:

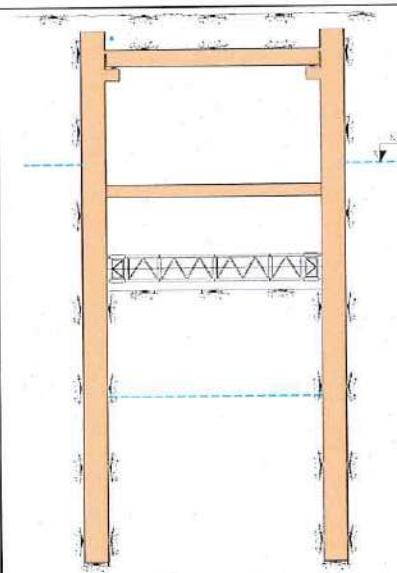
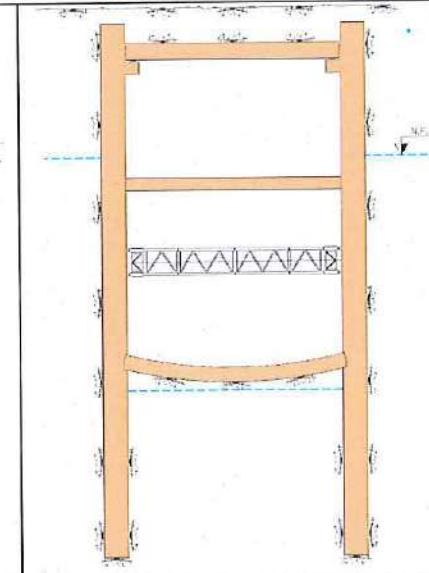
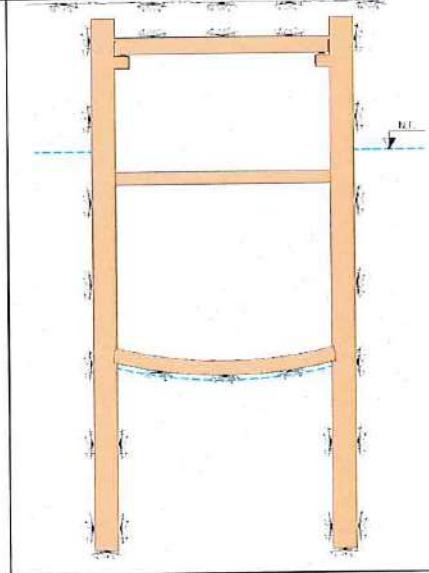


5.3. Fases de ejecución

De modo simplificado, la secuencia de ejecución de las pantallas era la siguiente:

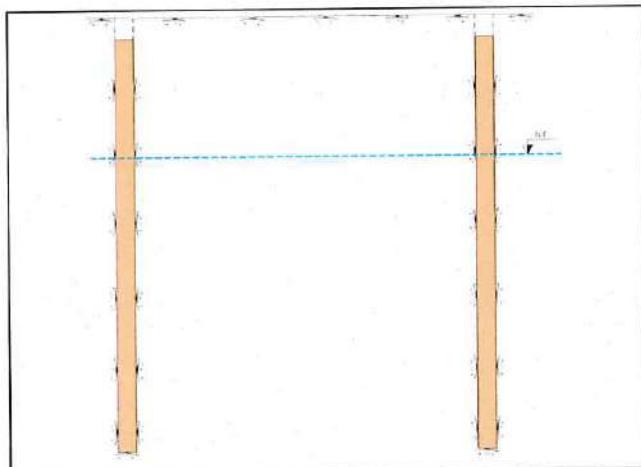
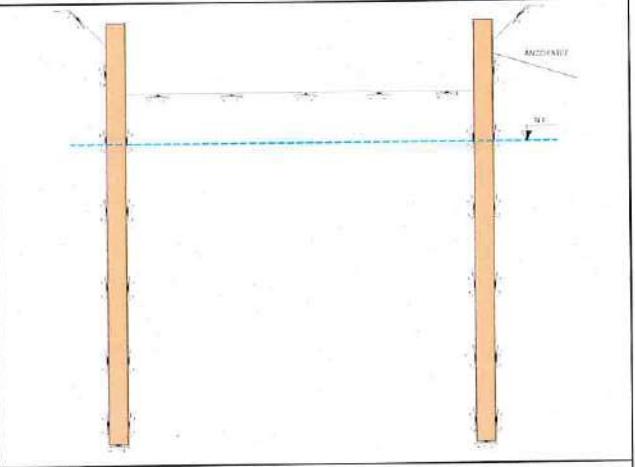
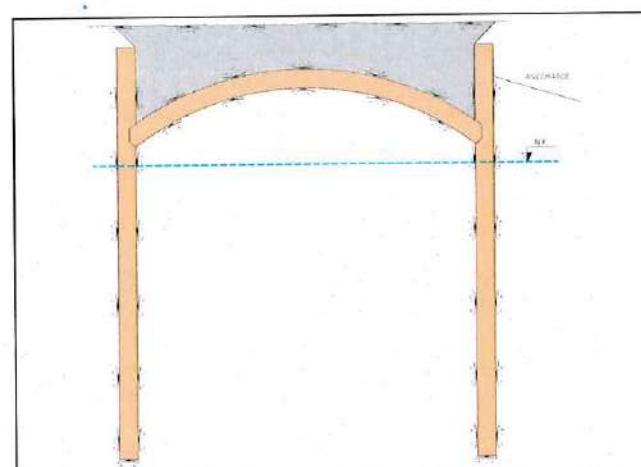
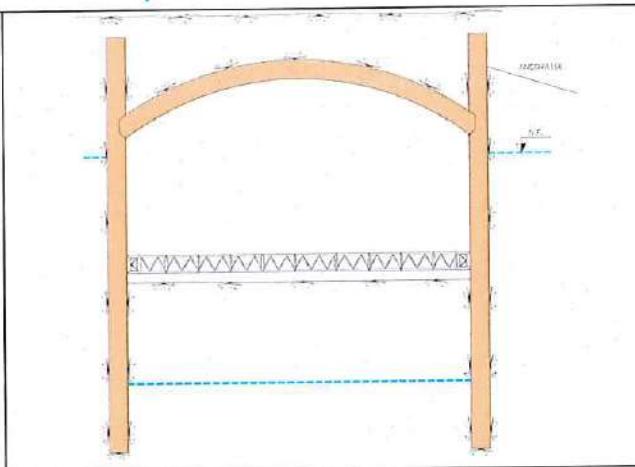
TRAMO INTERESTACIONES

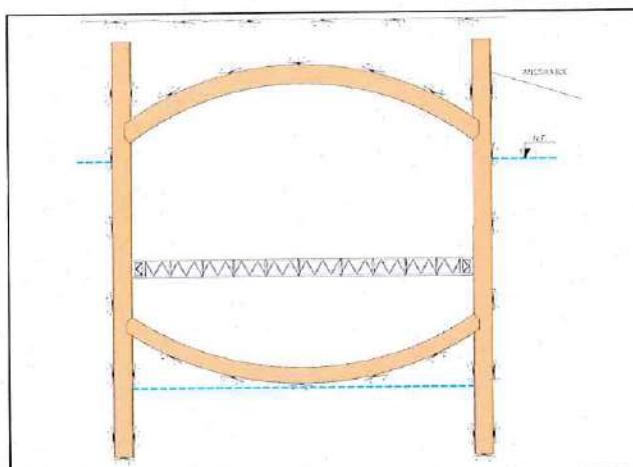
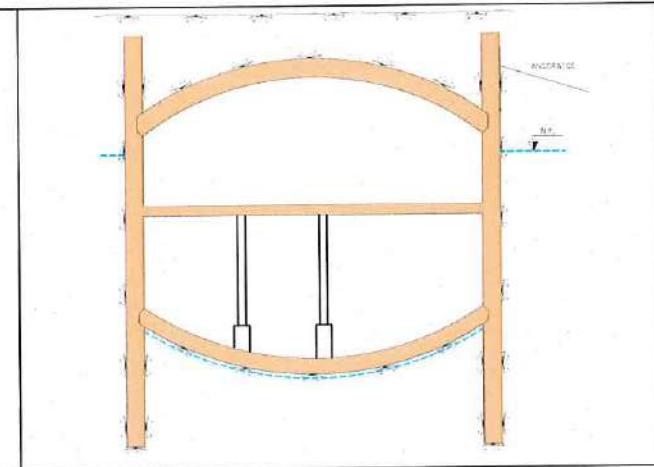
		
<p>FASE 1</p> <ul style="list-style-type: none"> Ejecución de pantallas y viga de coronación. 	<p>FASE 2</p> <ul style="list-style-type: none"> Excavación hasta cota inferior de ménsulas. Ejecución de las ménsulas. Ejecución de losa superior. 	<p>FASE 3</p> <ul style="list-style-type: none"> Reducción del nivel freático hasta cota final. Excavación hasta cota intermedia. Ejecución de losa intermedia

		
<p>FASE 4</p> <ul style="list-style-type: none"> Excavación hasta cota de puntal provisional. Instalación de puntal provisional. 	<p>FASE 5</p> <ul style="list-style-type: none"> Excavación hasta cota inferior de contrabóveda. Ejecución de la contrabóveda. 	<p>FASE 6</p> <ul style="list-style-type: none"> Retirada de puntal provisional.

Las fases de ejecución de la estación de Badalona se resumen en los cuadros siguientes. En la actualidad se está realizando la última fase (Fase 6).

ESTACIÓN DE BADALONA CENTRO

ESTACIÓN DE BADALONA CENTRO	
	
FASE 1	FASE 2
<ul style="list-style-type: none"> <i>Ejecución de pantallas y viga de coronación.</i> 	<ul style="list-style-type: none"> <i>Excavación hasta el nivel de anclaje provisional.</i> <i>Ejecución de los anclajes provisionales.</i>
	
FASE 3	FASE 4
<ul style="list-style-type: none"> <i>Excavación hasta cota inferior de bóveda.</i> <i>Ejecución de bóveda y relleno.</i> 	<ul style="list-style-type: none"> <i>Rebajamiento del nivel freático hasta cota definitiva.</i> <i>Excavación hasta cota de puntal provisional.</i> <i>Instalación de puntal provisional.</i>

	
FASE 5 <ul style="list-style-type: none"> Excavación hasta cota inferior de contrabóveda. Construcción de la contrabóveda. 	FASE 6 <ul style="list-style-type: none"> Ejecución de losa de vestíbulo. Retirada de puntales provisionales.

Tanto para el tramo interestaciones como para la estación de Badalona, el esquema de fases constructivas tiene numerosas variantes en función de la sección tipo elegida, que varía en el número de puntales y lasas intermedias. Sin embargo, desde el punto de vista conceptual, las fases aquí mostradas son representativas del proceso constructivo.

En las fotografías siguientes se muestra el estado actual de las obras tanto para el tramo interestaciones como para la estación.

INTERESTACIONES

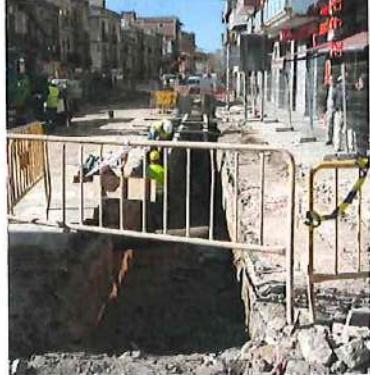


ESTACIÓN DE BADALONA



5.4. Otros detalles de ejecución

En el cuadro siguiente se muestran otros detalles de ejecución de la obra.

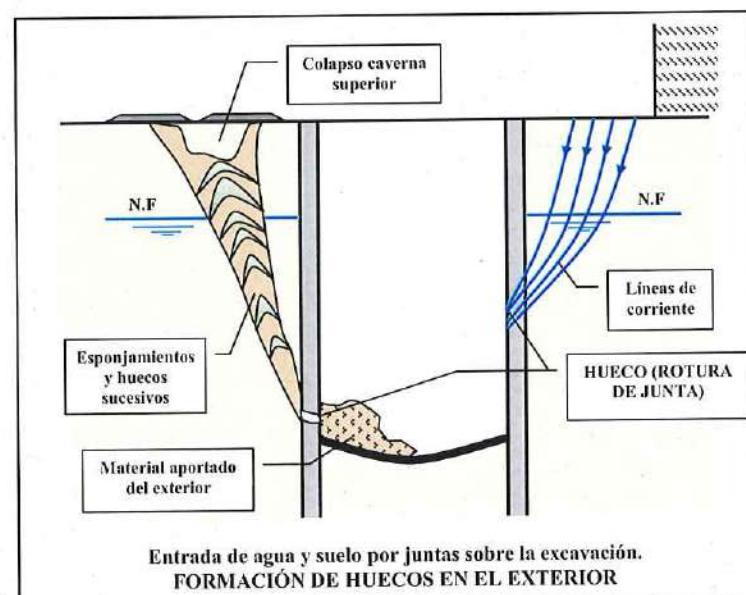
DESCRIPCIÓN	FOTOGRAFÍA
Ejecución de los muretes guía. Se puede apreciar la proximidad a los edificios.	 
Hormigonado de la bóveda de la estación contra el terreno.	 
Hormigonado de la contrabóveda en el tramo interestaciones.	
Puntales provisionales en zona de estación.	 

6. ASPECTOS HIDRÁULICOS E HIDROGEOLÓGICOS

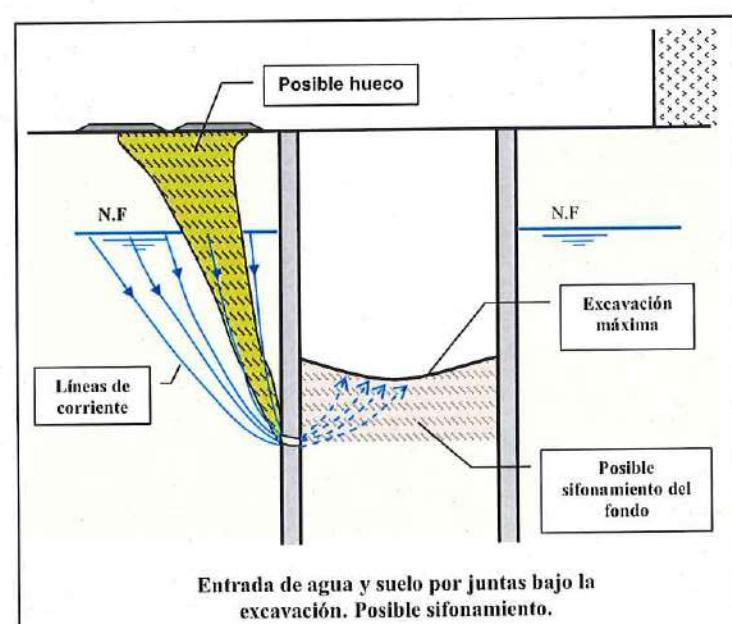
6.1. Control de estanqueidad de juntas

Uno de los aspectos básicos de la seguridad en obras de este tipo (junto con la afección a estructuras próximas), es el control de la estanqueidad de las juntas entre bataches. Esta falta de estanqueidad puede tener varios efectos muy perniciosos:

- I. Arrastre de material, especialmente en terrenos de grano fino, que pueden ocasionar socavones en superficie. En el esquema siguiente se ilustra este fenómeno.



- II. Si el fallo se produce bajo la cota de excavación, pueden producirse fenómenos de sifonamiento, de acuerdo a un esquema como el siguiente:



III. Rebajamientos del nivel freático en el exterior de las pantallas que pueden inducir movimientos no admisibles en las estructuras y edificaciones del entorno.

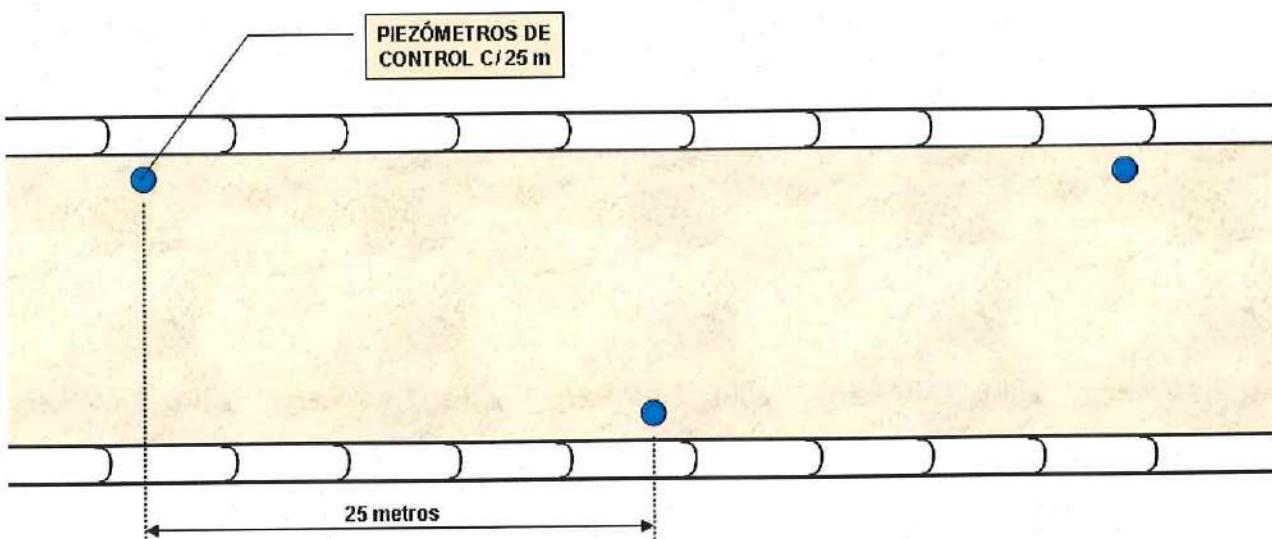
IV. La propia entrada de agua (y material) dificulta la ejecución de las obras.

Por ello, es básico tanto el control de estanqueidad de las juntas como el disponer medidas correctoras en caso de que se detecte alguna entrada de agua.

Un primer test de la estanqueidad de las juntas construidas puede realizarse mediante el control del rebajamiento del nivel de agua que se hace en los recintos entre pantallas para ejecutar la excavación. En nuestro caso, este control se hizo del modo siguiente:

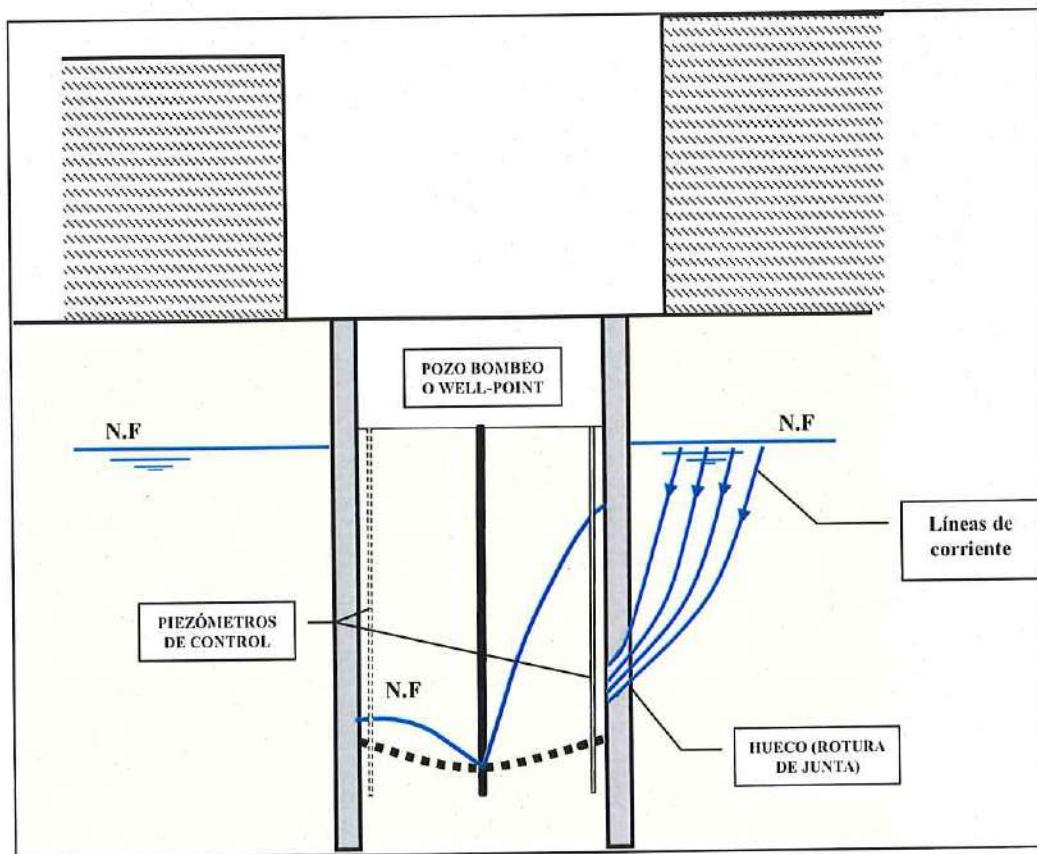
- Se instaló una red de piezómetros de control en el interior de cada uno de los recintos, complementarios a los del exterior.
- Antes de realizar las excavaciones se rebajó el nivel de agua hasta la cota de máxima excavación (con un cierto resguardo).
- Se realizó el control del rebajamiento de agua en los piezómetros.

Así, el mejor método para detectar posibles entradas de agua a través de las juntas previamente a la excavación es la ejecución de piezómetros de control, que permitan chequear que el bombeo está produciendo el rebajamiento del nivel de agua que se persigue. En la figura siguiente se muestra el esquema de disposición de piezómetros que se abordó en la obra.



Si en algún punto existe entrada de agua a través de las juntas, no conseguiremos el rebajamiento del nivel de agua, aspecto que detectarán los piezómetros más próximos a la zona defectuosa.

En el esquema siguiente se muestra esta idea.



Se observa como el piezómetro de la derecha registra un nivel de agua que se encuentra más próximo al nivel freático exterior que al rebajamiento del nivel de agua buscado con el bombeo interior, que sí se ha reflejado en el piezómetro de la izquierda.

Durante la obra no se detectó ninguna situación de este tipo y el rebajamiento del nivel freático hasta la cota de máxima excavación que se realizó al inicio se produjo sin incidencias. La recuperación del nivel de agua era muy pequeña, del orden de algún centímetro por semana, lo que indicaba que los recintos tenían una muy aceptable estaqueidad.

Estas medidas por sí mismas no garantizan el perfecto estado de las juntas, aunque constituyen un primer paso en la buena dirección. Durante la excavación entre pantallas pueden producirse problemas adicionales entre bataches. Para ello, durante la ejecución de las excavaciones se realizó sistemáticamente el limpiado de las juntas para detectar zonas de debilidad que pudiesen ser fuentes potenciales de problemas. Tampoco tras este limpiado se detectaron juntas defectuosas y únicamente se realizó alguna inyección puntual en alguna de ellas para limitar algún rezume de agua.

6.2. Agotamiento del nivel freático

Como se ha indicado, el nivel freático, en el entorno de la cota del nivel del mar, se sitúa bastante por encima de la cota de máxima excavación. Por tanto, resulta imprescindible su rebaje en la zona entre pantallas para la ejecución de las obras, creando recintos estancos.

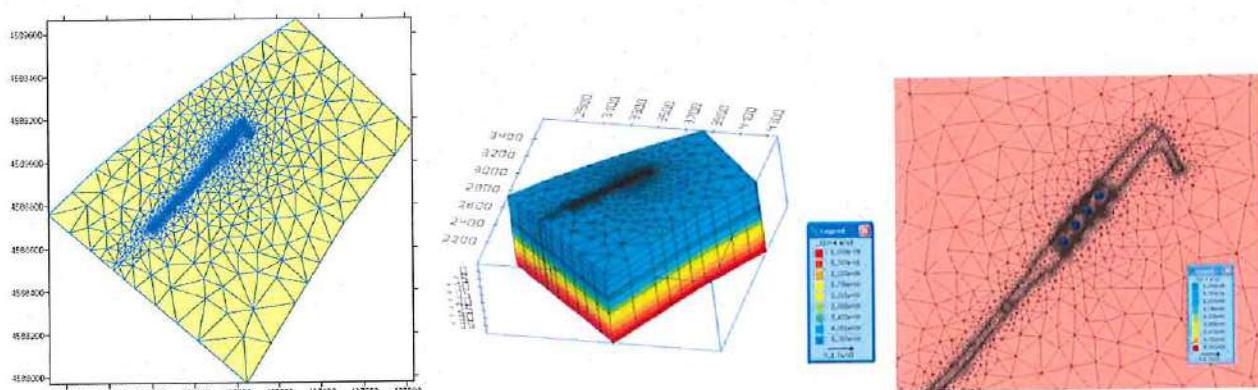
Estos recintos se consiguen, además de con las propias pantallas y su empotramiento en el sustrato impermeable, mediante la ejecución de pantallas transversales de mortero que subdividen la obra en zonas independientes desde el punto de vista hidráulico. Así, la obra se ha subdividido en 5 recintos estancos.

Para definir los sistemas de agotamiento del freático entre pantallas se realizó una prueba de bombeo en uno de los recintos de la obra. Posteriormente, con los resultados obtenidos, se realizó un modelo numérico² que permitiese obtener los parámetros hidrogeológicos y diseñar el sistema de agotamiento.

Las características de la prueba de bombeo fueron las siguientes:

- Recinto: N° 4, PK 0+630 a 0+720
- Dimensiones: 94,4 m x 24,5 m
- Pozos de bombeo: 2 pozos de 220 mm de diámetro y entubados en 140 mm.
- Cota inferior pozos: -19 msnm (en el interior del mioceno).
- Instrumentación: 16 piezómetros en el Cuaternario y 2 en el Mioceno.

Como se ha indicado, a partir de la prueba de bombeo se realizó un modelo numérico que permitió calibrar los parámetros. En las figuras siguientes se muestra la malla empleada.



Los principales resultados obtenidos fueron los siguientes:

- La unidad de arenas cuaternarias se drena sin dificultad.

² Informe de resultats de la calibració dels paràmetres hidrogeològics del terreny corresponents al recinte d'excavació núm. 04 de les obres del perllongament de la L2 entre Pep Ventura i Badalona Centre, utilitzant un model 3D de flux subterrani i a partir de les corbes de descens obtingudes amb la prova de bombament realitzada entre els dies 10 d'abril al 8 de maig del 2008. Geocat. Junio de 2008.

- Cuando el nivel de agua dentro de los pozos alcanza el Mioceno, los caudales disminuyen un orden de magnitud, de 5 l/s a 0,5 l/s por pozo.

Por tanto, a partir de estos resultados se diseñó un sistema de bombeo muy sencillo que consistía en un único pozo de bombeo por recinto. El agotamiento de los materiales cuaternarios se realizaba en aproximadamente unos cinco o seis días. En los materiales terciarios no era necesario rebajar el nivel, ya que su reducida porosidad y baja permeabilidad hacían que la afluencia de agua a la excavación fuese despreciable.

6.3. By-pass del acuífero

6.3.1. Introducción

Uno de los aspectos más significativos de esta obra es que las pantallas se sitúan perpendicularmente a las líneas de flujo, que van de montaña a mar. En la figura siguiente puede apreciarse la situación de la obra en relación a estos dos elementos geográficos.



Como hemos visto, las pantallas están diseñadas para empotrase en el sustrato terciario por lo que, si no se adoptaran medidas correctoras, podrían provocar un efecto barrera al flujo de agua y su consecuente embalsamiento aguas arriba.

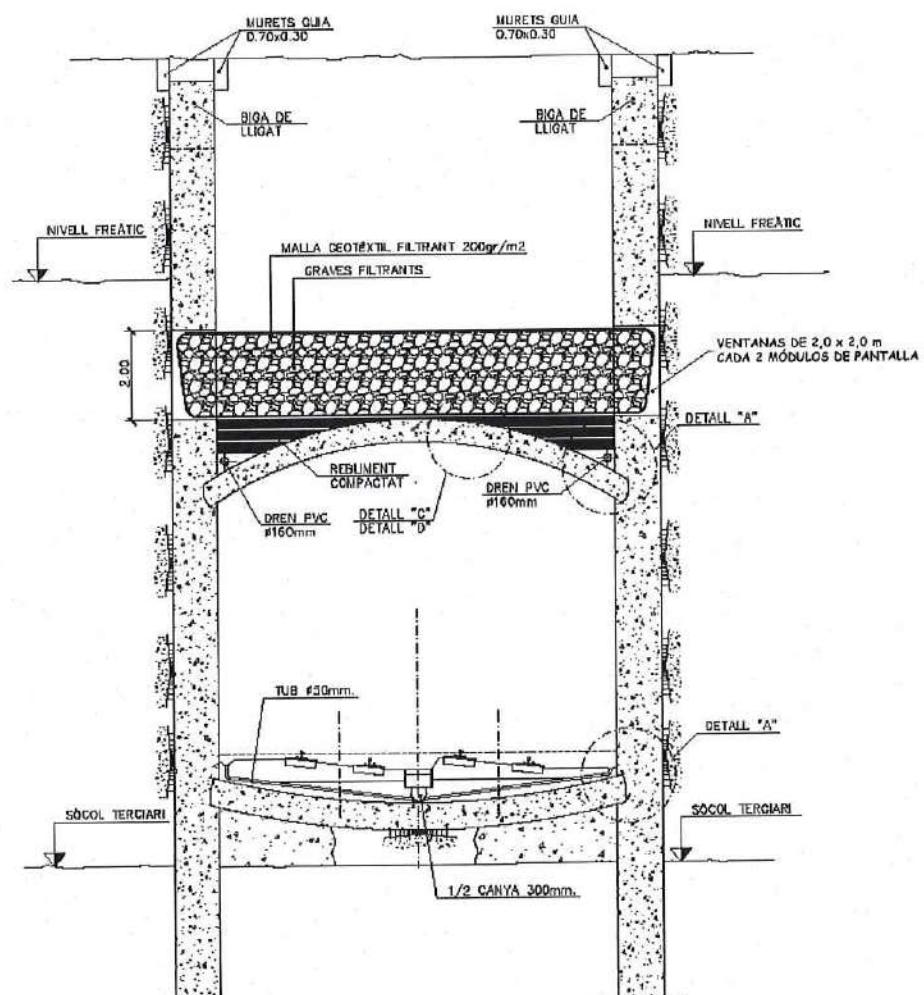
Este embalsamiento, además de provocar desequilibrios de empujes en las pantallas del túnel, podría también afectar a otras estructuras enterradas próximas (parkings, sótanos, etc.).

Para evaluar este efecto barrera, se realizó un estudio hidrogeológico en Proyecto³. A partir de él se estimó que, si no se lleva a cabo ninguna actuación para minimizar el efecto barrera, esto comportaría una sobreelevación del nivel freático aguas arriba de hasta +1,20 m en el punto medio de la traza.

6.3.2. Solución de Proyecto

La solución del proyecto constructivo consistía en la apertura en las pantallas de unas ventanas de 2 x 2 metros cada 5,20 metros en un tramo central de 170 m entre los PPKK 0+390 y 0+560. Estas ventanas se rellenaban de material filtrante.

Este material se situaba sobre la bóveda impermeabilizada. La capa filtrante se constituiría a base de gravas, arenas y un geotextil. El esquema de la solución propuesta en Proyecto se muestra a continuación:

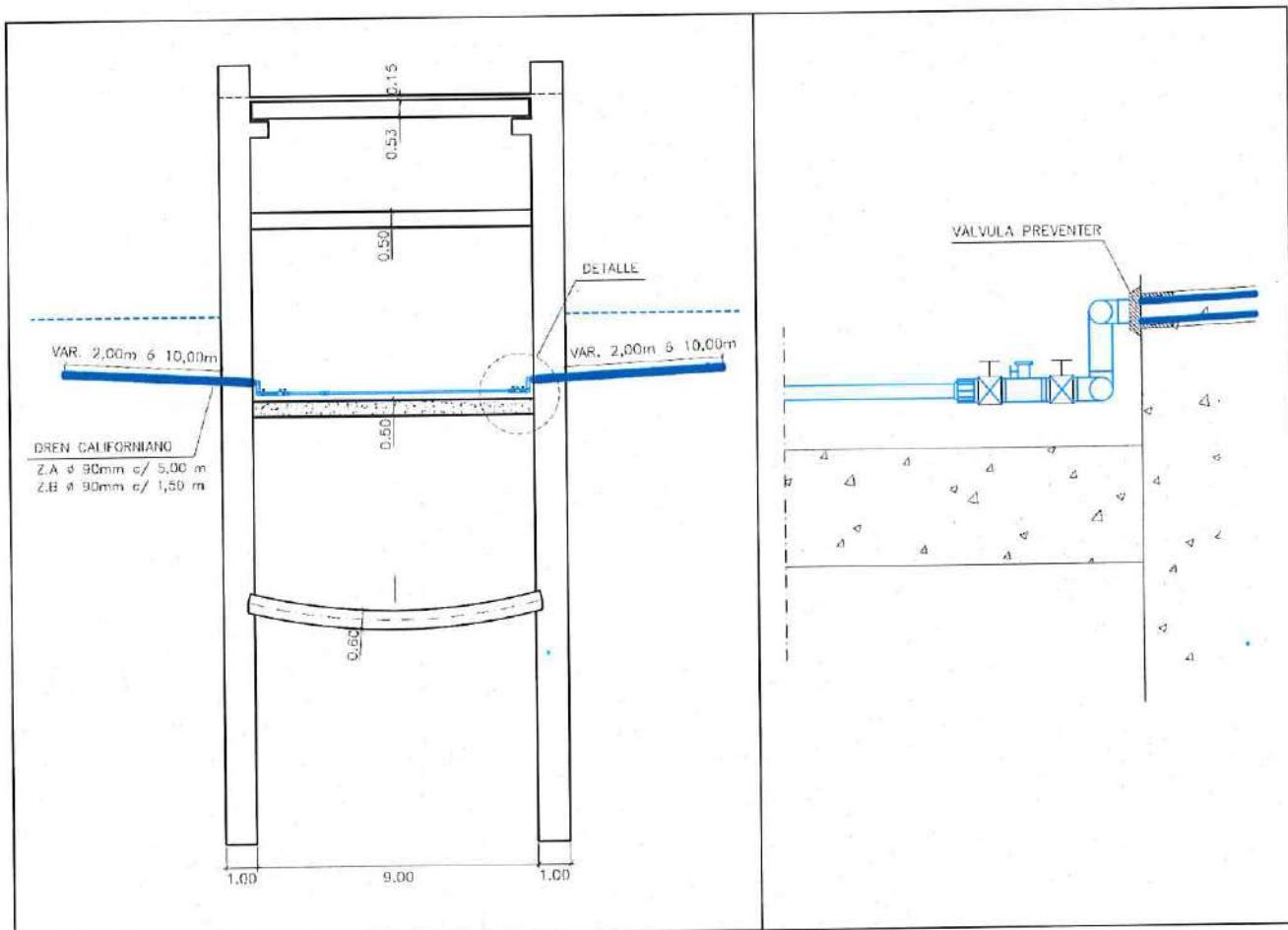


³ Estudi de modelització tridimensional de flux d'aigua per predir el comportament hidràulic dels by-passos o finestres al flux en les pantalles i avaluar el possible efecte barrera de les estructures complementari al projecte constructiu del Perllongament de la Línia 2 de l'FMB en el tram comprès entre Pep Ventura i Badalona Centre (Clau: TM-99456.1). RSE, Febrero de 2006.

6.3.3. Propuesta alternativa

La solución de Proyecto, aunque eficaz desde el punto de vista hidráulico, presentaba importantes dificultades de ejecución. Entre ellas, y fundamentalmente, la ejecución de las ventanas de 2x2 m bajo el nivel freático y en materiales arenosos no estaba resuelta.

Como alternativa, durante la obra se propuso sustituir el sistema de ventanas por un sistema de drenes, aprovechando la existencia de losas intermedias. El esquema de la solución se muestra a continuación:



Básicamente la solución consiste en la instalación de un sistema de drenes, de espaciamiento y longitud variables, que permitan la captación de agua y su traspase al lado opuesto de las pantallas. Este sistema, basado en la ejecución de perforaciones de diámetro muy reducido, permite su ejecución bajo el nivel de agua.

Para el dimensionamiento de la solución alternativa se realizó un nuevo estudio⁴ que verificó que esta solución de drenes californianos presentaba un comportamiento hidrogeológico equivalente a la solución de proyecto.

⁴ Estudi del comportament hidrogeològic de l'alternativa de bypass del flux subterrani a través de les pantalles mitjançant drens horizontals interconnectats i estudi comparatiu amb l'alternativa de projecte mitjançant finestres. RSE. Mayo de 2006.

La longitud de los drenes dispuestos ha sido de 2 o de 10 m, en función de la distancia a las edificaciones. El espaciamiento entre drenes es de 1,5 o de 5 m, respectivamente. La longitud total de actuación con drenes californianos es de 215 metros, entre los PPKK 0+345 y 0+560, siendo el número de drenes a perforar de 96 unidades y la longitud total de drenes de 336 ml.

El proceso constructivo de este sistema de drenes comienza con la perforación de la pantalla, que se realiza mediante corona de diamante de 150 mm de diámetro y con válvula antirreflujo tipo Preventer para evitar la entrada de agua y material a la perforación.

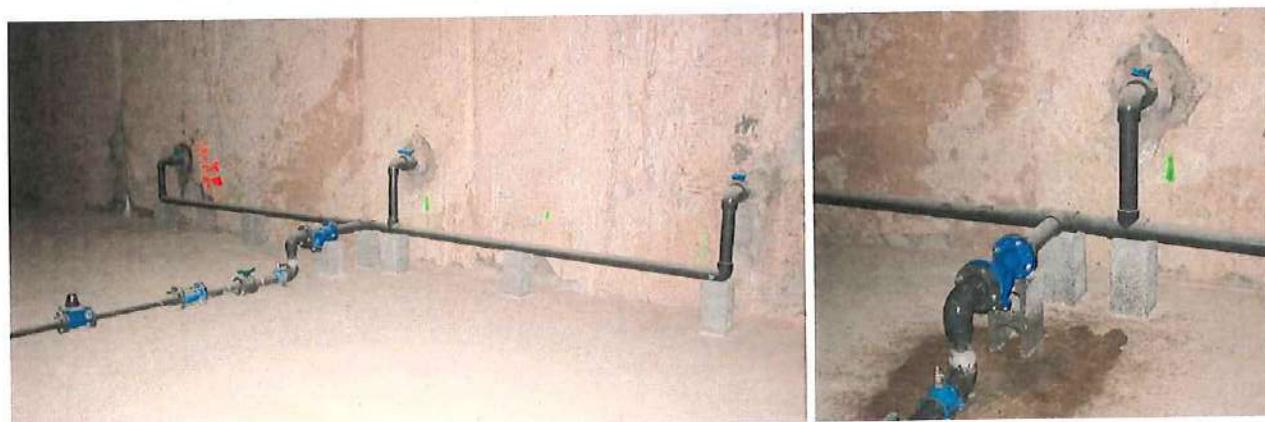
Tras la perforación de la pantalla, se realiza la excavación del dren en el terreno del trasdós. Para efectuar la perforación se usó una puntaza y una tubería de revestimiento metálico perforada, ambas perdidas. La tubería de revestimiento llevaba incorporada en sus agujeros un compuesto hidrosoluble que desaparecía a las 24-48 horas. De este modo, en ese plazo de tiempo el interior de la perforación permanecía en seco, lo que permitía realizar el resto de operaciones.

Así, se introducía en el interior de la tubería metálica el dren compuesto por un tubo ranurado de PVC de 90 milímetros de diámetro, envuelto con un filtro geotextil.

Una vez ejecutados los drenes y sellada la boca de perforación, se procedió a la conexión de los del lado montaña con los del lado mar, de forma que se conecten los niveles piezométricos y se inicie el flujo. El sistema de cañerías es de polietileno DN 90 termosoldables. Este material permite asegurar la durabilidad de la instalación.

Como ventaja adicional, esta solución de drenes californianos permite el mantenimiento del sistema garantizando la funcionalidad de la instalación a lo largo de su vida útil, ya que incorpora un sistema de válvulas para limpiar los drenes en caso de posibles colmataciones y también porque dispone de acceso a la red de cañerías que interconectan los drenes de ambos lados de la traza.

En la figura siguiente se muestra la conexión entre ambos lados de las pantallas.



El sistema se encuentra ya en funcionamiento y, hasta el momento, no se han constatado en los piezómetros de control instalados diferencias del nivel de agua entre ambos lados de las pantallas.

7. AUSCULTACIÓN Y CONTROL

7.1. Introducción

Uno de los aspectos más importantes de la obra es el control de movimientos de las edificaciones que, como se ha indicado, estaban muy próximas a las pantallas, a distancias de tan solo 2 m.

Las edificaciones existentes, además, son en una gran parte antiguas (muchas de ellas de más de 100 años, como se puede apreciar a continuación), con cimentaciones muy someras y poco desarrolladas, siendo, por tanto, muy sensibles a los movimientos.



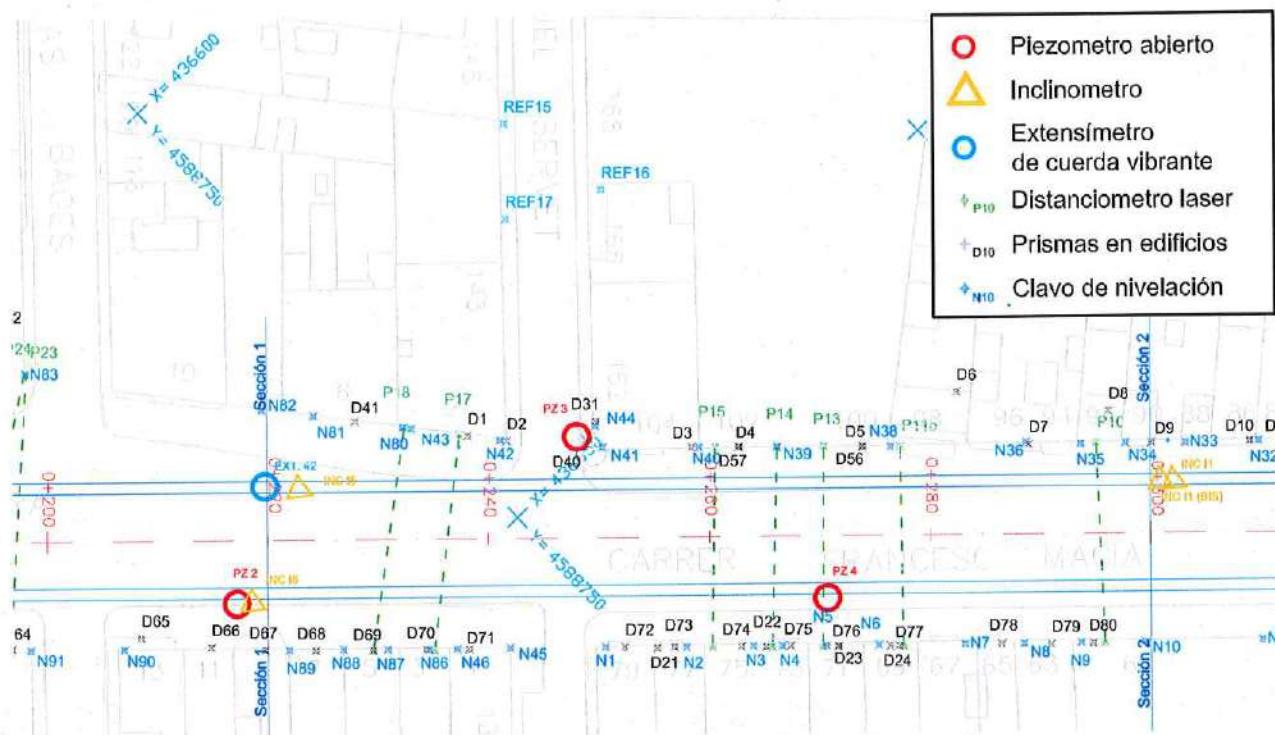
7.2. Dispositivos de auscultación y control

Se han instalado dispositivos de auscultación tanto en el terreno como en las estructuras anexas. La instrumentación instalada ha sido la siguiente:

- **Inclinómetros:** se han instalado tuberías inclinométricas dentro de las pantallas y, también en algún caso, a través del terreno del trasdós de la pantalla, para controlar los desplazamientos horizontales que se producen en las pantallas y su entorno próximo.
- **Hitos de control topográfico de edificios:** los puntos de control han sido prismas topográficos colocados en las fachadas de cada uno de los edificios próximos a la traza de la obra y donde se midieron periódicamente desplazamientos verticales y horizontales.
- **Hitos de control de instrumentación:** situados al lado de la boca de las perforaciones inclinométricas y extensométricas con el fin de obtener sus movimientos en cabeza.
- **Clavos de nivelación:** situados en la planta baja de los edificios próximos a las obras con el fin de medir posibles movimientos verticales de los mismos.
- **Distanciómetros:** situados en las plantas inferiores de los edificios con el fin de medir variaciones de las distancias entre fachadas opuestas.

- **Extensómetros incrementales:** se han instalado únicamente en alguna sección específica para medir los movimientos verticales relativos del terreno en profundidad y controlar, de forma más precisa, posibles asentamientos próximos a edificaciones.
- **Piezómetros.** Se han instalado piezómetros abiertos en el trasdós de las pantallas con el fin de controlar la variación del nivel freático en la zona próxima a las edificaciones durante las excavaciones.
- **Extensímetros de cuerda vibrante.** Estos dispositivos se han colocado en las pantallas para controlar el nivel de tensiones y así realizar un contraste frente a las hipótesis de diseño.

En la figura siguiente se muestra la auscultación instalada entre los PPKK 0+200 y 0+310.

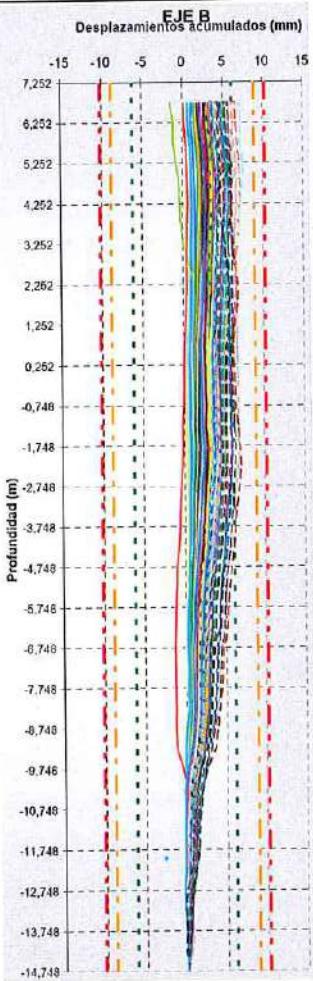
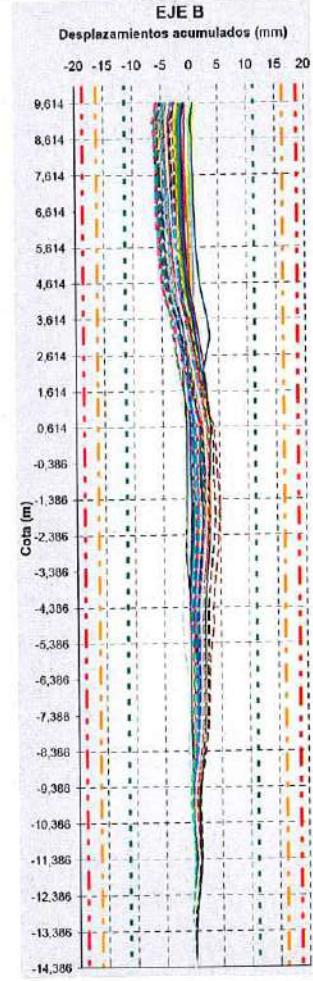
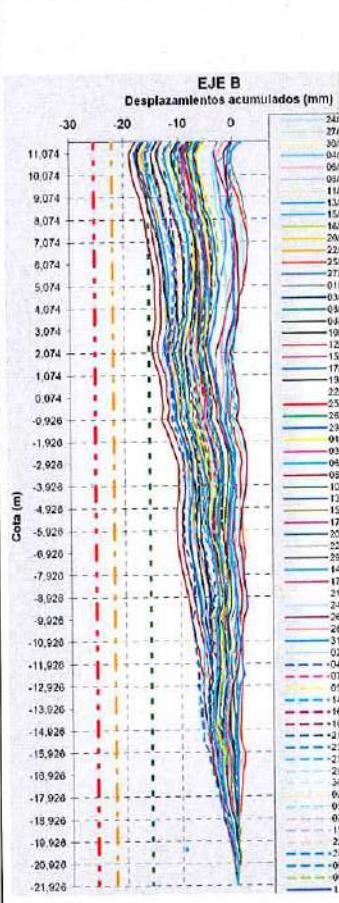
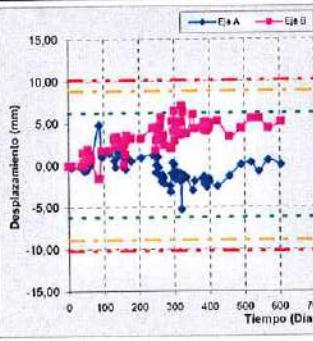
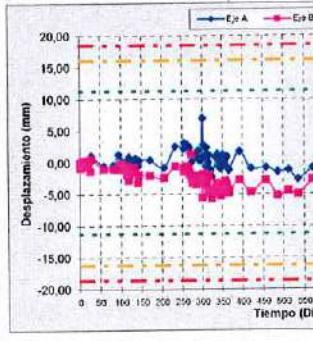
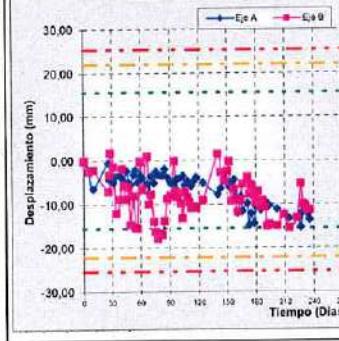


7.3. Resultados de la auscultación

Como resumen puede anticiparse que los resultados de la auscultación instalada han proporcionado movimientos muy reducidos, en general inferiores a los calculados. Consecuentemente con ello, no se han producido afecciones al entorno.

Como la presentación de todos los resultados de la auscultación excedería el objeto y las posibilidades de esta ponencia, se van a resumir los resultados obtenidos en las tres secciones que se investigaron con el programa PLAXIS presentando los resultados de los inclinómetros.

Las tres secciones analizadas eran las siguientes:

SECCIÓN	Interestación, V-A, 0+397, Izda	Interestación, VII-A, 0+537, Izda	Estación, XII-XIII, 0+730 Dcha
Desplazamiento máximo calculado	16,1 mm	12,9 mm	21,5 mm
Cota	-4,0 m	cabeza	-8,8 m
INCLINÓMETRO			
Desplazamiento máximo medido	6,99 mm	5,8 mm	18,9 m
Despl. máx. calculado cabeza	5,7 mm	12,9 mm	19,0 mm
Desplazamiento medido en cabeza			

En general, se observa que los movimientos realmente producidos son inferiores a los calculados. Esta pauta se repite con el resto de la auscultación instalada (prismas, niveles, extensómetros, etc.), que han registrado movimientos muy limitados.

8. ARQUEOLOGÍA

Bajo el casco antiguo de la actual Badalona se encuentra la ciudad romana de Baétulo. La ciudad fue fundada «ex novo» hacia el año 100 a.C. con pervivencia documentada hasta el siglo VI d.C. y con continuidad ininterrumpida hasta la actualidad.

Estaba emplazada en una pequeña elevación entre dos torrentes, el de Folc y el de Matamoros, cercana al mar y con comunicaciones abiertas y buenas posibilidades agrícolas en las cercanías.

La ciudad fundacional tenía una extensión de 10 hectáreas y estaba rodeada de una muralla que alternaba las torres de defensa cuadradas y semicirculares. Su distribución urbanística seguía un plano ortogonal, orientado de noroeste a sureste, con los ejes transversales paralelos a la costa y adaptándose a la topografía del terreno por medio de un sistema de bancales que permitía salvar las pendientes de la colina donde se asentaba la ciudad. El interior estaba distribuido en insulae o islas de casas, con calles de cinco metros de ancho.

Los terrenos afectados por nuestra obra quedan fuera de su trama urbanística, concretamente al sudoeste de la ciudad.

La intervención que se está llevando a cabo en los terrenos destinados para la futura estación de metro de la Línea 2 del FMB, ha permitido localizar un yacimiento arqueológico de unos 5000 m² de extensión. En las fotografías siguientes pueden apreciarse los trabajos de excavación arqueológica llevados a cabo:



A grandes rasgos, la mayoría de estructuras excavadas han correspondido a las infraestructuras (muros, hornos, balsas de decantación de arcilla, alineaciones de ánforas, edificios...) de un gran centro cerámico que podría haber estado en funcionamiento, como mínimo en dos fases, entre el último tercio del siglo I a.C. y hasta el último cuarto del siglo I d.C. Aquí se producirían ánforas para el transporte y comercialización del vino producido en la Layetana en este periodo.

Algunas fotografías de los restos encontrados se muestran a continuación:



Se han identificado 4 fases de ocupación en el yacimiento:

PERÍODO	ANTIGÜEDAD	ELEMENTOS	FOTOGRAFÍAS
Tardo-republicano	S. I. a.C.	- Estratos y estructuras de forma discontinua y niveles de circulación.	
Tardo republicano/alto imperial	Último tercio S. I a.C.	- Gran centro alfarero. - Entre otros elementos, se han encontrado 6 hornos rectangulares.	
Alto imperial	Mediados S. I d.C.	- Estructuras diversas, una vez ha dejado de funcionar el centro alfarero. Entre otros un pozo, depósitos... - Espacio de 10 x 20 m dedicado a necrópolis.	
Alto imperial	S. II d.C.	- Arrasamiento general de parte de las estructuras descritas y colmatación de todo el solar.	

Las excavaciones arqueológicas mantuvieron trabajando hasta a 70 arqueólogos y supusieron la paralización de las obras de la estación de Badalona durante aproximadamente un año.

9. RESUMEN Y CONCLUSIONES

- El tramo correspondiente a la ampliación de la Línea 2 de Metro de Barcelona entre las estaciones de Pep Ventura y Badalona Centro se ejecuta bajo superficie, excavado al abrigo de pantallas continuas construidas con pantalladoras convencionales e hidrofresa.
- La excavación se realiza mayoritariamente en arenas del cuaternario reciente de origen coluvio-fluvial y litoral. Las pantallas de hormigón se empotran siempre en el sustrato mioceno impermeable. El nivel de agua se encuentra muy somero, aproximadamente a cota del nivel del mar.
- Las pantallas alcanzan longitudes máximas de 34 m, profundidades de excavación de hasta 27 m y cargas de agua máximas de 15 m. El tramo discurre en un entorno fuertemente urbanizado, con edificaciones a menos de 2 m de distancia de las pantallas.
- Las principales dificultades de la obra están constituidas por la proximidad de estas edificaciones y por la presencia de un nivel freático elevado. Para controlar los riesgos que generan estas circunstancias, se ha seguido un doble camino, control de juntas y control de movimientos en el entorno.
- El control de las juntas se ha realizado mediante el seguimiento con piezómetros del rebaje del nivel freático entre pantallas. De este modo, la posible entrada de agua a través de las juntas supondría una elevación del nivel de agua en los recintos que sería detectada. Durante la excavación, además, se ha realizado sistemáticamente y de modo manual la limpieza de las juntas, con el fin de detectar posibles daños y, eventualmente, proceder a su reparación.
- El control de los movimientos en el entorno se ha realizado mediante la intensa auscultación instalada, comprobándose que los movimientos que se estaban produciendo eran admisibles y en línea con lo previsto.
- La corrección del efecto presa que generan las pantallas en el flujo hidrogeológico transversal montaña – mar, se ha realizado mediante un sistema de drenes californianos que permiten simplificar mucho la comunicación entre ambos lados del acuífero respecto a otro tipo de sistemas que implicarían excavaciones bajo el nivel freático.
- En resumen, aunque de modo aislado ninguno de los elementos de esta obra es excepcional, la coexistencia de un nivel freático elevado, presencia de materiales cuaternarios recientes, existencia de edificaciones muy próximas y pantallas de longitud muy apreciable, suponen un reto importante que, gracias al buen hacer de todas las partes implicadas, se ha resuelto con éxito.



02 / Diciembre / 2009

10. FICHA TÉCNICA

NOMBRE DE LA OBRA

PERLLONGAMENT DE LA LÍNIA 2 DEL FMB. PEP VENTURA – BADALONA CENTRE

PROMOTOR

GISA

AUTOR DEL PROYECTO ORIGINAL



PROYECTOS Y SERVICIOS, S.A.
PROSEER

AUTOR DEL PROYECTO MODIFICADO CONSTRUCTIVO



Enginyeria de Trànsits i Estructures

EMPRESA CONSTRUCTORA



DIRECCIÓN DE LA OBRA



Enginyeria de Trànsits i Estructures

DIRECTOR DE LA OBRA

Amadeu Abril i Català

PRESUPUESTO

32.136.970 €