

SOCIEDAD ESPAÑOLA DE  
MECÁNICA DEL SUELO  
E INGENIERÍA GEOTÉCNICA

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

18.<sup>a</sup> SESIÓN  
16 Junio 1999

Con la colaboración del  
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACIÓN  
DE OBRAS PÚBLICAS (CEDEX)

**GEOCISA**  
GEOTECNIA Y CIMENTOS, S.A.

## SUMARIO

- Inyecciones de compensación en los Metros de Londres, Lisboa y Madrid.

Pag. 3

- Remediación del terreno contaminado en la traza de la línea 8 del Metro Madrid.

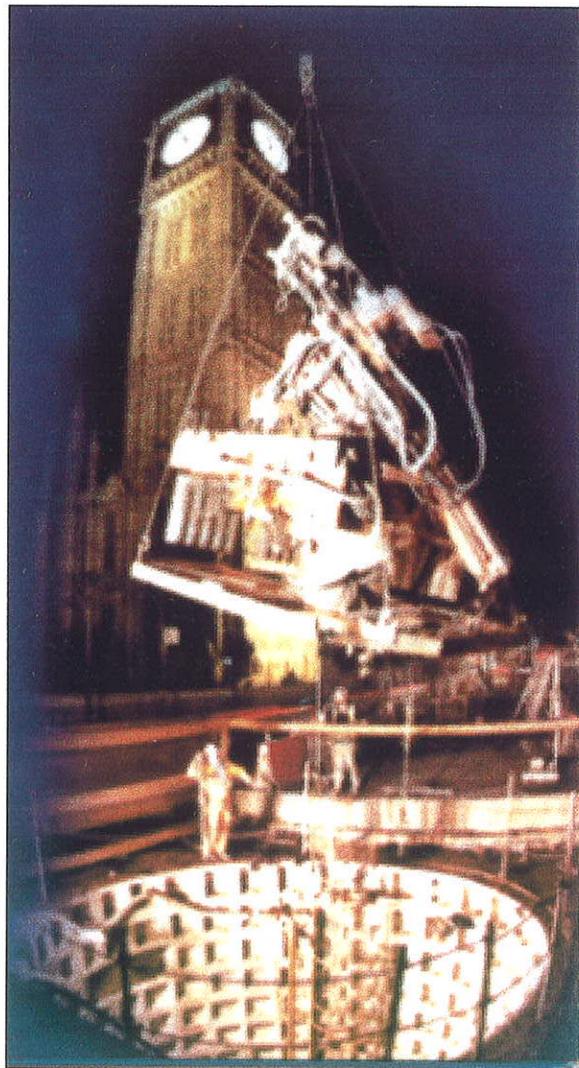
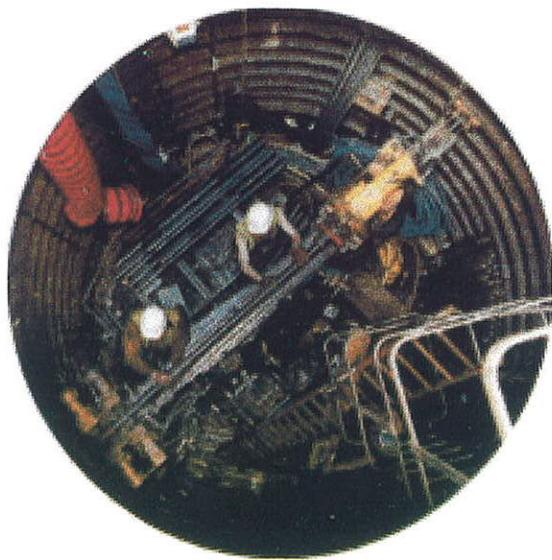
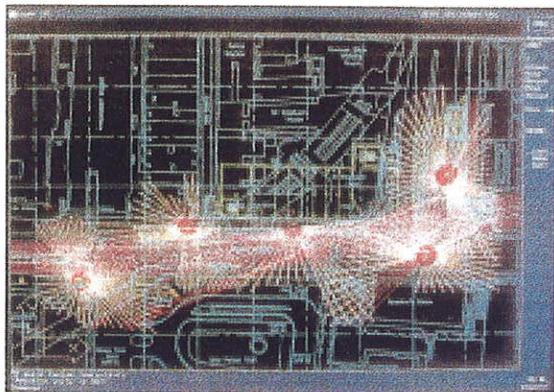
Pag. 17

- Sistema Integrado de Auscultación en la Ampliación del Metro de Madrid.

Pag. 29

- Cimentación con elementos portantes de la estructura sobre el río Loukkos en la Autovía Tánger-Rabat.

Pag. 41



**Inyecciones de compensación en los  
Metros de Londres, Lisboa y Madrid.**

## INYECCIONES DE COMPENSACIÓN EN LOS METROS DE MADRID, LONDRES Y LISBOA

### 1. GENERALIDADES

#### 1.1 Introducción

La construcción de túneles en un medio urbano representa un desafío en cuanto a las actuaciones necesarias para el control de los trabajos que garantice la seguridad tanto de la estabilidad de los túneles como de las estructuras y servicios ubicados en las inmediaciones de las excavaciones. Como parte de este control están los tratamientos de terreno necesarios para la estabilidad del frente de excavación y para que los movimientos provocados por esta última no superen los límites admisibles.

En los últimos tiempos, la posible subsidencia debida a la construcción de túneles urbanos ha cobrado especial importancia, dado que una funcionalidad y servicios adecuados requieren trazados bajo las edificaciones y/o instalaciones preexistentes a profundidades relativamente pequeñas, en general en torno a los 20 m. Además, este problema potencial se acrecienta cuando tanto las exigencias de períodos constructivos cortos, como la concurrencia de actuaciones en diferentes tramos, lleva a que coincidan abiertos simultáneamente numerosos frentes de excavación, y sobre todo, a velocidades de avance muy elevadas, con medias por encima de 15 - 20 m diarios para las modernas máquinas tuneladoras.

En terrenos no rocosos, el medio más eficaz para

combatir la subsidencia, y en especial las inestabilidades del frente, son, desde luego, los escudos con presión en el frente de excavación, ya sea con lodo bentonítico (hidroescudos), o con el propio terreno excavado (escudos de presión de tierras, EPB en inglés). Puede afirmarse que en el empleo de máquinas EPB ha estado el gran éxito de la Ampliación del Metro de Madrid, recientemente culminada.

Sin embargo, los escudos modernos no siempre son la solución. Unas veces como en el caso de las estaciones de Metro o de grandes cavernas, porque no existen, o no son rentables, máquinas para las grandes secciones a excavar; otras porque existen irregularidades en el terreno, como lentejones rocosos duros o muy blandos, que pueden plantear problemas incluso con estas máquinas.

En estas ocasiones singulares, es cuando será preciso recurrir a los últimos avances que la técnica ofrece para minimizar los puntos del trazado con mayor probabilidad de este tipo de riesgos con medidas constructivas especiales como los tratamientos con inyecciones.

#### 1.2. Inyecciones de compensación

En la última década, han comenzado a recibir el nombre de inyecciones de compensación las inyecciones de compactación, y a veces de fracturación, cuando tanto en los recalces de estructuras y tratamientos de terrenos, como en la

construcción de túneles urbanos, se aplican bien para mejorar las propiedades del terreno y eliminar los movimientos que dañan estructuras, bien para impedir los debidos a la subsidencia de las excavaciones profundas.

Ambos tipos de inyección rompen el terreno, y sólo difieren en que la compactación induce tensiones de densificación o consolidación localizadas en el punto de inyección, mientras que la fracturación interesa a mayor volumen de terreno, a favor de las fisuras llenadas por la mezcla por hidrofracturación, o siguiendo discontinuidades preexistentes. Según el objetivo buscado y el terreno tratado, se utiliza uno u otro tipo de inyección.

Las mezclas empleadas en cada caso facilitan estos mecanismos diferentes: en la compactación, un mortero seco permanece alrededor del punto de inyección formando "bolas o cuñas planas" (Fig. 1); en la fracturación, una mezcla más fluida y penetrante fisura el terreno y forma una red de lajas, mucho más delgadas que en el caso anterior (Fig. 2).

De modo general puede afirmarse que cuando se



**Fig. 1. Cuña de inyección en la arcilla de Londres**

pretende provocar levantamientos controlados y/o compensar movimientos de subsidencia, debe predominar claramente el efecto de desplazamiento sobre el de fracturación.

Los desplazamientos en el entorno de los puntos de



**Fig. 2. Lajas de inyección en la arena de migas de Madrid**

inyección comienzan a producirse en cuanto la presión es suficiente para romper el terreno. De forma esquemática, puede hablarse de una primera fase de desplazamientos que "densifica" el terreno en un radio de 1 a 2 m del punto de inyección (Fase de acondicionamiento), y de una segunda que produce un levantamiento "neto", en la medida que la mezcla inyectada es estable en volumen (Fase de compensación).

Esta segunda fase tiene un comportamiento muy difícil de predecir teóricamente, dado el cúmulo de factores que entran en juego, relacionados tanto con el terreno como con la propia inyección. No obstante, la experiencia

ha mostrado que la respuesta a un incremento de volumen, inyectado en la segunda fase, sigue de modo aproximado a una superficie de Gauss (Fig. 3).

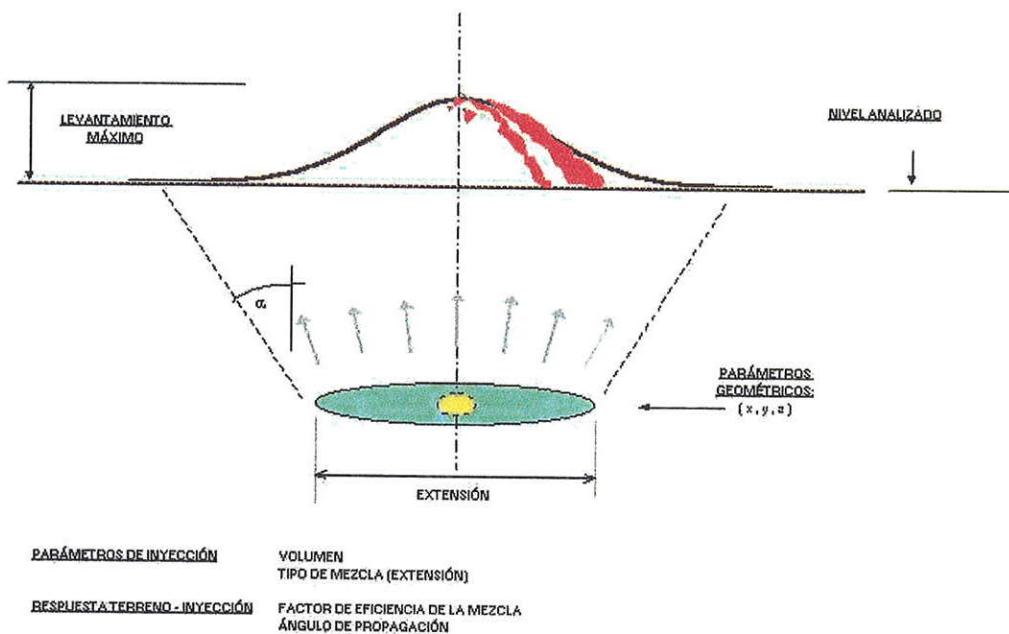


Fig. 1. Modelización del efecto de la inyección

Con esta base, Geocisa ha desarrollado su modelo SCOMET 3D que convenientemente "tarado" con resultados experimentales, permite predecir el resultado final de un conjunto de puntos de inyección con múltiples reinyecciones (Fig. 4).

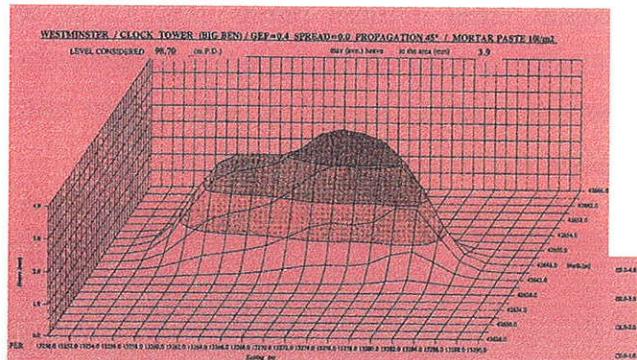


Fig. 4. Diseño de inyección en el Big Ben con el SCOMET 3D

## 2. CASOS CONCRETOS DEL USO DE MEDIDAS PRO-ACTIVAS DE COMPENSACIÓN DE ASIENTOS

## 2.1. Metro de Londres: JLE 102, Tramo Green Park - Waterloo

El Contrato 102 para la construcción de la Prolongación de la Línea Jubilee, desde Green Park a Waterloo, del Metro de Londres comprendió la construcción de casi dos kilómetros de túneles bajo o muy cerca de edificios con gran valor monumental e histórico en las áreas de St. James, Westminster y Waterloo.

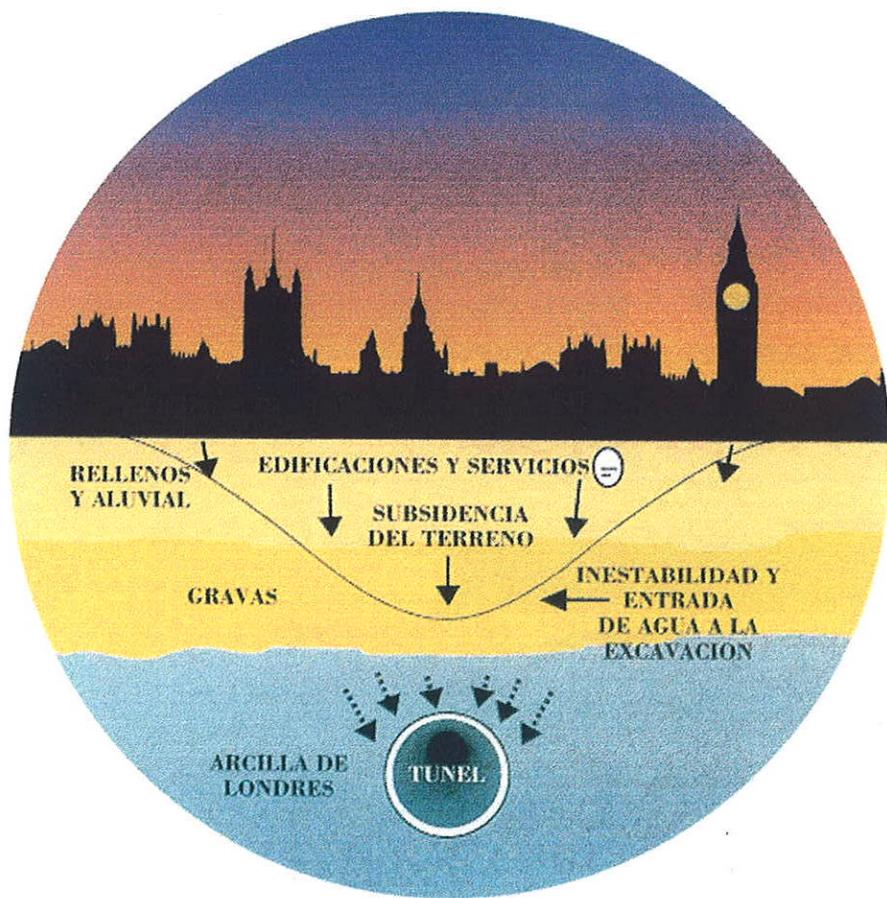
El corte esquemático del terreno atravesado está

compuesto, desde superficie hacia abajo, por 3 a 6 m de relleno y aluvial limo-arcilloso, 4 a 8 m de terraza con gravas y arenas (Terrace Gravels), y unos 30 m de la arcilla de Londres (London Clay). El nivel freático suele estar en el techo de la terraza, variando algo con la marea (Fig. 5).

Los tramos entre estaciones se preveía con un doble túnel, de 4.35 m de diámetro interior, excavado con un escudo de frente abierto y revestimiento con dovelas expandidas. Las estaciones con túneles de 7.00 m de diámetro interior, y las demás obras complementarias (accesos y conexiones), se ejecutaron con el Nuevo Método Austríaco (NATM). Este tipo de obras fue importante en la conexión en St. James con la Línea Jubilee existente, y sobre todo, en las estaciones de Westminster y Waterloo.

El proyecto preveía dos tipos diferentes de tratamientos: inyecciones de impermeabilización y/o de compensación de movimientos, que se ejecutaron entre 1994 y 1997.

Los tratamientos de impermeabilización se prescribieron cuando el recubrimiento de la arcilla de Londres sobre la clave de los túneles era inferior a 6 m. Dicha situación se dio en las áreas de las estaciones de Westminster y Waterloo, donde se trataron unos



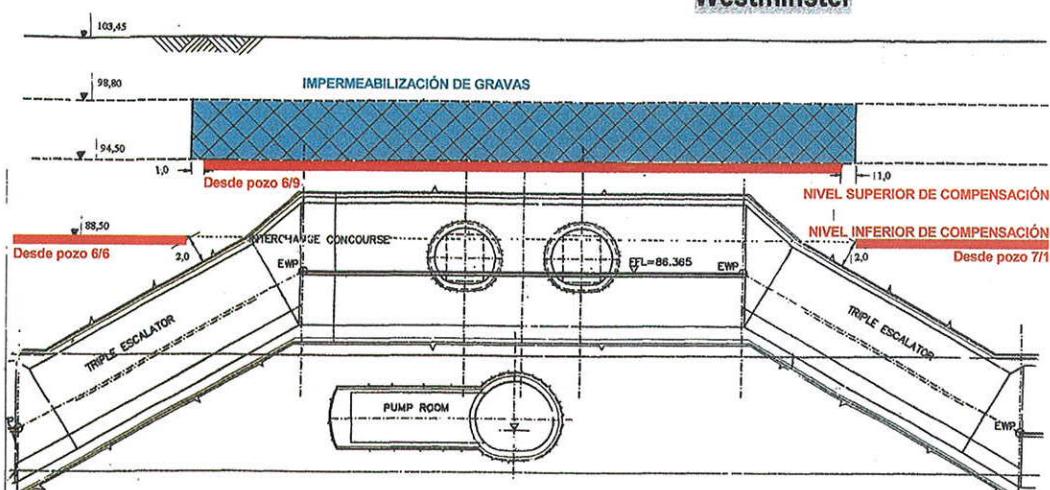
**Fig. 5. Problemática en el contrato JLE 102. Metro de Londres**

3 m de espesor de la terraza de gravas, por medio de inyecciones clásicas de impregnación con bentonita - cemento y silicato.

Los tratamientos de compensación se realizaron bajo los edificios en donde la excavación de los túneles hubiera provocado movimientos inadmisibles. De acuerdo con las previsiones de proyecto, tal circunstancia se dio en las áreas de St. James, Westminster y Waterloo, en las que fue necesario disminuir los movimientos de subsidencia, por medio de inyecciones de compactación o fracturación, hasta lograr un daño en los edificios inferior al grado 2 de la escala de Burland (BRE).

Un condicionante importante fue que todos estos tratamientos no se pudieron ejecutar desde superficie, excepto dentro de una pequeña área de la estación de Waterloo.

Las características del terreno, la gran magnitud e importancia de los trabajos de compensación y los condicionantes del entorno y del ritmo de excavación de los túneles aconsejaron:



**Fig. 6. Tratamientos en la estación de Waterloo**

- Efectuar la inyección de compensación tan cerca como fuera posible de la clave de los túneles sin que éstos resulten dañados, al ritmo dado por la excavación (Fig. 6).

De este modo se disminuyó la superficie de actuación de las inyecciones de compensación, reduciendo la longitud de perforación y de TAM de la red de taladros, y se alejó el tratamiento del plano de apoyo de las cimentaciones de los edificios, aumentando la seguridad frente a irregularidades locales e imprevistos indeseables (Fig. 7).



**Fig. 7. Disposición de taladros en la estación de Westminster**

Además, como el ritmo de inyección se acopló al de excavación del túnel, inyectando los volúmenes de mezcla correspondientes a la pérdida de sección del túnel producida en cada momento, los edificios permanecieron casi sin subsidencia con movimientos verticales (descensos y/o ascensos) muy pequeños (menos de 5 mm).

La figura 8 presenta una sección transversal al túnel con los asientos medidos en superficie cerca del estribo del Puente de Westminster, donde se realizó la primera inyección concurrente con la excavación del túnel más profundo (Westbound tunnel). La pérdida de sección medida fue del 3,3 % y el volumen total inyectado fue del 3 % (1 % en fase concurrente con la excavación y 2 % en fase observacional después de la excavación). Con ello el asiento máximo se redujo a unos 3 mm.

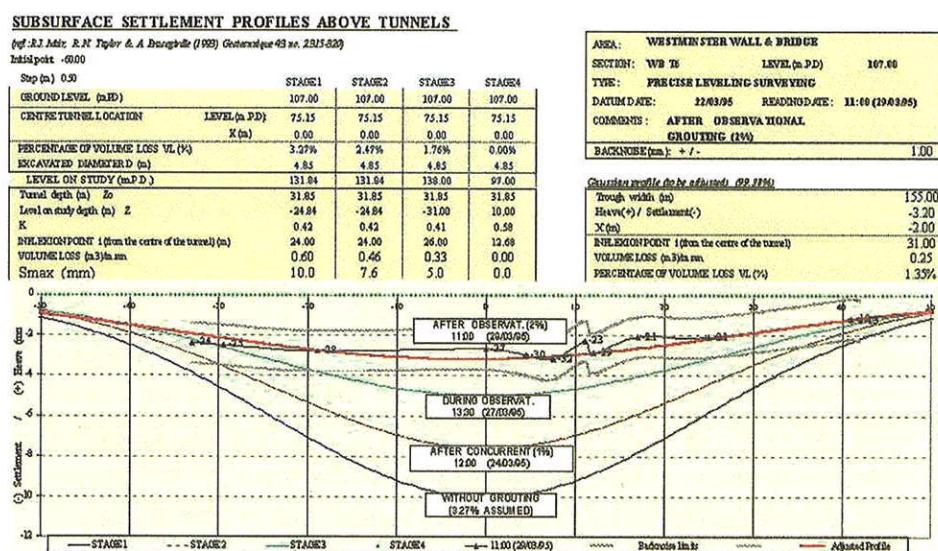


Fig. 8. Asientos según la fase de inyección en el Puente de Westminster

- Efectuar la inyección de compensación en el mismo tipo de terreno en que se excavó el túnel; esto es, en la arcilla de Londres.

De este modo se pudo conseguir el acople en la velocidad entre la fuente de los movimientos (la pérdida de sección del túnel) y la compensación provocada por las inyecciones manteniendo los movimientos de los edificios dentro de los márgenes admisibles.

De acuerdo con la experiencia, los movimientos producidos por los túneles excavados en arcillas saturadas como la arcilla de Londres, tardan en producirse mucho más tiempo que los de túneles excavados en suelos granulares, en los que la respuesta es muy rápida (24 a 48 horas para el total del asiento desde el paso del escudo bajo un punto dado).

Actuar, por tanto, con las inyecciones de compensación en la grava cuando el túnel se excava en la arcilla de Londres, obligaría a varios escalones de inyección

dentro de cada fase de las obras de excavación para no provocar un levantamiento inadmisible de los edificios, al "adelantarse" el efecto de la inyección a la subsidencia provocada por el túnel.

Por el contrario, con las inyecciones de compensación en la propia arcilla de Londres y muy cerca de la clave del túnel, el acople de velocidad

entre su efecto y la subsidencia provocada por el túnel se logra de un modo natural, reduciendo al mínimo los escalones de inyección dentro de cada fase de las obras de excavación.

- Emplear un procedimiento de inyección que permitió inyectar, con el máximo control posible, varias veces a través de los mismos taladro: esto es, el procedimiento de tubos manguito (TAM).

De este modo, mucho antes de la excavación del túnel, quedaron perforados e instalados los TAM en la red de taladros, y pudo efectuarse una inyección preliminar de acondicionamiento (pretratamiento) para comprobar el funcionamiento de los equipos y sistemas de control, así como el grado de exactitud de los modelos de diseño.

Esto último, tanto para las inyecciones de pretratamiento como para la compensación de la subsidencia de la excavación del túnel, se efectuó a partir de la relación entre los volúmenes de inyección y los movimientos de ascenso medidos con la instrumentación. Todas las operaciones de inyección fueron acompañadas con un seguimiento continuo de los movimientos de las estructuras y del terreno. Las medidas con nivelación de precisión convencional y electroniveles de lectura en tiempo real constituyeron una parte esencial del ciclo inyección/auscultación/análisis, controlado con sistemas computerizados.

Estos resultados permitieron optimizar los planes de inyección de compensación previstos a partir de los modelos teóricos, de modo que las modificaciones durante la ejecución fueron mínimas.

La compensación de los movimientos de la torre del Big Ben es un ejemplo ilustrativo de todo el proceso, pues la fuente de movimientos además de la excavación de los túneles, fue la gran excavación del recinto de la nueva estación de Westminster (Fig. 9).

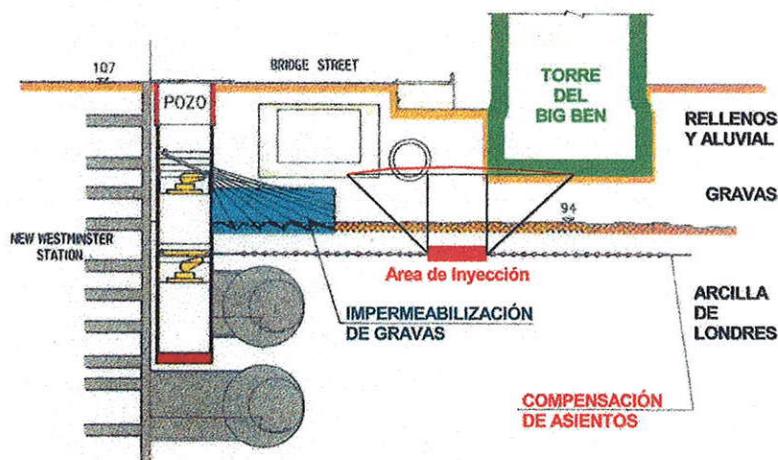


Fig. 9. Inyecciones de compensación bajo la torre de Big Ben

La inyección para compensar estos últimos movimientos se diseñó con el programa SCOMET - 3D, y los resultados obtenidos se muestran en la figura 10, en forma de defeciones en el extremo superior de la torre, tras periódicas reinyecciones acompañadas a las excavaciones.

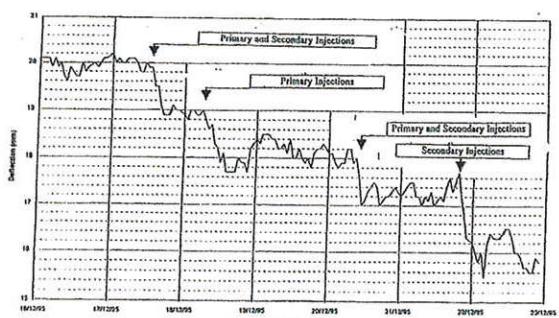


Fig. 10. Evolución de movimientos en el Big Ben (Diciembre 1995)

- Emplear para la inyección una mezcla especial con gran cohesión y estabilidad volumétrica en cuanto a pérdida de agua y retracción (Figs. 11 y 12).



**Fig. 11. Mezcla tipo mortero**

De este modo, los planos de fracturación en la arcilla se produjeron y quedaron confinados en los lugares previstos, mientras que los volúmenes a inyectar fueron inferiores a la mitad del volumen que sería preciso con una lechada de cemento convencional, con el consiguiente ahorro de escalones y operaciones de inyección dentro de cada fase de las obras de excavación.

El resultado de estos trabajos de inyección ha logrado un control efectivo de los movimientos del terreno y las cimentaciones. Asientos totales teóricos a compensar entre 20 y 150 mm han sido reducidos a valores inferiores a 5 mm para cada túnel, y a valores finales menores que 25 mm.

La superficie total protegida con la compensación excedió 35.000 m<sup>2</sup>, y la tabla 1 muestra un resumen de las mediciones totales correspondientes al conjunto de los trabajos de inyección, tanto de impermeabilización como de compensación.

**TABLA 1. Resumen de mediciones**

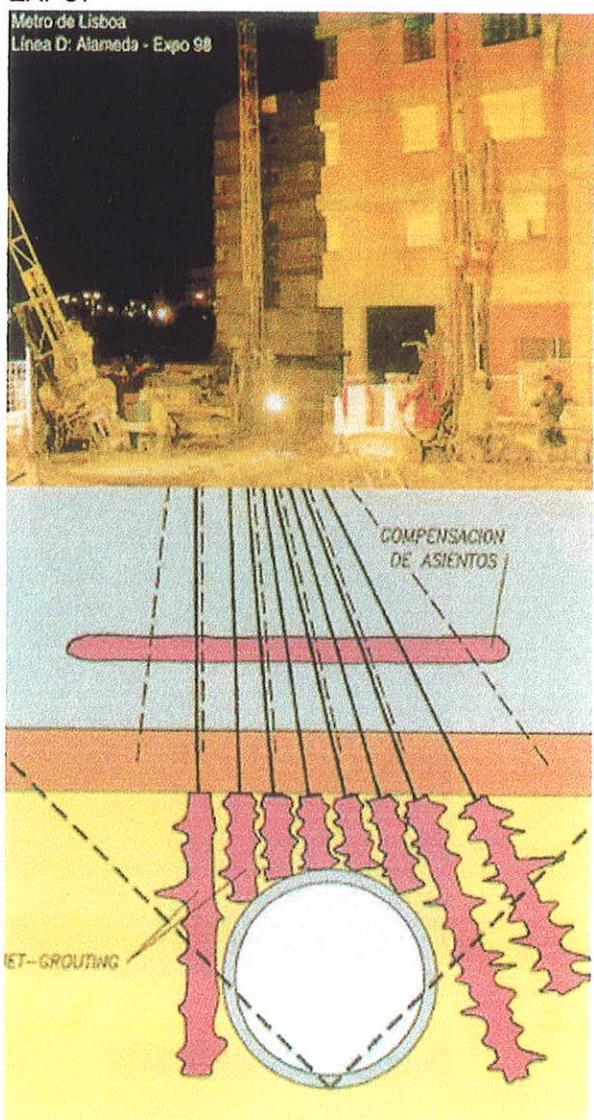
	Nº taladros	Perforación (m)	Episodios de inyección	Volumen inyectado (m <sup>3</sup> )
Inyección de impermeabilización	3725	45000	85000	11000
Inyección de compensación	1027	35000	35000	4000
<b>TOTAL</b>	<b>4752</b>	<b>80000</b>	<b>120000</b>	<b>15000</b>



**Fig. 12. Mezcla tipo lechada**

## 2.2. Metro de Lisboa: Línea D, Tramo Vale de Chelas - Oriente

En el marco de los diversos trabajos que se ejecutaron en Lisboa con motivo de la EXPO 98, se proyectó la prolongación de la línea D hacia la zona misma de la EXPO.



**Fig. 13. Tratamientos en el área de Chelas.  
Metro de Lisboa**

En una de las secciones del tramo Vale de Chelas-Oriente, de 2.8 km de longitud, donde el túnel se excavaba con escudo de presión de tierras (EPB) (con

10 m de diámetro y avances medios de 10 m/día), la traza discurría, en un área de unos 100 m de longitud, por debajo de una zona con edificaciones que debían ser protegidas de los posibles daños por la subsidencia provocada por la excavación del túnel.

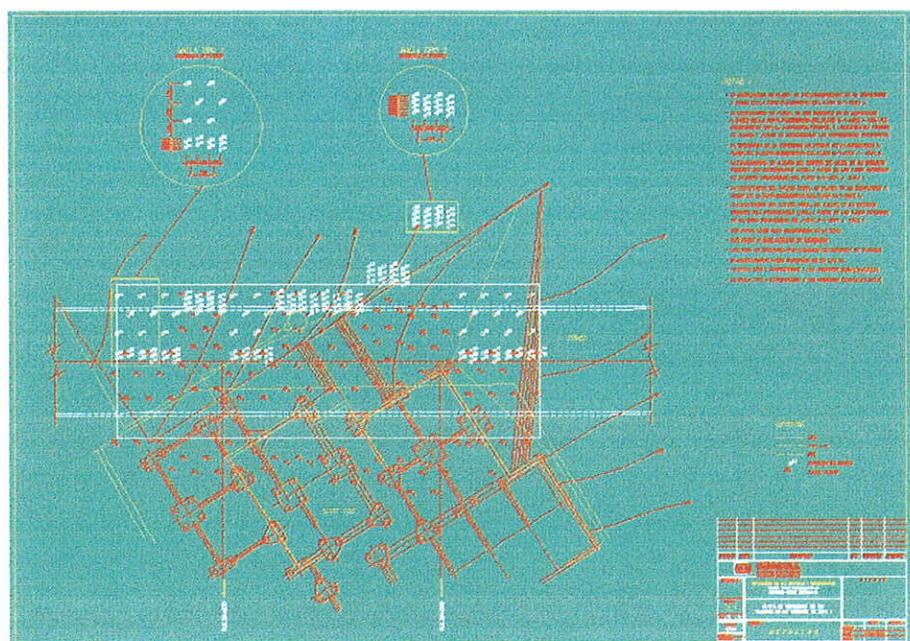
El terreno en esta zona está constituido por tres niveles: desde superficie hacia abajo, un primer nivel formado por arcillas margosas hasta unos 12 m; bajo éste una capa intermedia de caliza a veces oquerosa con espesor variable entre 2 y 4 m, y una última capa de calcarenita muy compacta pero sin apenas cohesión y en ocasiones alterada. En la zona en cuestión el túnel atravesaba estas dos últimas formaciones (Fig. 13).

Los tratamientos del terreno que se ejecutaron consistieron en un paraguas de jet grouting alrededor de la sección teórica del túnel e inyecciones de compactación - fracturación para compensación de asientos para la protección de los edificios circundantes. Los trabajos se realizaron entre los meses de Septiembre y Octubre de 1996.

El objetivo de las inyecciones de jet grouting era de mejorar la calcarenita poco compacta existente y permitir que el escudo pudiera realizar la perforación sin ningún problema de inestabilidad en el frente de excavación. El sistema de jet grouting utilizado fue el de jet 1 ejecutado desde el nivel de la calle y tratando debajo del nivel de la caliza (Figs. 13 y 14).

El jet grouting tipo 1, consiste en la inyección de lechada de cemento en el terreno a muy alta presión. Esta inyección se realiza a través de unas toberas dispuestas inmediatamente sobre el útil de perforación, y en dirección perpendicular al taladro. La presión de

inyección provoca la salida de la lechada por las toberas a una gran velocidad (efecto Jet), provocando la mezcla con el terreno. La rotación en el varillaje distribuye la lechada formando una columna de suelo - cemento cuyo tamaño depende de los parámetros de la inyección y de la naturaleza del terreno. El volumen de mezcla de suelo - cemento sobrante del tratamiento sale a la superficie a través del taladro (rechazo).



**Fig. 14. Disposición de taladros de inyección**

La admisión del tratamiento máxima se fijó en 500 kg cemento/m, y se ajustó en función de la cantidad de rechazo existente en los taladros. En total se inyectaron 1 680 m de jet grouting con un rendimiento medio de 80 m/día.

Durante la fase de inyección de jet grouting se realizó un control de movimientos de los edificios afectados en los taladros que afectaban a los pilotes. Este control se llevaba a cabo con un nivel óptico de precisión, cumplimentándose un informe diario de movimientos

relativos al comienzo de la inyección de cada taladro.

En cuanto a los trabajos de inyecciones de compensación de asientos, se consideró necesario su planteamiento para evitar subsidencia no deseadas en los edificios, por la situación geométrica de la traza que discurría bajo edificaciones de 7-8 plantas, cimentadas por pilotes a poca distancia sobre la clave del túnel, lo cual hizo necesario el planteamiento de inyecciones de compensación de asientos.

En la misma red de taladros que se ejecutaron para el tratamiento de jet grouting (desde superficie y abriéndose bajo las edificaciones), se colocaron los tubos manguito (TAM) para la compensación que se realizaría en el nivel superior de arcillas. Estos TAM permiten reinyecciones de los puntos de inyección tal y como lo requiere el tratamiento de compensación.

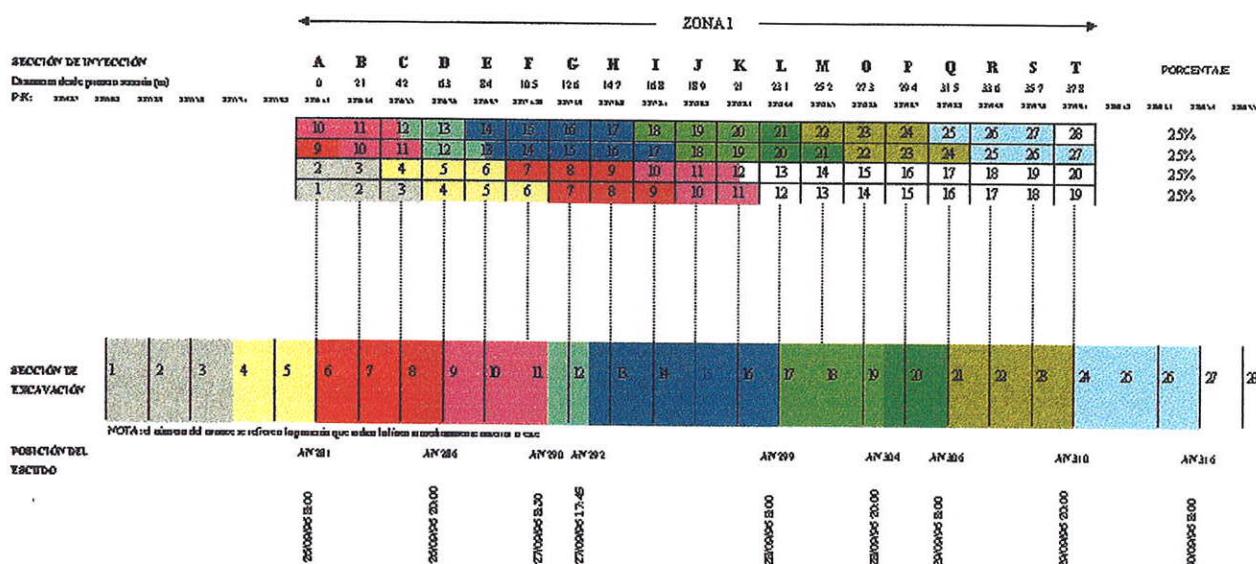
El diseño para las inyecciones de compensación comprendió cuatro fases:

- Inyección de impermeabilización y relleno de huecos del plano de compensación (contacto entre arcillas y caliza).
- Inyección de precarga del terreno con objeto de compactarlo y prepararlo para la compensación (en las arcillas justo por encima de la capa de caliza).
- Inyección de compensación concurrente para recuperar los asientos simultáneamente al

momento en que se fueron produciendo al paso del escudo (Fig. 15).

- Inyección de compensación observacional en la que se compensarían las zonas donde fuera previsible que se produjeran movimientos inadmisibles tras el paso del escudo.

Este proyecto indicaban posibles asientos en torno a 25 - 30 mm correspondientes a una pérdida de sección del orden del 1.0 %. El resultado final del tratamiento fue mantener en todo momento los edificios y el terreno en un rango de niveles en torno a 3 - 5 mm de asiento y 4 - 8 mm de levantamiento máximo (Fig. 16).



**Figura 15. Inyección según el avance del túnel**

Las mezclas utilizadas fueron lechadas de cemento con un cierto porcentaje de bentonita y en total se inyectaron  $126.5\text{ m}^3$  de mezcla en la inyecciones de compensación.

Se realizó un control de movimientos antes, durante, y después de los tratamientos, en

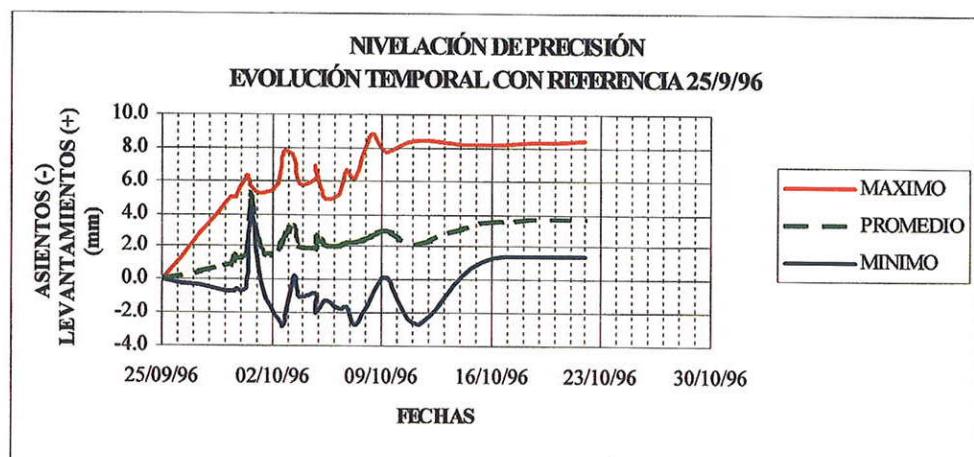
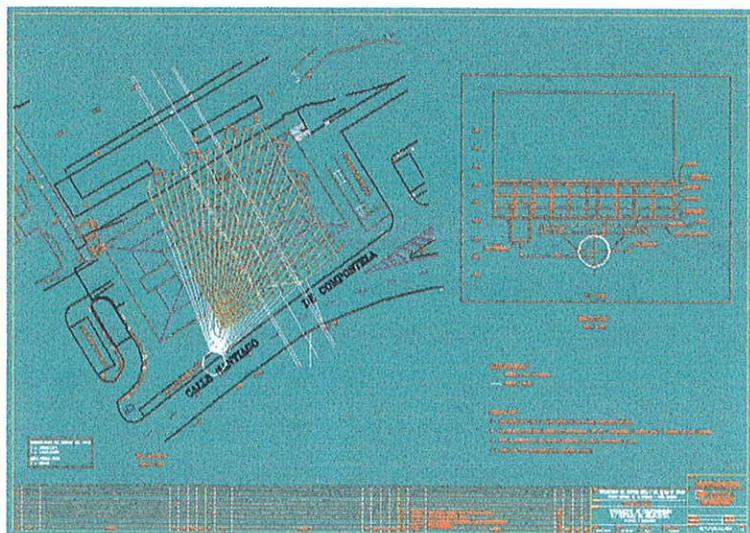


Fig. 16. Evolución de movimientos en el edificio 106

la zona de posible influencia, fundamentalmente mediante nivelación de precisión. Las previsiones de

### 2.3. Metro de Madrid: Línea 7 tramo IV - C/ Santiago de Compostela

En el marco de las obras de prolongación de la línea 7 del Metro de Madrid, se llevó a cabo un tratamiento del terreno en la zona de la calle Santiago de Compostela, correspondiente al PK 1+778, junto al cruce de la nueva línea con la M-30, con el fin de asegurar un adecuado comportamiento del edificio de 9 plantas y 3 sótanos situado unos 4.5 m encima del túnel a excavar, reduciendo hasta valores admisibles los asientos y distorsiones angulares que pudiera provocar esta excavación, como consecuencia de las modificaciones en el estado tensional inicial del terreno. Estos trabajos se ejecutaron en agosto - septiembre de 1997.



**Fig. 17. Disposición de taladros de inyección . Metro de Madrid**

La inyección de compensación de asiento diseñada fue de fracturación o claquage para rotura del terreno y formación de cuñas con material inyectado. La inyección se efectuó con lechada de cemento-bentonita, a través de tubos manguito (TAM) de acero.

Los TAM fueron dispuestos en un abanico horizontal entre la posición del túnel de Metro a construir y la cimentación existente de los edificios de la c/ Santiago de Compostela, desde un pozo construido a este efecto en la calle Santiago de Compostela (Fig. 17). Se realizó una inyección repartida por delante y por detrás del frente de excavación para ajustar en el tiempo y el espacio el tratamiento diseñado a la respuesta del terreno a la excavación del túnel. De este modo se definió un círculo de exclusión de no inyección temporal alrededor del túnel activo para asegurar la estabilidad del túnel en construcción, que se fue desplazando concurrentemente con el avance del túnel.

La inyección se ejecutó en dos fases con los propósitos que se indican a continuación:

#### Fase 1: Pretratamiento

- Restituir la relajación de tensiones producida por la propia perforación para la instalación de los tubos manguito (TAM).
- Relleno de posibles huecos en el terreno.
- Reducción de la compresibilidad del terreno entre los TAM y las estructuras a proteger.
- Crear un levantamiento inicial controlado, detectado por los dispositivos de instrumentación en la estructura o en el terreno (entre 0 a 5 mm).
- Tarar la respuesta inicial del terreno a la inyección.
- Limitar el alcance de la mezcla buscando una distribución lo más homogénea posible.
- Garantizar un procedimiento de inyección seguro cerca de las estructuras.

## Fase 2: Concurrente y/o Observacional:

- Reducir los asientos inducidos por la excavación al ritmo al que ésta se produce, a valores admisibles por las estructuras a proteger asegurando la no afección a la excavación en curso.
- La inyección de tipo observacional se iba a efectuar después de la construcción del túnel sólo en el caso en que la anterior no fue suficiente o que se observaran evoluciones que hicieran superar los valores establecidos como admisibles; sin embargo, finalmente no fue necesario.

Los criterios que rigieron para el cese de la inyección tanto en fase de pretratamiento como en fase concurrente, fueron los siguientes:

- Volumen máximo de cada episodio (definidos en los programas de inyección)
- Levantamientos puntuales superiores a 5 mm.
- 1/1000 de distorsión angular
- Rechazo de la inyección
- Presión de seguridad del sistema

Además de evidencias de movimientos, daños u otras influencias negativas en las estructuras a proteger, en su entorno, o en el propio túnel en construcción

Se establecieron programas de inyección específicos para las sesiones de inyección detallando los volúmenes y secuencia de inyección. Tratándose de un proceso dinámico, a la vista de los resultados obtenidos

(instrumentación) se valoró la conveniencia de establecer nuevas variaciones en los parámetros inicialmente considerados. En este caso se consideró como hipótesis de partida, después de los correspondientes análisis teórico-empíricos, una pérdida de sección equivalente al 0.5 % de la sección teórica a excavar (diámetro de la sección circular equivalente: 9.5 m de diámetro).

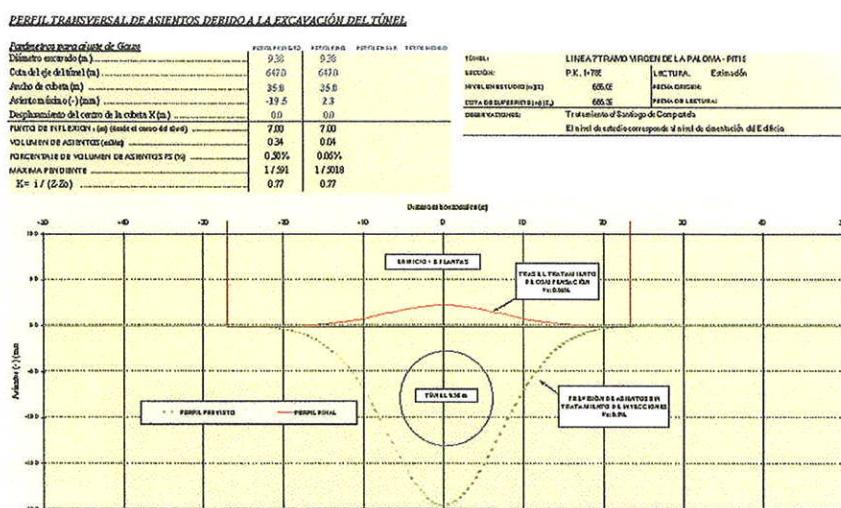


Fig. 18. Perfil transversal de movimientos verticales

El área en cuestión estuvo definida por un ancho de tratamiento de 30 m y una longitud de 35 m, lo que supone un total de 1 050 m<sup>2</sup> aproximadamente. El resultado final reflejado por la instrumentación fue de un levantamiento máximo del oren de 2 - 3 mm, lo cual corresponde aproximadamente a un porcentaje de volumen de asientos de 0.06 % (Fig. 18).

Los parámetros que rigió el tratamiento en cada caso fueron controlados y registrados automáticamente por los sistemas de bombeo. Estos registros alimentaron una base de datos para la generación de informes y para realizar análisis de tipo estadístico y poder establecer nuevas propuestas de trabajo.



**Remediación del terreno contaminado en la  
traza de la línea 8 del Metro de Madrid.**

## 1. INTRODUCCIÓN

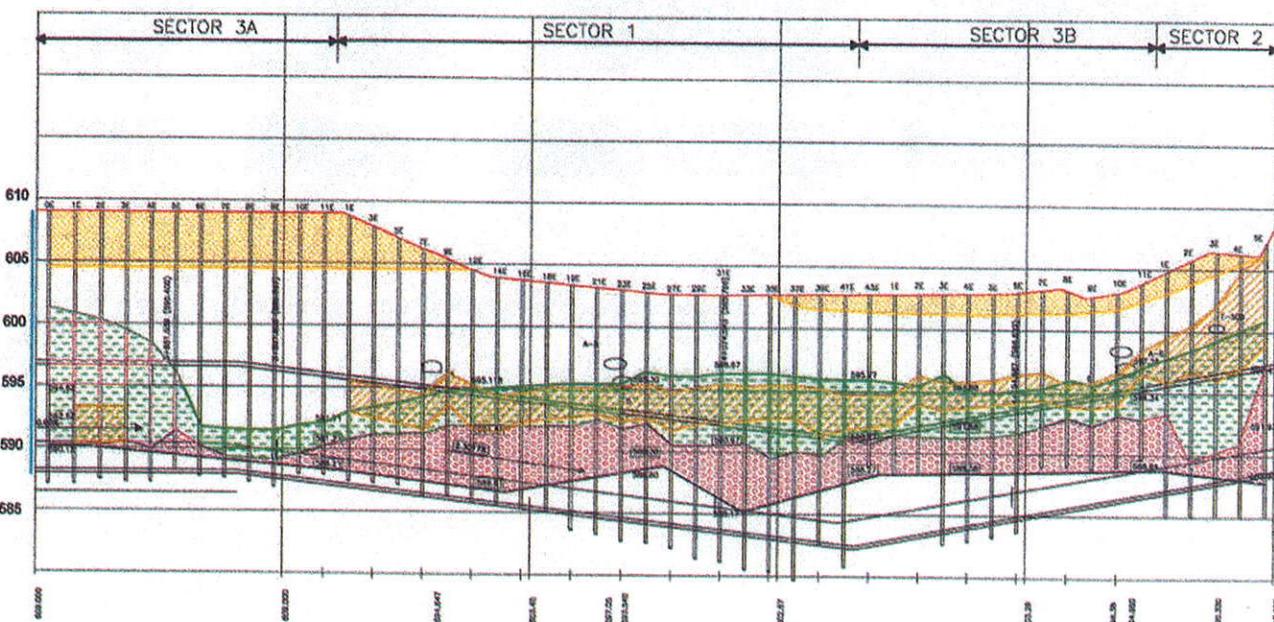
La Línea 8 del Metro de Madrid en el tramo entre Barajas Pueblo y Metro Barajas iba a discurrir, en las inmediaciones del aeropuerto (P.K. 3+804 a 4+304), por una serie de materiales cuaternarios y terciarios a una profundidad de unos 10 m (cota clave), siendo el diámetro del túnel del mismo orden. En la figura 1 viene especificado el perfil longitudinal de la traza del metro, en el que se observa como se apoya la solera del túnel en la Peñuela, por encima se distinguen dos niveles cuaternarios (gravas y arcillas limosas) y unos rellenos superiores.

El nivel freático se encuentra de modo general en la zona de la clave del túnel o bien hacia la mitad de la

sección, unos dos metros por encima del techo del nivel de gravas. Constituye un acuífero multicapa desarrollado en el nivel de gravas (transmisividad media: 80-100 m<sup>2</sup>/día), confinado o semiconfinado por los materiales arcillosos.

A partir de los estudios previos ya se conocía la existencia de un foco de contaminación por hidrocarburos procedente de los escapes de diversas instalaciones existentes en el área.

Dado el evidente riesgo que suponía tanto para la construcción como para la explotación del metro la existencia de esta contaminación, la Comunidad de Madrid encargó un detallado estudio tanto de la situación de la contaminación, como del riesgo que suponía y las actuaciones de remediación necesarias



del terreno para poder ejecutar la obra en el plazo previsto.

En esta comunicación se describen tanto la caracterización de la contaminación existente como las actuaciones de saneamiento que se acometieron al objeto de permitir la construcción de dicha infraestructura, haciendo especial énfasis en los aspectos innovadores referentes a las técnicas aplicadas, derivadas de las necesidades de ejecución de la obra y del escaso plazo disponible (tres meses), lo que constituye un hito y una referencia en este tipo de actuaciones de remediación.

## 2. SITUACIÓN EXISTENTE

En la campaña inicial de investigación se realizaron 59 sondeos en la traza. En cada emplazamiento se realizaron dos sondeos a profundidades distintas, de 25 y de 15 metros de media, a fin de separar los dos niveles acuíferos, pertenecientes a las arcillas arenosas en las que se localizaba la mayor contaminación, (Zona de oscilación del nivel freático) y el nivel de gravas que se situaba justo debajo.

La contaminación detectada por hidrocarburos se ha encontrado en las siguientes fases:

- **ZONA NO SATURADA** (Arcillas arenosas superiores): fase gaseosa (volátiles en los poros de suelo) y fase adsorbida al suelo, muy influenciada por las oscilaciones del nivel freático.
- **ZONA SATURADA** : fase flotante sobre el nivel freático (menor densidad), de modo

general en el nivel de arcillas arenosas, fase adsorbida al suelo y fase disuelta en el agua subterránea

Para la valoración de la contaminación se tomaron muestras de suelo cada medio metro para el análisis de Compuestos Orgánicos Volátiles (COVs), mediante la técnica de "head space", y de TPH (Hidrocarburos Totales del Petróleo) así como de agua para su análisis de TPH, se realizaron ensayos de permeabilidad y de bail-down para el reconocimiento de los espesores reales de producto libre en el suelo, ensayos de granulometría, etc.

Para la valoración de la contaminación se tomaron muestras de suelo cada medio metro para el análisis de Compuestos Orgánicos Volátiles (COVs), mediante la técnica de "head space", y de TPH (Hidrocarburos Totales del Petróleo) así como de agua para su análisis de TPH. Se realizaron ensayos de permeabilidad y de bail-down para el reconocimiento de los espesores reales de producto libre en el suelo, ensayos de granulometría, etc.

Los valores registrados de TPH (medidos en mg/kg) – como referencia general- superaron en la mayoría de las muestras analizadas el valor de Intervención de la Normativa Holandesa, establecido en suelos en 5.000 mg/kg y para el agua en 600 µg/l, llegándose a valores de 15.022 mg/kg en el suelo y muy superiores a 10.000 µg/l en aguas.

Se detectó que en algunas zonas de la traza del túnel existía hidrocarburo en fase libre, flotando sobre el nivel freático, con un espesor real variable entre 6 y 10 cm y encontrándose espesores aparentes de producto en

algunos piezómetros de más de medio metro.

La concentración de Compuestos Orgánicos Volátiles (COV's) en suelos, utilizando la técnica del "head space", registraba una media entre 300 y 800 ppm y superando en algunas zonas los 2.000 ppm, muy por encima de recomendaciones establecidas en diversos estados de EE.UU. Las medidas de explosividad tomadas en boca de piezómetros superaron el nivel general establecido de prealarma (10 % del límite inferior de explosividad: LIE) y de alarma (20 % LIE) en varios puntos.

El resultado de esta campaña de investigación concluyó que alrededor de 500 metros de línea

quedaban afectados por una gran extensión de la contaminación lo suficientemente importantes como para tomar medidas. En la figura 2 se encuentra un mapa de isoespesores de hidrocarburo flotante sobre el nivel freático.

La necesidad de actuación se estableció a partir del análisis del sistema constructivo a emplear (tuneladora), características del contaminante, normativa existente en el Estado (seguridad y salud, suelos contaminados), análisis efectuados y estudios de riesgos, basados sobre todo en el estudio de seguridad y salud en el interior del túnel.

Dentro de los parámetros que determinan la situación

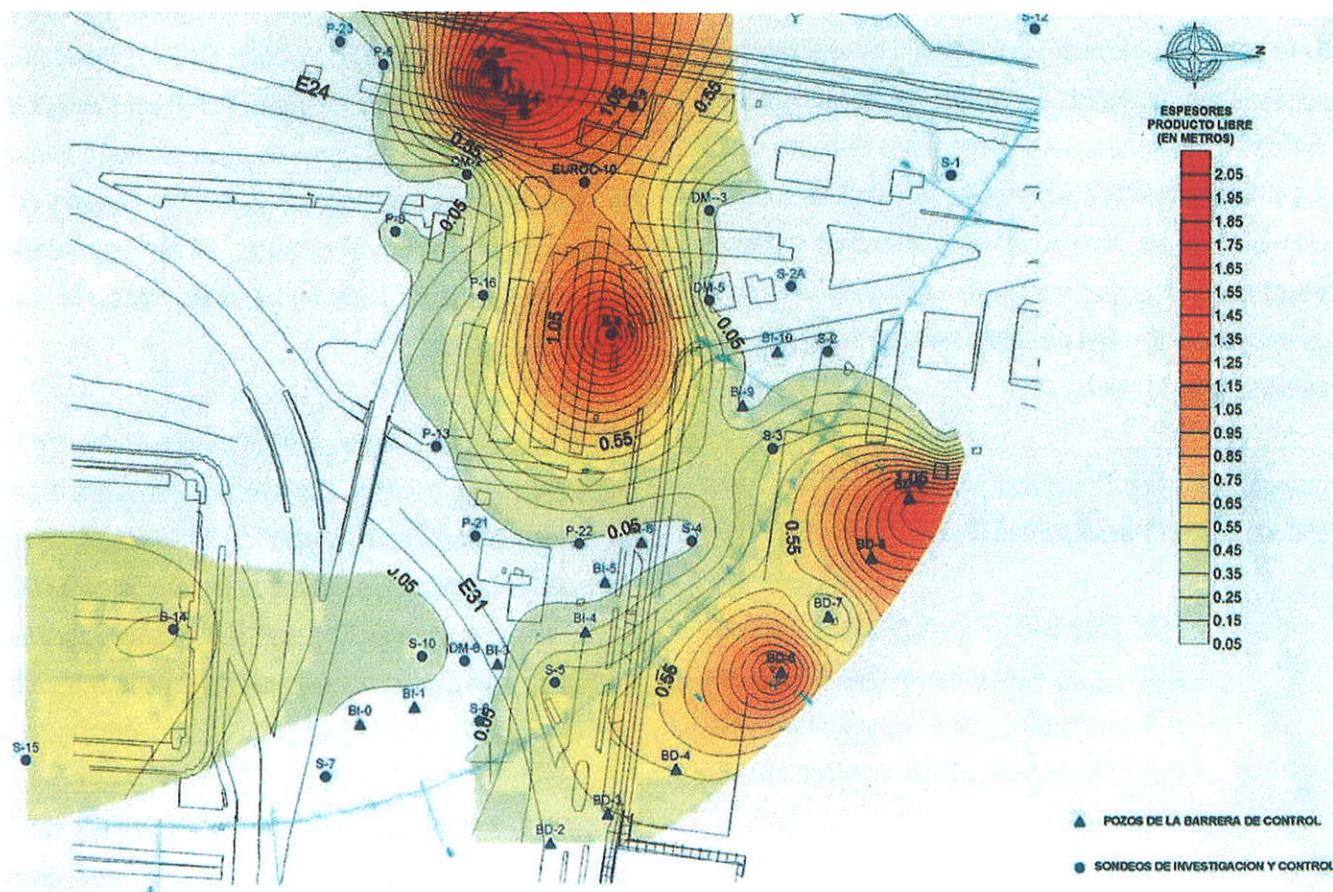


Fig. 2. Isoespesores de hidrocarburo flotante

de la atmósfera en el interior del túnel, cabe destacar además de la explosividad en el interior (% LIE), el límite admisible para permitir la presencia de operarios en el interior sin medidas de protección (TLV).

El TLV (Threshold Limit Value) establecido para una atmósfera industrial es de 200 ppm durante una exposición de 8 horas, y de 1.000 ppm para un periodo de exposición de 15 minutos. El túnel dispondría de una ventilación forzada de 25 m<sup>3</sup>/hora, el terreno excavado, mezcla de suelo, agua y producto libre, sería transportado hasta el exterior mediante una cinta transportadora de unos 100 m de longitud.

Con estas condiciones de funcionamiento iniciales, y dado que la fracción volátil del queroseno ronda el 30 %, se realizó un exhaustivo análisis de riesgos, centrados en los siguientes puntos:

- I. Riesgo de explosión por acumulación de vapores (% LIE)
- II. Riesgo de exposición de los contaminantes para las personas por inhalación de vapores y por contacto dérmico (TLV)

La conclusión de este análisis determinó la necesidad de efectuar una actuación de saneamiento que permitiera los trabajos de construcción del túnel, con el objeto de rebajar los contenidos en vapores orgánicos por debajo de los niveles de seguridad.

El plazo disponible para la ejecución de estos trabajos era muy escaso (tres meses) dadas las necesidades de ejecución de la obra.

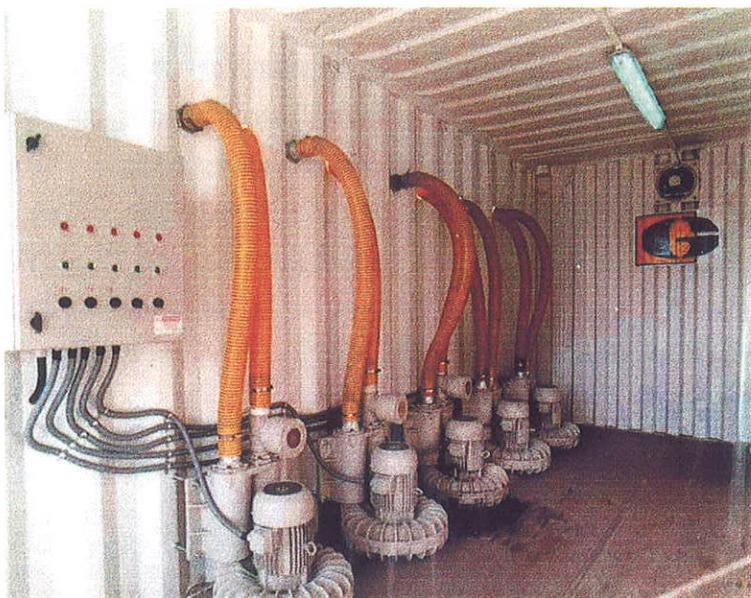


Foto 1. Detalle de los extractores de aire en una planta

### 3. OBJETIVOS DE CALIDAD

Los objetivos a conseguir durante la ejecución de la actuación de saneamiento en el frente de excavación del túnel se basaron en los anteriores análisis efectuados, la experiencia propia y otros criterios tomados de la legislación y la práctica europea y estadounidense en relación con la construcción de túneles, quedando establecidos los siguientes:

- ◆ Retirada de producto sobrenadante de la traza del túnel.
- ◆ Concentración de TPH (hidrocarburos totales procedentes del petróleo) en el suelo, inferior a 5.000 mg/kg en arcillas y de 3.000 mg/kg en gravas.
- ◆ Reducción de los Compuestos Orgánicos Volátiles en el suelo hasta 100 ppm medidos con la técnica de "head space".

A estos objetivos de calidad, que en si mismos son muy estrictos, hubo que sumarles el factor "tiempo". Factor fundamental por su brevedad, 3 meses, lo cual suponía un reto añadido a los objetivos de calidad a conseguir, dado que las actuaciones habituales de remediación manejan plazos muy superiores a un año, no permitiendo la ejecución de las obras en el plazo previsto.

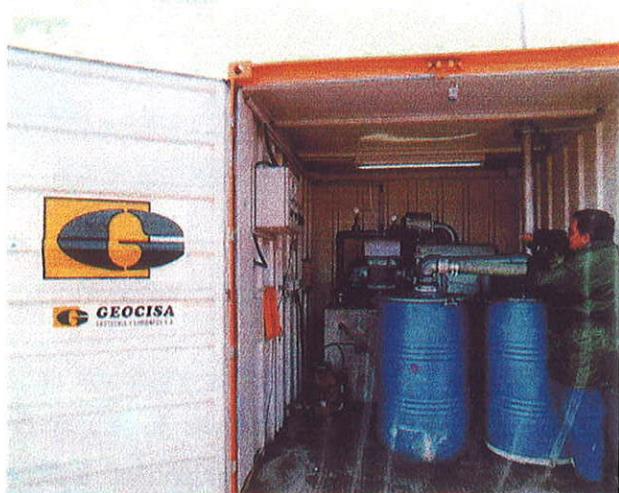


Foto 2. Equipo de alto vacío

#### 4. DESCRIPCIÓN DEL SISTEMA DE REMEDIACIÓN

Para la elección del sistema más efectivo se tuvieron en cuenta las características hidrogeológicas y geológicas existentes en la zona de tratamiento, así como las características del contaminante (tipo, presión de vapor, etc), la concentración del hidrocarburo en suelo y agua, objetivos de calidad marcados y tiempo posible para la obtención de dichos objetivos de calidad.

Es importante señalar que las distintas técnicas "in - situ" no convencionales que se pueden aplicar, para conseguir los objetivos de calidad, de modo individual no permiten alcanzarlos en el breve tiempo disponible, es por eso que el proceso seleccionado fue la utilización de un conjunto de técnicas innovadoras consistentes en:

- Extracción de Vapores del Suelo (ventilación más alto vacío). (Fotos 1, 2 y 3).
- Inyección de aire. (Foto 3).
- Extracción de hidrocarburo flotante. (Foto 3).
- Bombeo de agua para aumentar la zona expuesta a la extracción de vapores y favorecer la afluencia de hidrocarburos.
- Biorremediación

Cabe notar que esta aplicación conjunta constituye a nivel internacional una novedad para una obra de estas características y extensión.

La Extracción de Vapores del suelo consiste en la eliminación de los Compuestos Orgánicos Volátiles (COV's) de la zona no saturada del suelo, mediante el paso de una corriente de aire a través del suelo, produciéndose la transferencia de los contaminantes desde la matriz del suelo (o suelo/agua) a la corriente de aire.

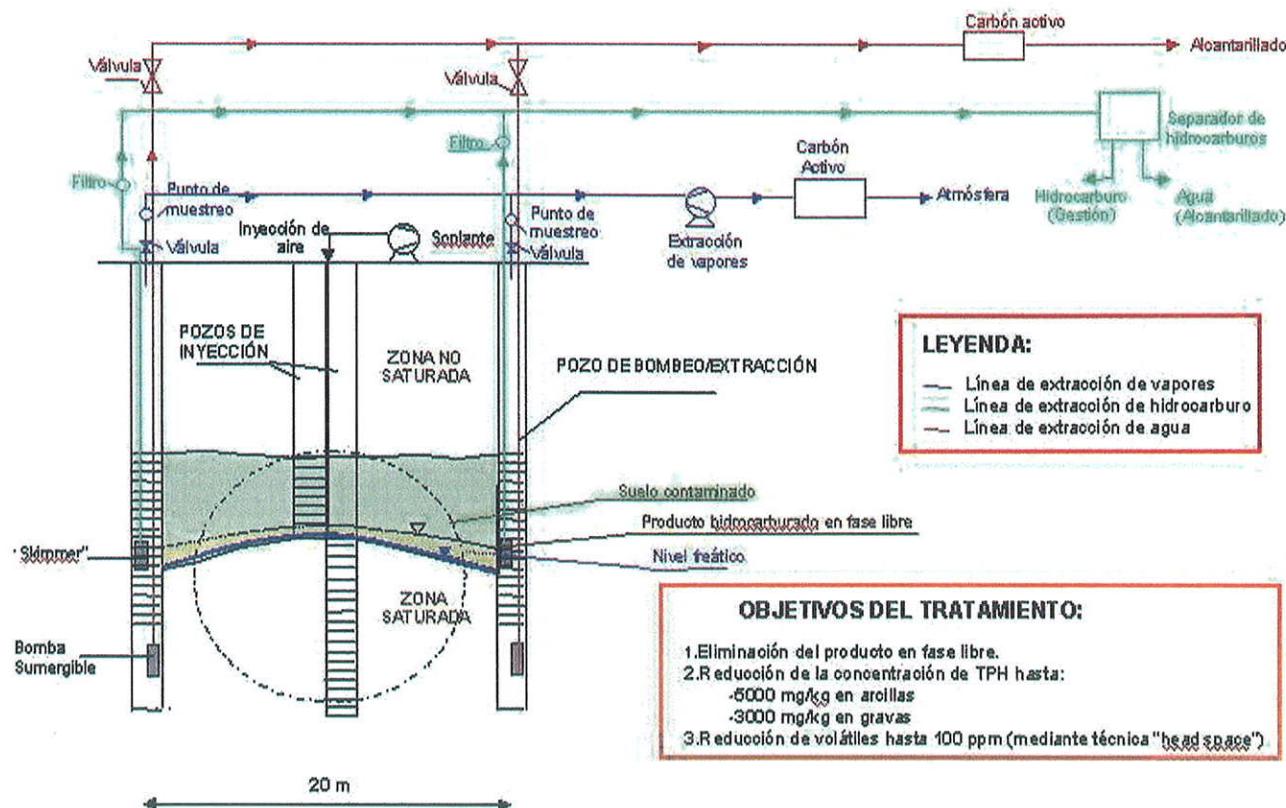


Fig. 3. Esquema de tratamiento



Foto 3. Pozos de extracción e inyección de aire

Para la aplicación de este sistema de ventilación se estimó necesario, para incrementar su eficacia, la instalación de un sistema de pozos de inyección de aire, dispuesto a dos niveles distintos (arcillas y gravas) con dos niveles de filtros de modo que se pudiera diferenciar los caudales inyectados en cada nivel, y otro sistema de extracción de vapores mediante vacío, de modo que se produjera un flujo continuo de aire, dentro de la zona no saturada del suelo, que posibilitara la volatilización del hidrocarburo. También se

utilizó un novedoso sistema de alto vacío en los pozos de modo que se extraía al mismo tiempo vapores orgánicos y producto con unos rendimientos notables. Esta extracción se efectuaba también por la aplicación de una pequeña tubería colocada directamente sobre el hidrocarburo flotante (slurping).

El bombeo de agua, la extracción de vapores orgánicos y de producto se realizó conjuntamente desde los pozos de extracción de vapores. En la figura 3 se encuentra un esquema del sistema de tratamiento utilizado.

El tratamiento de los efluentes obtenidos (gas, líquido) se dispuso del modo siguiente:

- Gases: separador de gotas, filtro de carbón activo. (Foto 4).
- Agua: separador de hidrocarburo. (Foto 5).

Dada la necesidad de comprobar que este conjunto de técnicas era efectivo se efectuaron dos pruebas piloto en sendos emplazamientos en los cuales la



Foto 4. Filtro de carbón activo



Foto 5. Salida del separador de hidrocarburos al depósito de almacenamiento

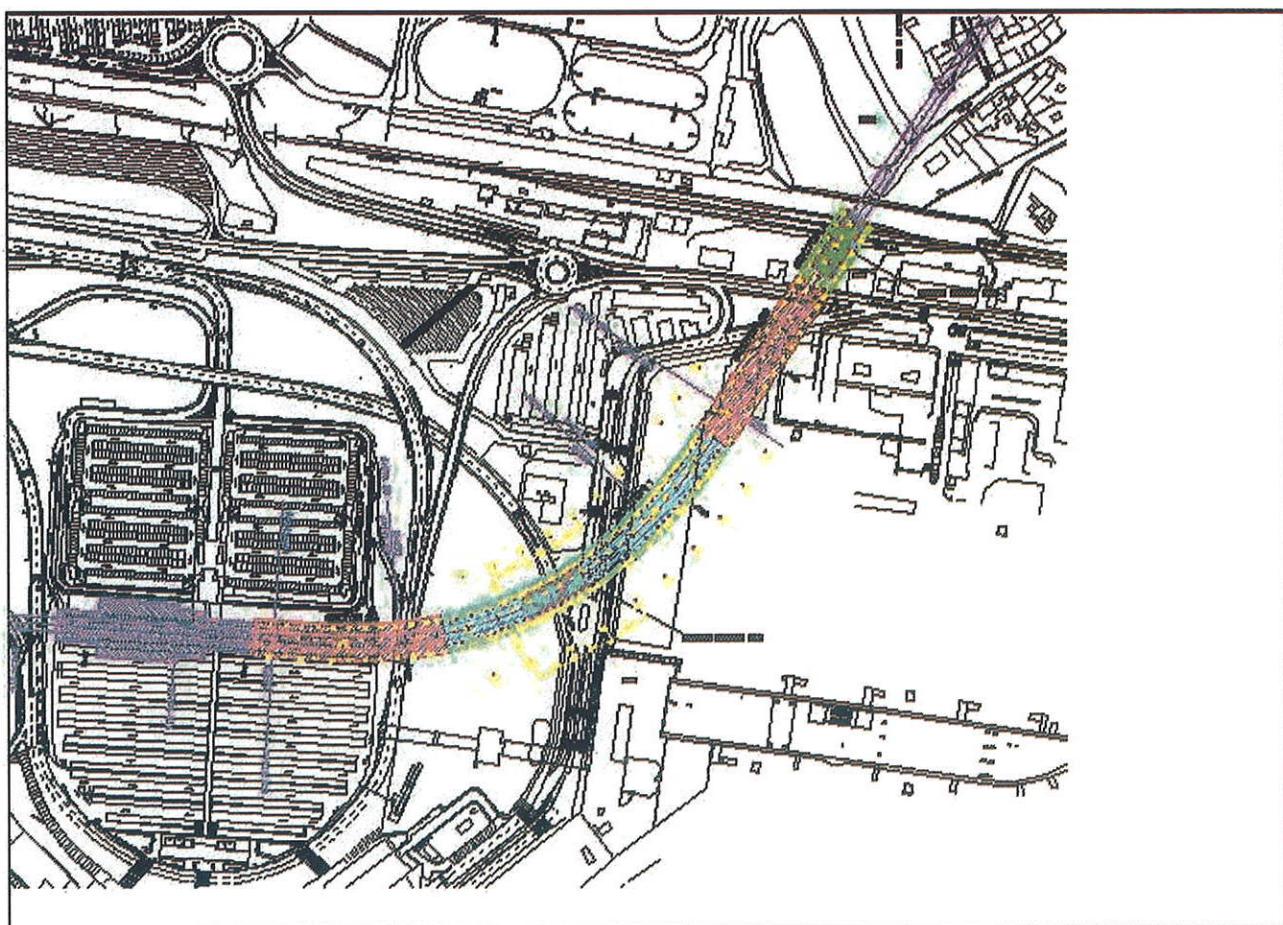
contaminación se presentaba de modo distinto. En la prueba piloto nº 1 aparecía, junto con una alta contaminación del suelo, espesores de producto libre de medio metro, en la zona de clave del túnel, y en la prueba piloto nº 2 existía exclusivamente una gran cantidad de contaminación de suelo y gases desde la superficie hasta la clave del túnel.

Para la ejecución de las pruebas piloto se realizaron 20

pozos de extracción con una profundidad media de 26 m finalizando a 5 m por debajo de la contrabóveda del túnel, ocho pozos de inyección dobles con una profundidad media de 15 y de 20 m, y ocho pozos de control (vacuómetros) de características similares a los de inyección. Los pozos de extracción se ejecutaron a 2,5 m de los hastiales y a una distancia entre ellos de 10 m. Los pozos de inyección se localizaron en el eje de la traza y con una separación de 10 m entre ellos. Los pozos de extracción se ranuraron desde los 3 m hasta el fondo del pozo y los de inyección de aire de 3 a 15 metros y de 15 a 20 metros.

Las infraestructuras utilizadas en los dos campos de

pruebas fueron 20 bombas neumáticas para la extracción de hidrocarburo flotante (10 tipo skimmer y 10 de fluidos totales) con un caudal máximo de 10 m<sup>3</sup>/hora, con las tuberías necesarias y 20 bombas sumergibles de 1 y 2 CV de potencia para la depresión del nivel freático. Para la extracción de gases se utilizaron dos compresores de canal lateral de 600 m<sup>3</sup>/hora y vacío máximo de 300 mbar. El tratamiento de gases se llevó a cabo mediante ocho filtros para gases de carbón activo, dos separadores de gotas de 200 litros de capacidad, un separador de hidrocarburos de 36 m<sup>3</sup>/hora de capacidad. Además se emplearon como generadores eléctricos, compresores, medidores de caudal de gas y de agua, etc.

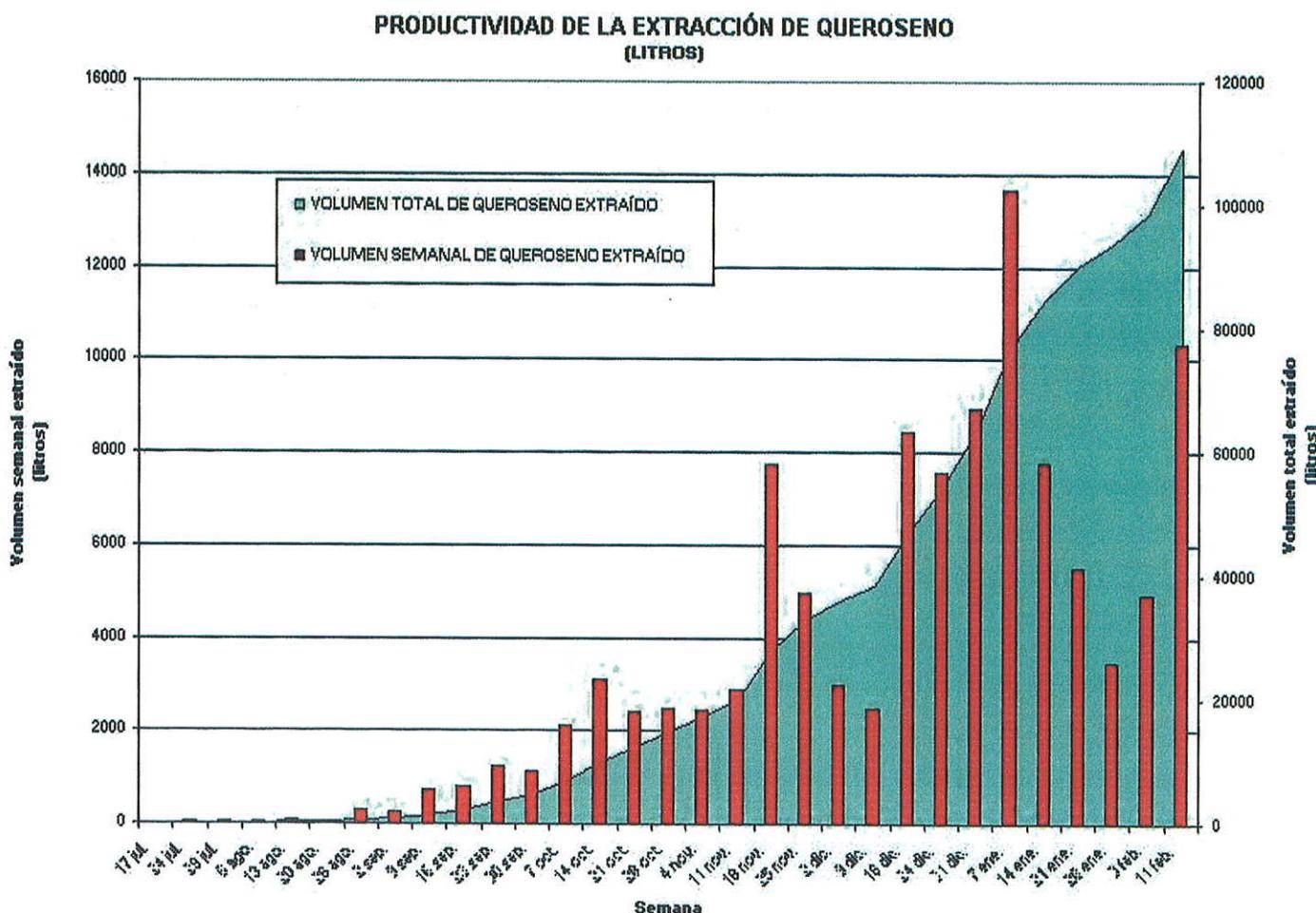


**Fig. 4. Zonificación de la traza**

En los 90 días en los que se mantuvieron operativos los campos de pruebas se inyectaron un total de 260.000 m<sup>3</sup> de aire y se obtuvo 1.100.000 m<sup>3</sup> de aire en los pozos de extracción. El volumen de queroseno extraído fue de 1.500 litros (campo nº 1) , y un total de 1.900 Kilos de TPH extraídos del suelo.

La actuación en los campos de pruebas se mantuvo durante 90 días, siendo los resultados plenamente satisfactorios, descritos en el siguiente punto, por lo que se pasó a la aplicación del sistema a lo largo de la traza.

La traza se dividió en tres sectores, denominados sector 1, 2 y 3A y 3B (figura 4) dividiéndose a su vez en seis plantas de tratamiento de efluentes, y utilizando el mismo sistema planteado que en los campos de pruebas. Se ejecutó un total de 179 pozos cuyas infraestructuras fueron las siguientes: 122 pozos de extracción, con un total de 1.529 ml de perforación y 41 pozos dobles de inyección con un total de 678 ml de perforación lo que hace un total de 2.207 ml de perforación, con 180 ml de zanjado para la instalación de tuberías y alojamiento de conducciones, 4.500 ml de tuberías de extracción de agua y producto libre, inyección de aire y extracción de gases.

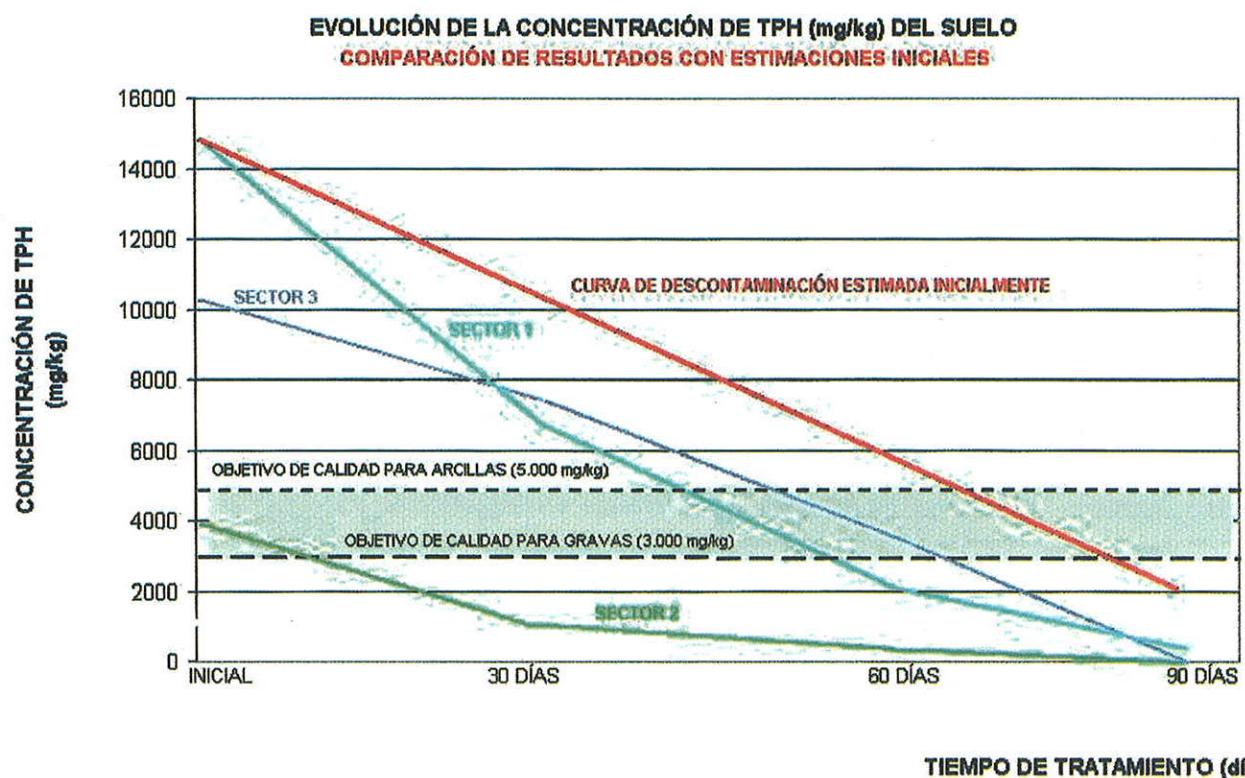


Los pozos de extracción se localizaron igualmente a 2,5 m de los hastiales del túnel del mismo modo que en los campos de pruebas pero con una separación, en el sector 1, de 5 m debido a que la malla fue densificada por la gran cantidad de producto libre existente. Los pozos de inyección se ejecutaron siguiendo los mismos criterios que en los campos de pruebas.

Las infraestructuras utilizadas en las seis plantas fueron las siguientes: 82 bombas neumáticas (skimmer y fluidos totales), 122 bombas sumergibles, seis plantas móviles con un total de 24 compresores de canal lateral

Es muy importante destacar que dadas las necesidades de la obra, la ejecución y puesta en marcha de todas las infraestructuras y del sistema de descontaminación, a lo largo de la traza, se realizaron en el tiempo de 2 meses lo que obligó a la disposición de numerosos equipos de perforación e instalaciones para cumplir los plazos existentes.

Durante el tiempo en que duró el tratamiento, 156 días, se extrajo un volumen total de 309.178,00 m<sup>3</sup> de aire y se inyectaron 859.600 m<sup>3</sup>. En lo que se refiere a los efluentes obtenidos, se extrajo por el sistema de



**Fig. 6. Saneamiento del suelo**

de 600 m<sup>3</sup>/hora, 166 filtros para gases de carbón activo de 1.600 kg de capacidad, 24 separadores de gotas de 200 litros de capacidad, y un equipo de alto vacío de 3 a 1.600 m<sup>3</sup>/hora y un vacío límite de 0.5 bar (absoluto).

ventilación un total de 32.950 kilos de TPH, y mediante el sistema de extracción de hidrocarburos flotantes un volumen de 107.000 litros de queroseno (figura 5).

Para comprobar la efectividad del tratamiento se realizaron diversas perforaciones a lo largo de la traza cada 30 días desde la puesta en marcha de todo el sistema, extrayéndose muestras de suelo que se analizaron y compararon con los datos iniciales de investigación, obteniéndose unos resultados totalmente satisfactorios, como se puede observar en la figura 6, y dentro del rango previsto al inicio de los trabajos.

## 5. RESULTADOS OBTENIDOS

En el plazo de tres meses se obtuvo, a partir de los datos obtenidos en los sondeos de comprobación, la eliminación del producto libre en la traza, junto con una espectacular reducción de contaminantes orgánicos en el suelo (TPH), tal y como se observa en los gráficos anteriormente mencionados. En ellos se observa que los resultados obtenidos están totalmente dentro de los objetivos de calidad marcados, muy inferiores a los límites máximos establecidos. Estos resultados superan las expectativas de plazo efectuadas de modo previo.

El análisis efectuado "a posteriori" ha mostrado como se ha producido una sinergia entre las distintas actuaciones, de modo que su utilización conjunta tiene plazos de saneamiento bastante más reducidos que los obtenidos de la aplicación individual; observando de modo adicional un notable crecimiento de microorganismos, existentes en el suelo, que han fomentado la biodegradación natural del hidrocarburo en el suelo en un 30% aproximadamente, obtenido a partir de las volumetrías efectuadas y tras mediciones de actividad microbiológica del suelo.

La tasa de renovación de aire, para la obtención de los objetivos de calidad del suelo, fue de unas 300 renovaciones a los 90 días de tratamiento.

## 6. CONCLUSIONES

El resultado final de las actuaciones de saneamiento supuso el cumplimiento de los objetivos de calidad marcados, y en definitiva, la construcción del túnel con la tuneladora EPB sin que los detectores de explosividad registraran incidencias significativas. Todo ello constituye una referencia para este tipo de situaciones.

Bienvenido



CONSEJERIA DE OBRAS PUBLICAS,  
URBANISMO Y TRANSPORTES

# Comunidad de Madrid



Unidad de Seguimiento y Auscultación  
Ampliación del Metro de Madrid 1995-1999

Sistema de Auscultación Integrado v2.1

[Sinóptico de Avance](#) [Continuar](#) [Salir](#)



**Sistema Integrado de Auscultación en la  
Ampliación del Metro de Madrid.**

## SISTEMA INTEGRADO DE AUSCULTACION EN LA AMPLIACION DEL METRO DE MADRID.

### 1. INTRODUCCIÓN

La ampliación de la red de Metro de Madrid, en el periodo 1995-1999, ha supuesto un indudable reto desde todos los puntos de vista. La construcción de 37.5 kilómetros de túneles, con sus correspondientes estaciones constituye el paradigma en estos momentos en cuanto a resolución con eficacia de los diversos problemas políticos, sociales, económicos, financieros y, por supuesto, técnicos.



Fig 1. Organigrama de la USAC

Respecto a estos últimos, existió desde un principio la preocupación por parte del organismo responsable de llevar a buen término la ampliación, en este caso la Dirección General de Infraestructuras del Transporte de la Consejería de Obras Públicas, Urbanismo y Transportes de la Comunidad de Madrid, de conseguir un control integral y centralizado de todos los trabajos, para poder garantizar una seguridad muy elevada y a la vez homogénea en los distintos tramos. Dicha

seguridad se refiere tanto a la de los operarios que se encuentran trabajando en el interior de los túneles, como de las personas y estructuras cercanas; esto implica que los principales focos de control deben ser la estabilidad del frente del túnel y la subsidencia originada en la superficie y al nivel de cimentación de las estructuras.

Para resolver este problema, la Dirección General tomó la decisión de crear la Unidad de Seguimiento, Auscultación y Control (USAC), que se encargó de centralizar el almacenamiento y análisis de los datos procedentes de los distintos contratos de la ampliación, de la evaluación de riesgos y de la colocación y seguimiento de instrumentación singular. El proceso seguido para el control técnico de las obras es lo que se describe en los siguientes puntos.

### 2. PREVISIÓN DE RIESGOS Y AUSCULTACIÓN DE LAS OBRAS

#### 2.1. Zonificación de riesgo

En primer lugar se procedió a una evaluación de riesgos a lo largo del trazado de las obras, que partiendo de los potenciales problemas de estabilidad y/o subsidencia, en relación con el entorno de las excavaciones (estructuras y demás servicios e instalaciones), permitió definir o reconsiderar el procedimiento constructivo a emplear, la posible necesidad de medidas especiales complementarias (tratamientos del terreno, refuerzos estructurales, etc), así como la naturaleza y magnitud de la

instrumentación destinada a comprobar si la realidad iba coincidiendo o no con los supuestos de diseño y los cálculos. El resultado final fué una clasificación del trazado por tramos homogéneos de riesgo igual o similar de cara a su seguimiento durante la construcción, es decir, la denominada zonificación de riesgo.

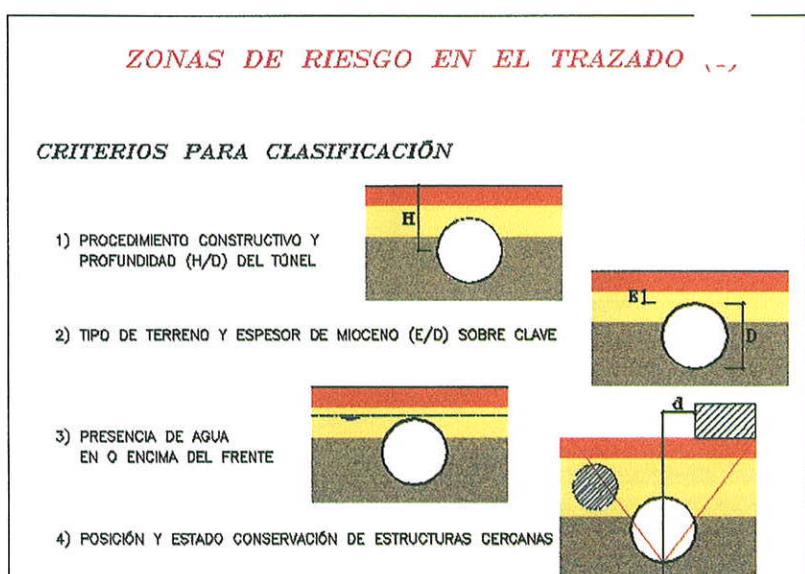
¿Cómo se ha estimado este riesgo potencial? Con la combinación de los siguientes cinco factores:

- Método constructivo.

La magnitud de los movimientos del terreno y la estabilidad del frente de excavación están directamente relacionados con el procedimiento de construcción del túnel. En la Ampliación del Metro de Madrid se emplearon, por orden de preferencia, tuneladoras EPB, excavación al abrigo de muros-pantalla y excavación tradicional por los métodos belga y alemán. La construcción en zanja con muros-pantalla, y con escudos EPB, tienen menos influencia sobre el entorno que la excavación tradicional en mina.

- La profundidad del eje del túnel en relación con su diámetro.

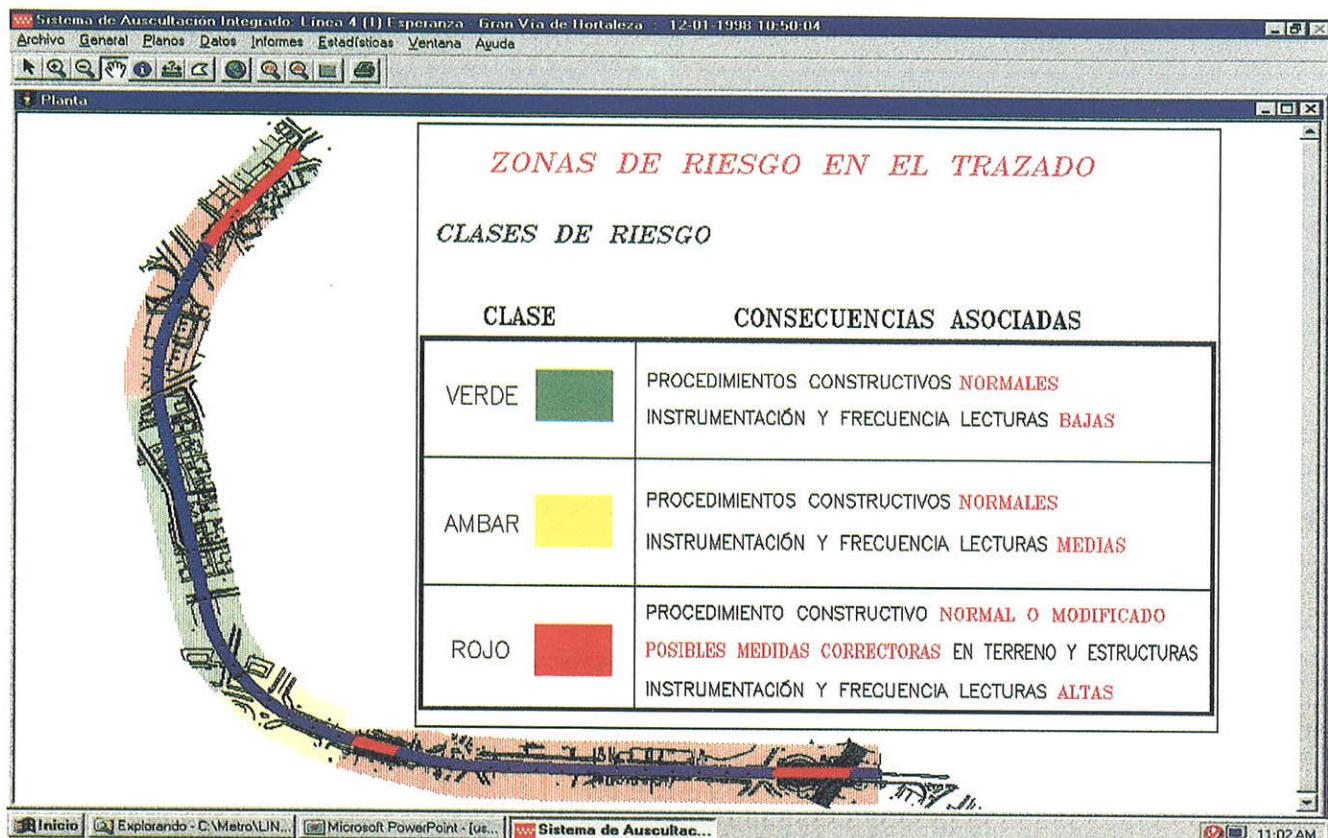
A medida que aumenta el diámetro aumenta el volumen total de los asientos, cuya magnitud es prácticamente igual a cualquier profundidad sobre la clave del túnel. Pero cuanto más profundo sea el eje, menor asiento máximo se manifiesta en superficie, aunque el ancho de la cubeta de asientos es mayor.



**Fig 2. Factores de evaluación del riesgo**

- El espesor de terreno terciario sobre la clave del túnel con relación al diámetro.

A medida que disminuye este parámetro aumenta el porcentaje de pérdida de volumen, incrementándose rápidamente por debajo de una cobertura igual a la mitad del diámetro, hasta el punto de existir en estas condiciones un importante riesgo de colapso.



**Fig 3. Zonificación de riesgo**

- La presencia de agua en el frente o sobre el mismo.  
Obviamente el riesgo de venida del frente y las subsidencias aumenta con la existencia de agua, sobre todo en rellenos, suelos cuaternarios y arena de miga limpia.
- La posición y estado de conservación de las estructuras y servicios colindantes.

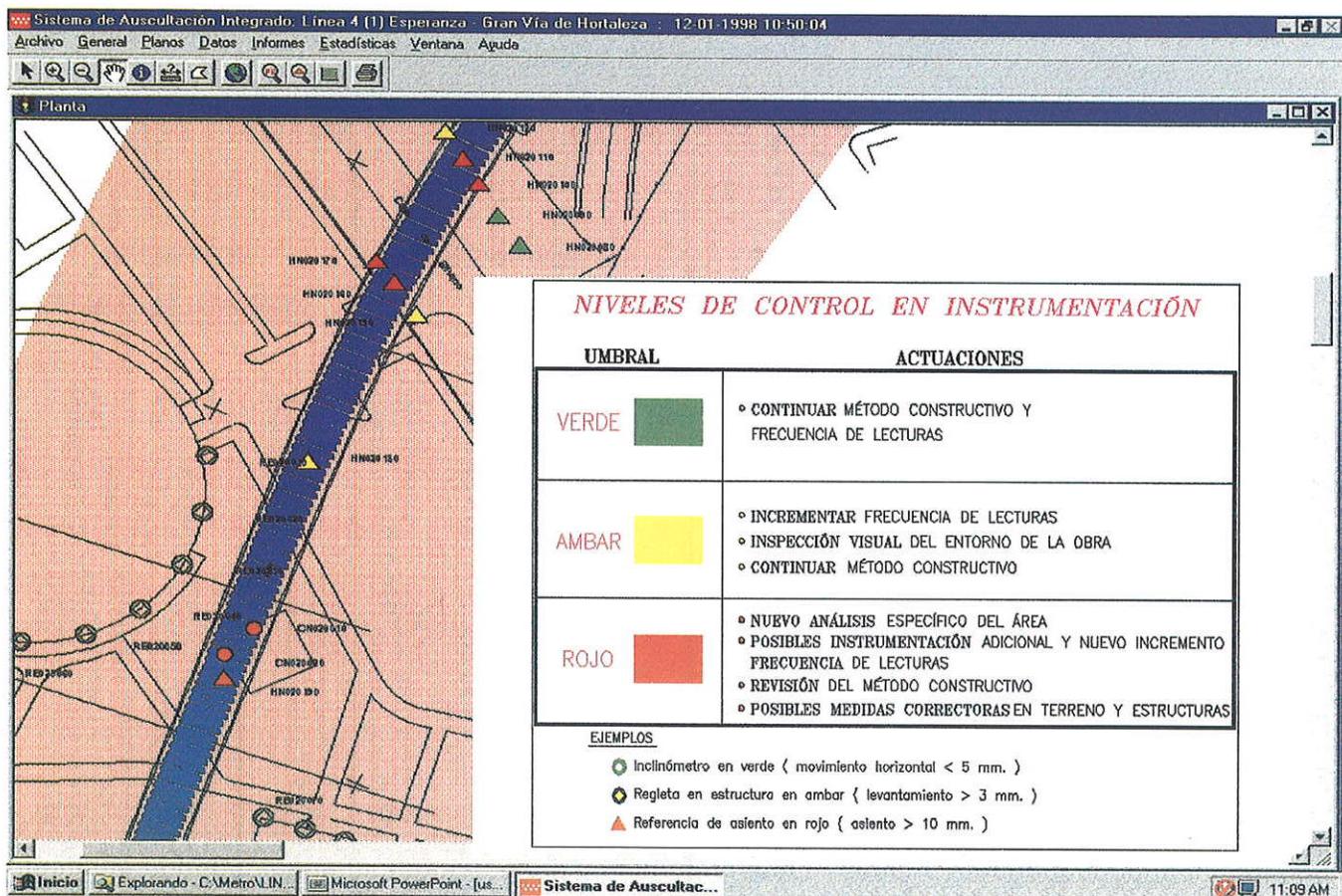
La situación de estos elementos respecto a la cubeta de asientos determina el asiento máximo, distorsión angular y deformación horizontal sufridos. Por otra parte, sus características constructivas y su estado de conservación determinan la capacidad de las estructuras para

soportar las deformaciones del terreno sin sufrir daños.

Con los cinco criterios anteriores, y tras el cálculo de los movimientos potenciales a lo largo del perfil longitudinal, por medio del método Metro de Madrid basado en el de OTEO y SAGASETA, se zonificó la traza del túnel mediante zonas de color rojo, amarillo y verde. Una zona de color rojo es aquella en la que la combinación de los criterios nos indica un riesgo alto de falta de estabilidad en el frente del túnel y/o afecciones dañinas al entorno. Al contrario, una zona de color verde es aquella en la que no existe riesgo por ser un túnel muy profundo, con gran cobertura de terciario, sin agua.

**TABLA 1. Movimientos adicionales admisibles**

	ASIENTO ADMISIBLE (mm)			DISTORSIÓN ANGULAR			DEFORMACIÓN HORIZONTAL UNITARIA (%)		
	VERDE	ÁMBAR	ROJO	VERDE	ÁMBAR	ROJO	VERDE	ÁMBAR	ROJO
* Zonas sin edificaciones	<50	100	>100	1/100	1/50	>1/50	<1.5	2.0	>2.0
* Edificios cimentados profundos o con losa, en buen estado		20			1/1000			0.15	
* Conducciones no de gas	<20	30	>30	<1/1000	1/500	>1/500	<0.15	0.20	>0.20
* Estructura subterránea o Túneles existentes	<15	25	>25	<1/2000	1/1000	>1/1000	<0.15	0.20	>0.20
* Edificios cimentados super- ficialmente sin daños aparentes	<10	15	>15	<1/2000	1/1000	>1/1000	<0.15	0.20	>0.20
* Edificios cimentados super- ficialmente con daños									
* Edificios monumentales		5			1/3000			0.05	
* Edificios con más de 10 alturas		a			a			a	
* Tuberías de gas	<5	10	>10	<1/3000	1/2000	>1/2000	<0.05	0.10	>0.10
* Túneles existentes	Asiento o levantamiento: 10 mm / 10 m								


**Fig 4. Umbrales de control**

Una vez que se ha realizado la zonificación, esta ha tenido una relación directa con la instrumentación y la auscultación efectuada durante la obra. En una zona roja se ha emplazado una gran densidad de aparatos de medida de todo tipo y, a su vez, estos aparatos han sido leídos con una frecuencia muy elevada. Por el contrario, en una zona verde sólo se han instalado unos pocos instrumentos de medida sencillos y se han realizado un número relativamente bajo de mediciones para estar seguros de que los trabajos han transcurrido con normalidad.

## 2.2. Umbrales de control

Después de decidir el número de instrumentos, su ubicación y sus características, se fijaron unos valores que sirvieron de referencia objetiva para evaluar las medidas registradas por cada aparato.

Estos valores de referencia se fijaron a partir de los movimientos esperables de acuerdo con los modelos de comportamiento del terreno y los movimientos admisibles propios de las estructuras cercanas, según la Tabla 1.

De acuerdo con lo anterior se han establecido unos umbrales de control individuales para cada instrumento de modo que, en función de la medida registrada por el mismo rebase o no los umbrales fijados, toma un color, que puede ser rojo, amarillo o verde.

Un instrumento marcado en color verde indicaba que la medida que estaba reportando se encontraba totalmente dentro de las previsiones y que estaba lejos de la magnitud que podía dañar a las estructuras adyacentes. Si la medida registrada se incrementaba hasta situarse por encima del primer umbral fijado, automáticamente se le asigna al instrumento el color amarillo, que indicaba que se debe prestar mayor atención a su comportamiento, aumentar la frecuencia de lecturas y realizar una inspección visual de la zona.

Si la medida continuaba incrementándose hasta sobrepasar el siguiente umbral, el color asignado era el rojo; en este caso las acciones a tomar fueron varias, entre las que estuvieron incrementar aún más la frecuencia de lecturas, paralizar la obra, replantearse el procedimiento constructivo o la realización de tratamientos de mejora del terreno.

### 2.3. Instrumentación utilizada

La medida de subsidencias ha sido el campo en el que el esfuerzo ha sido mayor. La medida de movimientos

se ha realizado en la superficie del terreno, a distintas profundidades del mismo y en las estructuras afectadas por el paso de los túneles. Se incluyen aquí también los instrumentos destinados a la medida de movimientos horizontales, por lo cual sería más apropiado hablar de aparatos que registran desplazamientos del terreno o de las estructuras en su sentido más general. Se han

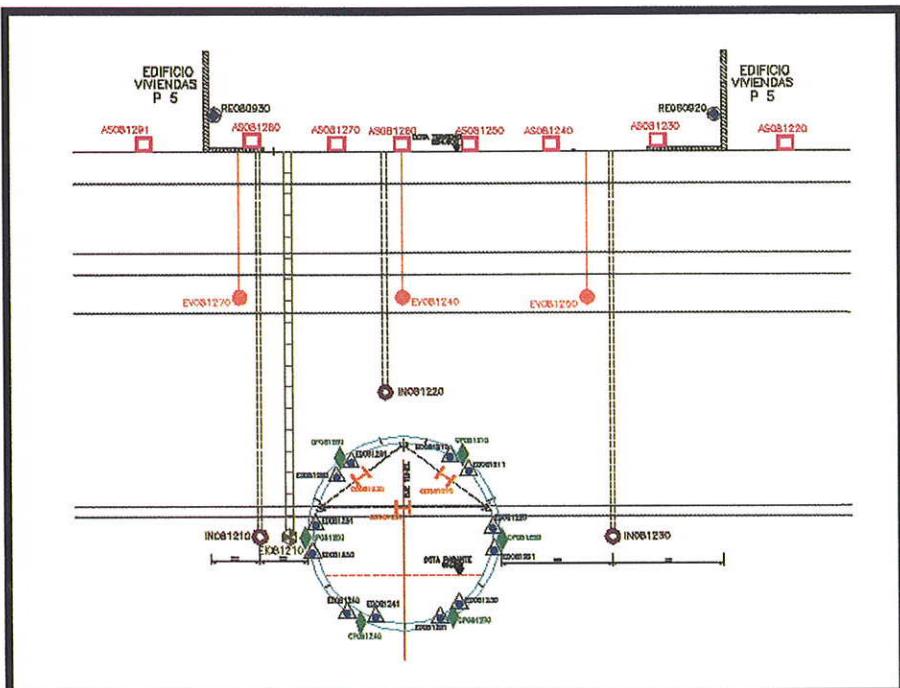
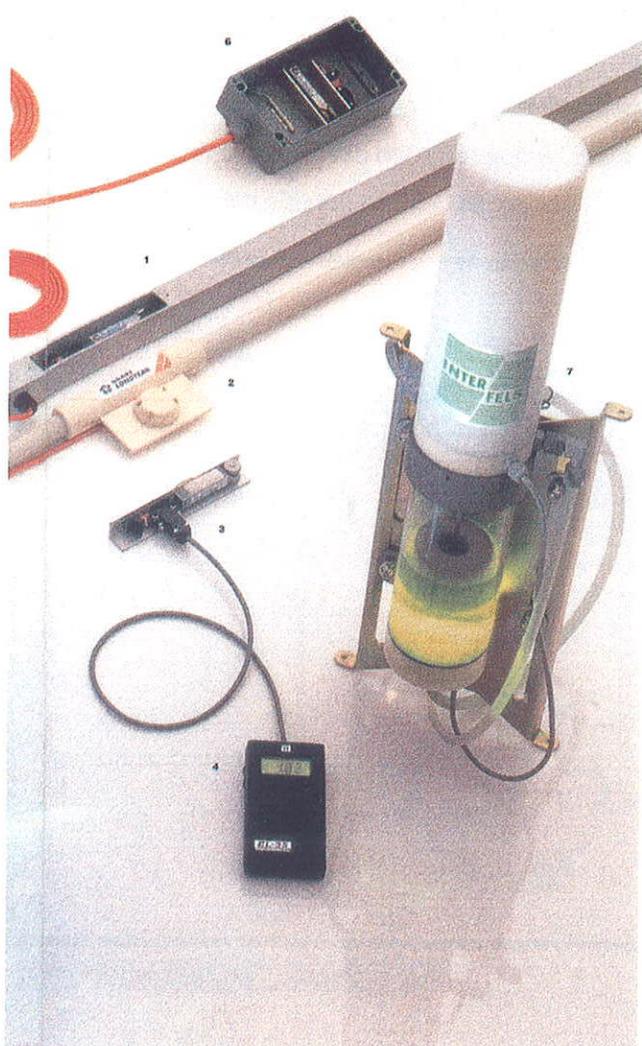


Fig 5. Sección instrumentada tipo

empleado los siguientes tipos:

a) Convencionales:

- Bases de nivelación.
  - Arquetas de subsidencia combinada.
  - Hitos de nivelación.
  - Extensómetros de varilla.
  - Regetas de nivelación.
  - Inclinómetros.
  - Clavos de nivelación.

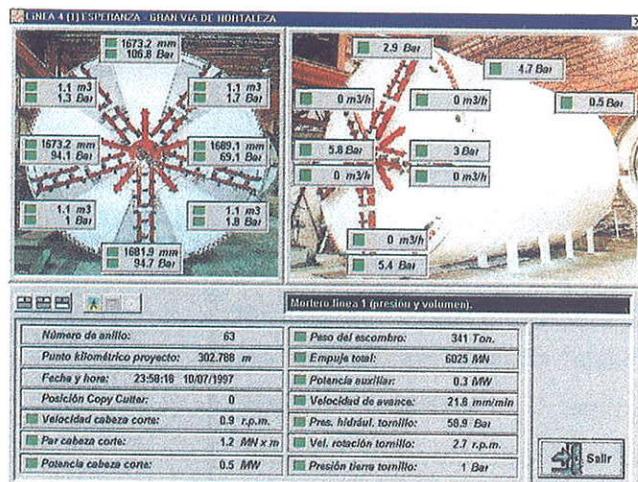

**Fig 6. Electronivel**

Instrumentos de última generación:

- Extensómetros incrementales, para medir asientos a lo largo de una vertical.
- Trivec, para medir desplazamientos en 3D a lo largo de una vertical.
- Electroniveles, para medir asientos diferenciales o distorsiones angulares, en tiempo "cuasi-real", en alineaciones horizontales.

Para la interacción túnel-terreno se han utilizado:

- Células de Presión total.
- Extensómetros de cuerda vibrante.


**Fig 7. Control de parámetros de tuneladora EPB**

En relación con el funcionamiento de las tuneladoras EPB se han registrado cada minuto hasta 44 parámetros para control de las mismas. Esta información se ha archivado cada hora para su análisis, reflejando el anillo del revestimiento a que correspondía.

#### 2.4. Transmisión de información

Los datos relativos a las tuneladoras y los resultados del resto de la instrumentación se han enviado, mediante INFOVÍA, al centro de control para su análisis y archivo. Ello ha permitido disponer de toda la información de modo continuo en tiempo "casi-real", habiéndose transmitido más de ochenta millones de datos correspondientes a once contratos diferentes.

## 2.5. El Sistema de Auscultación Integrado (SAI)

En cuanto a la gestión, almacenamiento y análisis de los datos, dado el volumen de los mismos parecía evidente la necesidad de un software específico para su manejo. Como se pretendía tener un sistema abierto confeccionado con herramientas más universales, sin

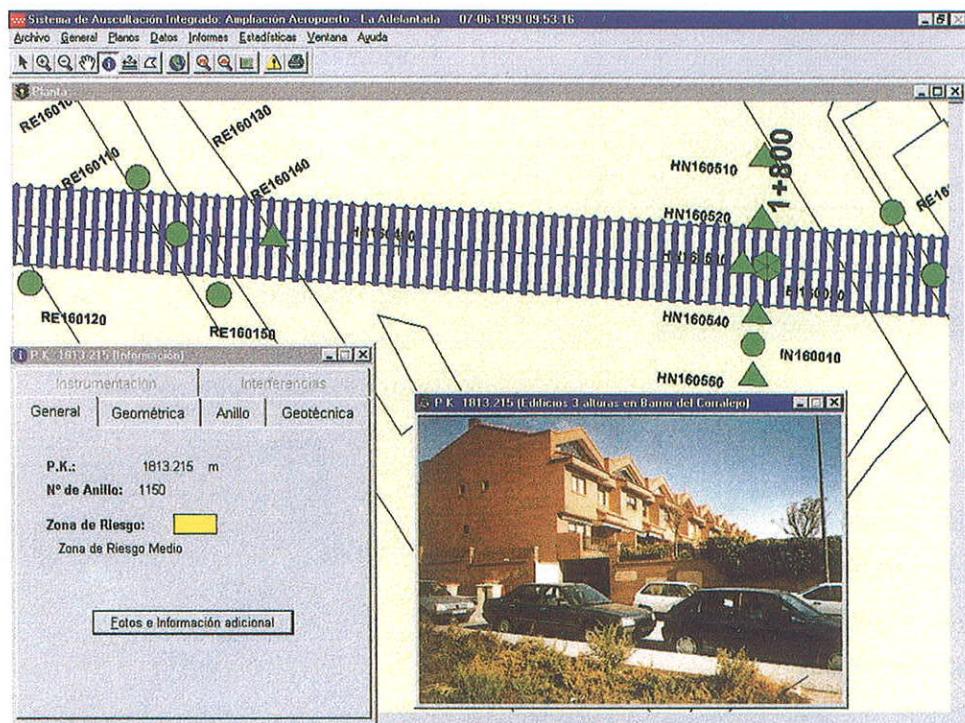


Fig 8. El Sistema de Auscultación Integrado (SAI)

estar sujeto únicamente a las herramientas de un GIS, se optó por el desarrollo de una aplicación basada en un gestor de bases de datos muy potente, utilizando un módulo de un GIS para la visualización y manejo de planos y con la posibilidad de realizar aplicaciones sencillas de manejo de datos y gráficos con hojas de cálculo o la visualización de imágenes o documentos con visores de archivos.

El SAI permite ver rápidamente el plano de planta del trazado, que incluye la zonificación de riesgo. Sobre

este plano es posible hacer zoom para ver sus detalles. También se tiene en él la instrumentación situada en la obra y los anillos del túnel, dibujados todos en la posición exacta en la que se encuentran en la realidad. Si se pincha mediante el ratón sobre uno de estos anillos se obtiene en pantalla un sinóptico de la tuneladora con los valores reportados por los sensores

de la misma durante la excavación de dicho anillo. Igualmente se puede seleccionar cualquiera de los instrumentos situados en los alrededores del túnel. Estos permiten acceder a sus datos tanto en formato numérico como en forma de gráfico, pudiéndose elegir el intervalo de fechas que más interese.

En los puntos más singulares se ha podido acceder a más información adicional, como son los cálculos y planos de proyecto en planta y secciones, información de tratamientos del terreno, detalles y proceso constructivo, fotografías y cualquier otra información que se ha considerado conveniente.

Por último, solo indicar que, de forma general para todas las obras de la Ampliación 95-99 del Metro de Madrid, se encuentran disponibles, tanto su perfil geológico-geotécnico, como toda la información suministrada por la instrumentación sobre la marcha de las obras y su influencia en el entorno.

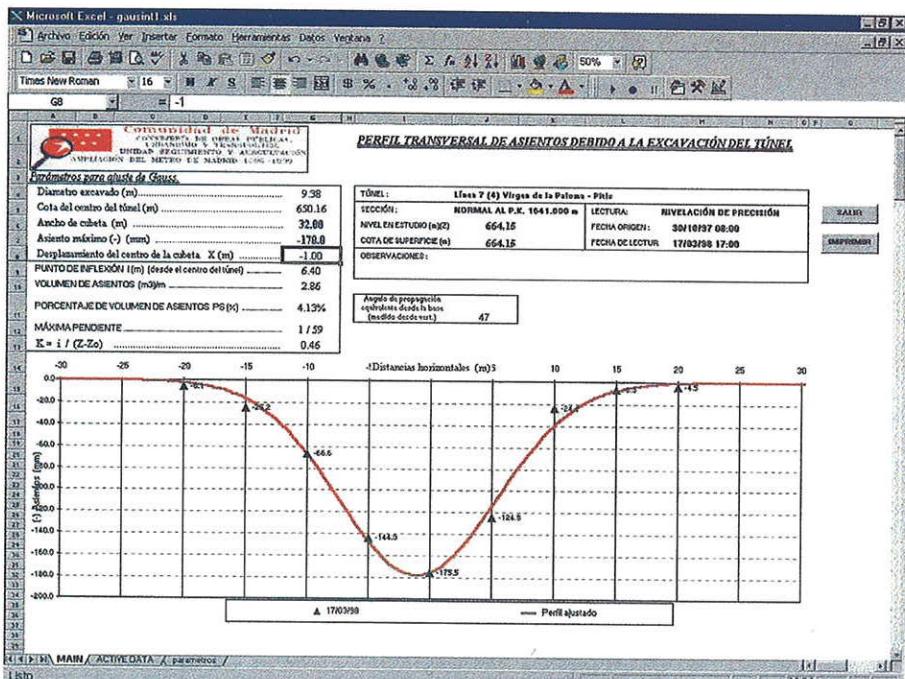
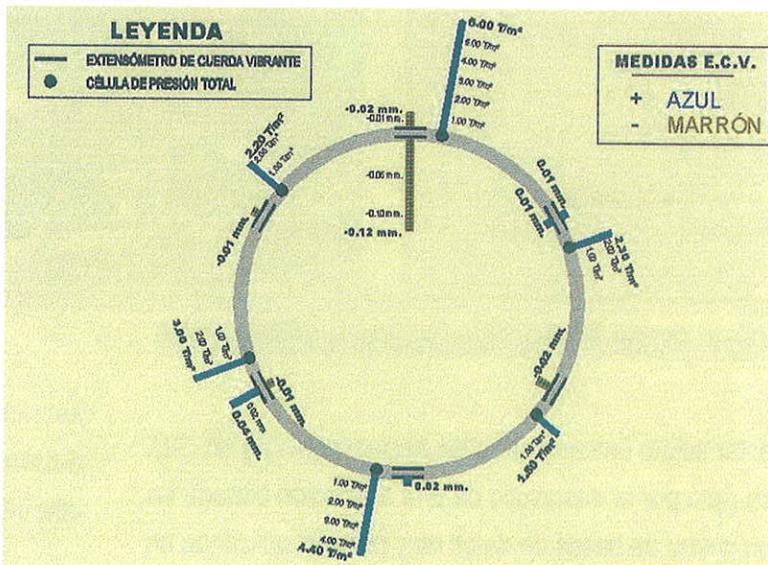


Fig 9. Curva de Gauss deducida de los asientos reales

La facilidad de manejo de los datos procedentes de la instrumentación permitió el análisis de un gran número de secciones instrumentadas, lo que a su vez suministró un importante feedback al sistema de cara a mejorar continuamente la precisión en las predicciones del comportamiento de los túneles.

Ya se mencionó con anterioridad que para cada línea se realizó una estimación de los movimientos esperables a lo largo de la traza del túnel. El siguiente paso lógico fue comprobar los movimientos reales medidos mediante por la instrumentación y compararlos con las predicciones. El análisis se centró en la comparación de tres parámetros básicos, que fueron



**Fig 10. Instrumentación en dovelas**

Como muestra de la precisión que se llega a obtener se puede mencionar que en la predicción del último túnel realizado, el correspondiente al tramo Recintos Feriales – Barajas Pueblo, la diferencia entre el asiento máximo teórico y el real no superó los 3-4 mm, siendo además

## Previsión de asientos sobre el eje del túnel y comparación con los asientos reales

### Línea 8. Ampliación al aeropuerto

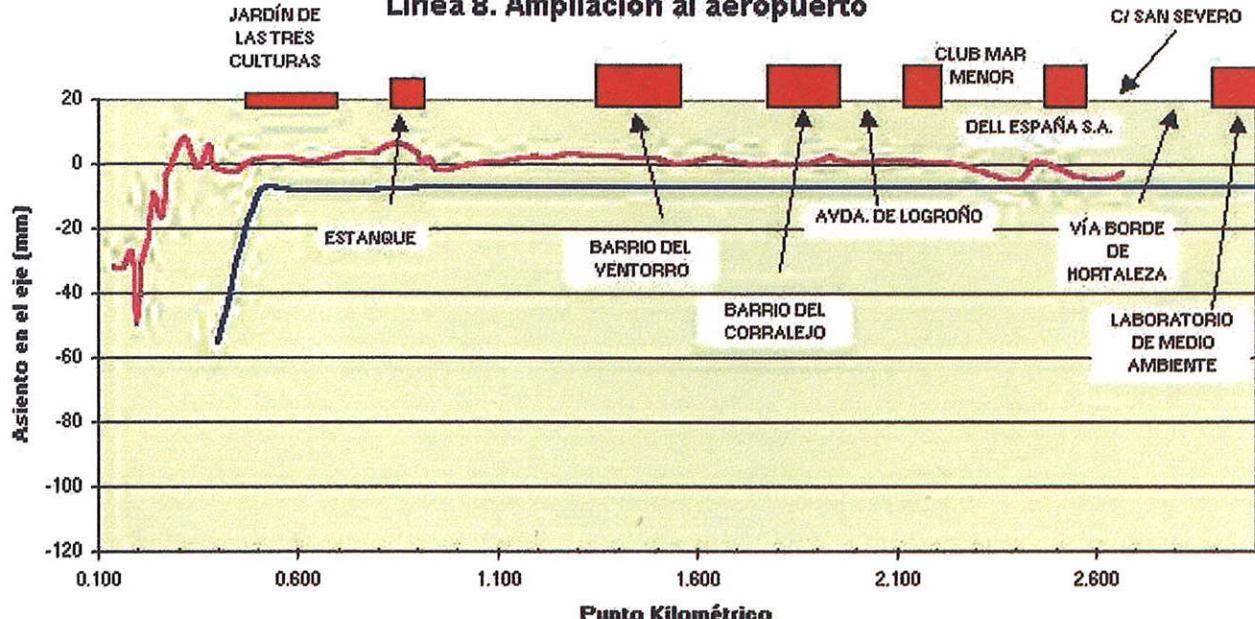


Fig 11.Comparación de asientos previstos y reales

el teórico superior en todo momento, lo cual está del lado de la seguridad.

Tambien se han representado las medidas suministradas por las células de presión total y los extensómetros de cuerda vibrante situados en dovelas y pantallas, disponiéndose igualmente de los valores medidos por los sensores de las tuneladoras. De estos últimos parecen muy

interesantes las presiones medidas en distintos puntos de la cabeza y los volúmenes de mortero de relleno inyectados en el espacio comprendido entre el anillo prefabricado y el terreno.

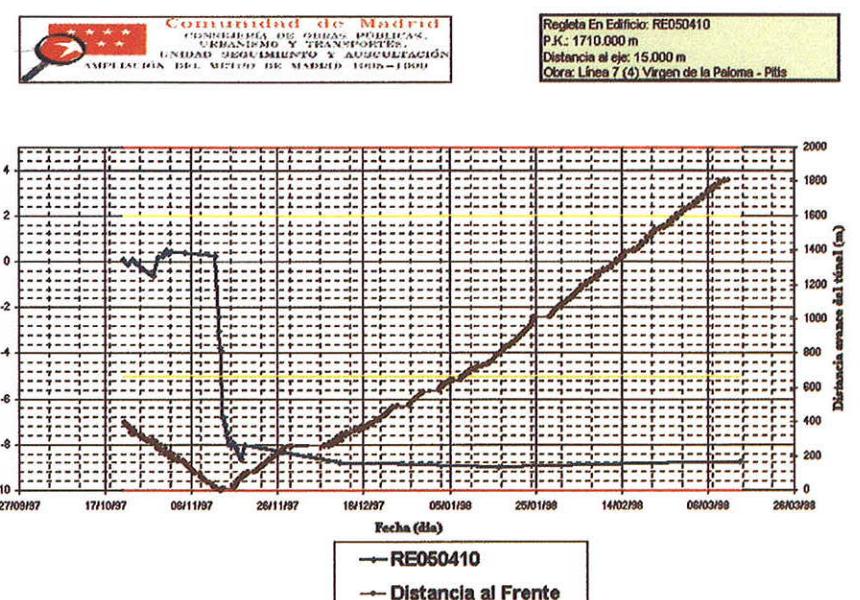
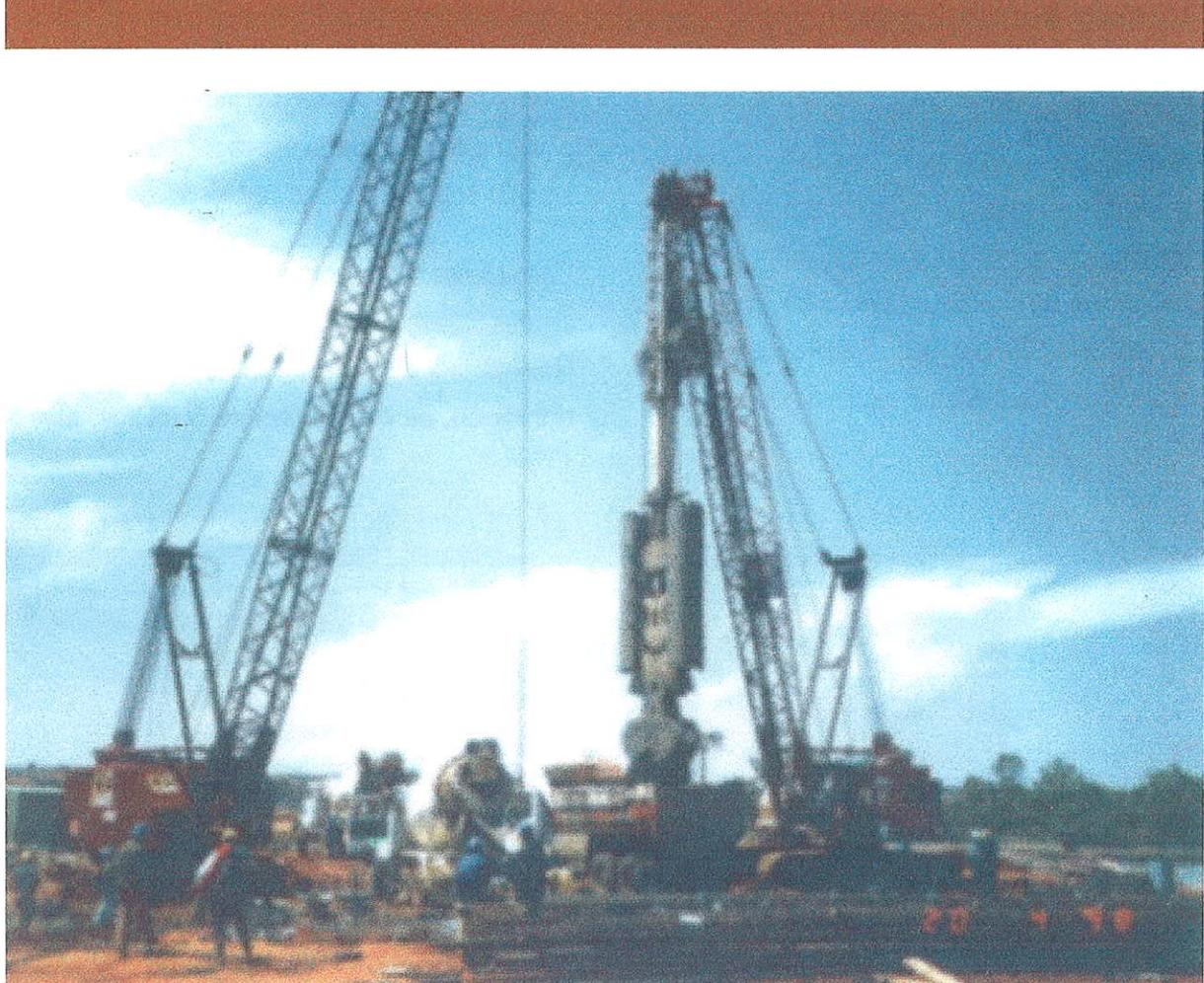


Fig 12.Evolución de asientos respecto al avance del túnel

Todos estos parámetros se pueden tratar de relacionar con las subsidencias medidas en el terreno.



**Cimentación con elementos portantes  
de la estructura sobre el río Loukkos  
en la Autovía Tánger-Rabat.**

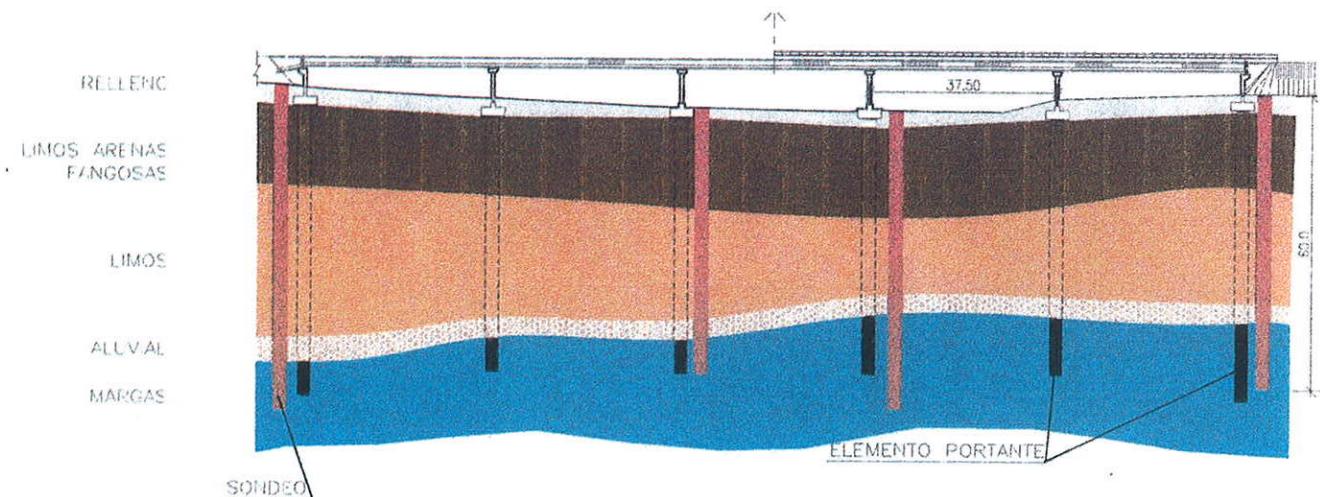
## CIMENTACIÓN MEDIANTE ELEMENTOS PORTANTES DE LA ESTRUCTURA SOBRE EL RÍO LOUKKOS EN LA AUTOVÍA TANGER-RABAT

### 1. INTRODUCCIÓN

Redactamos la presente nota con la intención de mostrar los pasos seguidos para la ejecución de las obras de cimentación de las pilas del puente sobre el río Loukkos que ha posibilitado la construcción de la autovía Rabat – Tánger, eje fundamental de las comunicaciones terrestres en la región noroccidental de Marruecos.

espesor de 800 mm., distribuidos en las 4 pilas, con una profundidad media de 58,7 m., y 2.095 m<sup>2</sup> de elementos portantes de espesor 1.000 mm. en los dos estribos con una profundidad media de 58,2 m.

Cada pila se compondría de dos fustes de 9 x 2 m.x m. simétricos según el eje de la vía, creándose así dos tableros independientes, uno para cada sentido de circulación, de dos carriles de 3 metros, más arcén



**Fig 1. Plano del puente y principales niveles del terreno.**

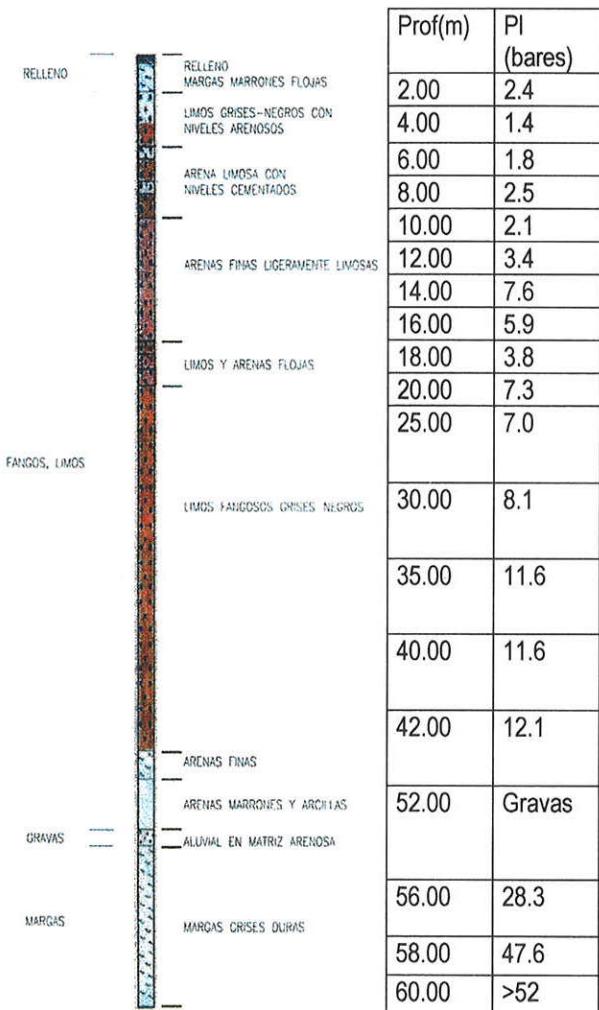
El puente se proyectó con 5 vanos de unos 37 m. de luz con cuatro pilas intermedias, más los dos estribos y cada zapata de estos pilares se apoyaba sobre 3 elementos portantes de sección rectangular de 3 x 1 m. x m. La ejecución final se hizo mediante módulos de 0,8 y 1 m. con cuchara de cierre circular y 3,10 m. de apertura máxima en un total de 4.225 m<sup>2</sup>, con un

derecho de 2 metros y un arcén izquierdo de 75 centímetros (ver figura 1)

### 2. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Los datos del proyecto se basaban en un Informe Geotécnico, elaborado a partir de dos sondeos de reconocimiento, uno en cada estribo, de 60 metros de

longitud cada uno, con ensayos presiométricos cada 2,5 metros.



**Fig 2. Corte del terreno**

Según dicho informe, se describe que la zona afectada por las obras estaba formada por potentes estratos de limos, intercalados con arenas limosas de menor espesor (ver figura 1). A una cota de 45 metros bajo el nivel de las aguas se sitúa un pequeño estrato de 1,50 metros de aluvial que representa el contacto con el terreno competente de margas y margocalizas, donde se empotrabla la cimentación proyectada en una longitud de 6 a 9 metros.

Los estudios presiométricos efectuados definían la escasez de resistencia por fuste y por punta de los niveles superficiales atravesados, poniendo de manifiesto la importancia del efecto del **rozamiento negativo** sobre los elementos de cimentación.

Como es conocido, la naturaleza de este fenómeno radica en que al apoyarse el elemento portante en una capa resistente, los suelos blandos sometidos a cargas se cuelgan de los elementos estructurales existentes.

Por todo lo anterior, fue necesario un exhaustivo estudio de dicho fenómeno a lo largo de los potentes estratos de limos y fangos detectados mediante los presiometros (ver figura 2), definiéndose así la máxima capacidad resistiva de cada elemento, su empotramiento y la armadura necesaria.

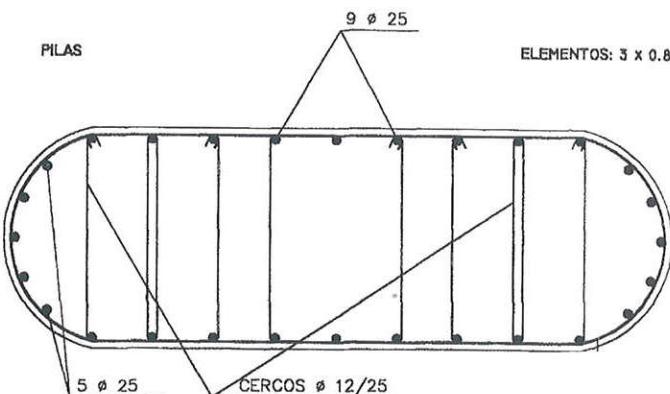
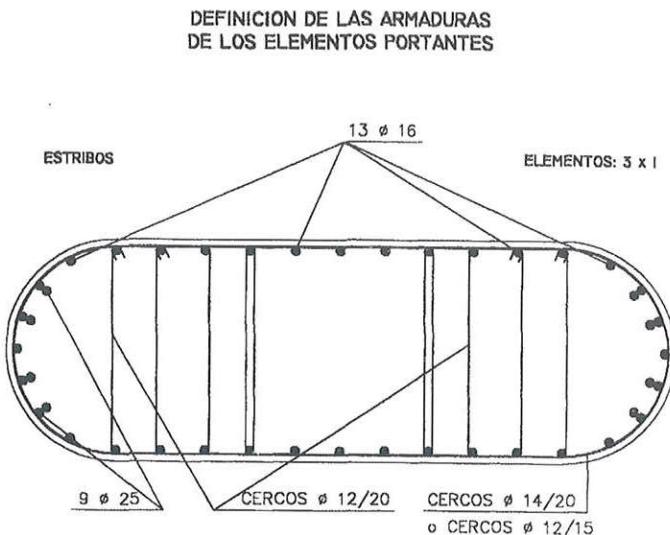
### 3. MODIFICACIÓN AL PROYECTO

Las especiales características de los limos existentes (facilidad de licuefacción, muy baja compacidad y en algunos casos presencia en forma de fangos) y la dureza variable de margas y margocalizas hicieron que en los estudios previos se decidiera y solicitara la realización de otros dos sondeos adicionales, obteniéndose así un estudio más detallado de toda la zona.

Con los datos geotécnicos de la zona, se recalcó el elemento portante para las secciones semicirculares (ver figura 3) propuestas, analizando especialmente el rozamiento negativo.

Para minimizar este efecto, se propusieron y realizaron dos actuaciones adicionales:

1.- Precarga en los estribos, para acelerar el proceso de asentamiento.



**Fig 3. Análisis de la sección de elementos portantes en pilas y estribos**

2.- Colocación de una camisa metálica perdida superior en los elementos portantes de cimentación de las pilas.

Finalmente, se redistribuyeron las armaduras en función de los esfuerzos calculados y de las nuevas secciones.

A partir de los datos anteriormente expuestos, y considerando las diversas hipótesis de carga, tanto durante la ejecución como tras la puesta en servicio, se determinó que la longitud de empotramiento debía ser de 7 metros, en el terreno competente margocalizo.

Como consecuencia, las pantallas se diseñaron con una profundidad de entre 52 y 59 metros, para poder empotrar los elementos portantes.

#### 4. EJECUCIÓN DE LAS OBRAS

##### ESTUDIO DE LA OBRA

Durante el estudio inicial previo, y al realizar la planificación exigida por los Procedimientos de Calidad específicos, fueron poniéndose de manifiesto las muchas posibles dificultades que nos podíamos encontrar para ejecutar la obra. Se decidió proceder a la elaboración de un "taller de mejora" concreto para paliar "a priori" la serie de problemas críticos que aparecerían en las distintas fases de trabajo de su ejecución.

Los objetivos generales propuestos de este "taller de mejora" fueron:

- Inicio de los trabajos en el plazo y tiempo previsto.

**Foto 1. Equipo de excavación**

- Reducción de paradas y averías.
- Consecución de los rendimientos previstos.

Una vez diseñados los diagramas de:

- Procesos,
- Flujos de puntos críticos y
- Listado de posibles soluciones,

se decidieron las siguientes acciones concretas, con definición de responsable y plazos:

1. Transformación de equipo para alcanzar la profundidad de 70 m.
2. Prueba real en parque de esta transformación.

3. Montaje de un "air lift" para la profundidad requerida.
4. Prueba "in situ" del "air lift".
5. Diseño de detalle de la planta de fabricación de bentonita, depósitos y desarenadores.
6. Completar reconocimiento geotécnico con más sondeos.
7. Definir unitariamente la profundidad de cada elemento.
8. Recabar la aceptación de los cambios por adecuación a los equipos.
9. Definir en el Procedimiento de ejecución las características de los lodos, así como la actuación

a realizar por cambios de viscosidad, de pH, o de filtrado.

#### 10. Definir plataformas de trabajo y secuencia.

Los resultados conseguidos fueron muy positivos, aunque, como casi siempre, surgieron algunas dificultades inesperadas imposibles de anticipar:

- El comienzo de las obras se realizó en las fechas previstas en el programa, pese a que unas lluvias torrenciales que produjeron una importante riada, dificultó el acceso inmediato a la zona de trabajo y el montaje de las instalaciones de bentonita.

ejecutada una determinada precarga en la zona de los estribos.

- La riada arrastró alguno de los bolos de la escollera de protección de la "península" de trabajo que se estaba construyendo para la ejecución de las pilas centrales, y causó problemas al taparlo durante la excavación de uno de los elementos portantes.
- Se produjo un asentamiento puntual en la plataforma de excavación, con la consiguiente deformación de algunos muretes-guía, lo que obligó a la modificación de algún murete, pero sin influencia en el plazo total de ejecución de la obra.

#### PLAN DE EJECUCIÓN

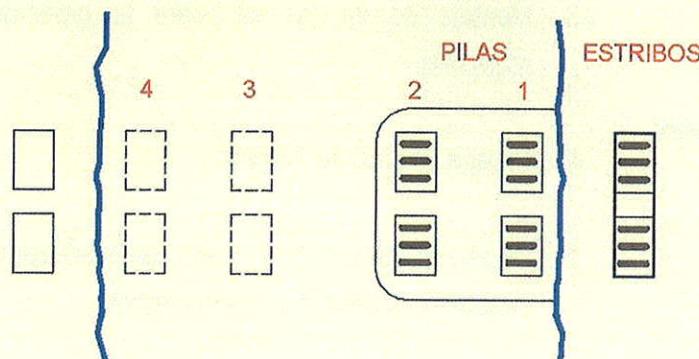


Figura 4. Plan de ejecución

- Se produjo una importante parada intermedia originada por causas en las que no pudimos incidir: Un cambio de criterio en las hipótesis de cálculo del rozamiento negativo producido en los estribos. Se exigió el transcurso de 20 días una vez

#### PLAN DE EJECUCIÓN

El plan de obra previsto era (ver figura 4):

- Ejecución de una plataforma peninsular estable que ocupaba las dos pilas de la margen derecha, tal como se indica en la figura adjunta.
- Montaje de instalaciones y armaduras en margen derecha.
- Ejecución de los elementos portantes de la pila central de margen derecha (pila 2).
- Ejecución de elementos portantes de pila lateral de margen derecha (pila 1) y, simultáneamente, descabezado y ejecución de encepados de la pila 2.

- Ejecución de estribo de margen derecha, y, simultáneamente, retirada de plataforma y construcción de plataforma de margen izquierda.
- Cambio de margen de las instalaciones de bentonita.
- Repetición del proceso en la margen izquierda.

Este plan de obra, que inicialmente incluía una pequeña parada en el cambio de instalaciones de margen por el plazo necesario para eliminar la plataforma de trabajo, una vez terminados los encepados y construir posteriormente la de la otra margen, se vio alterado, como ya se ha indicado, por la necesidad impuesta de dejar transcurrir un determinado plazo de precarga antes de excavar los elementos portantes de los estribos.

## INSTALACIONES

En la figura 5 se indican los componentes de la instalación de lodos montada. En esencia constaba:

- Planta de fabricación de lodos: Lo componía un depósito de agua y una turbomezcladora doble de 30 CVA.
- Depósito de maduración y almacenaje de lodos: 6 uds de 60 m<sup>3</sup>. (Un elemento excavado ocupaba el volumen de 3 depósitos). Recibían el lodo nuevo fabricado y el proveniente del reciclado del elemento excavado, una vez desarenado.

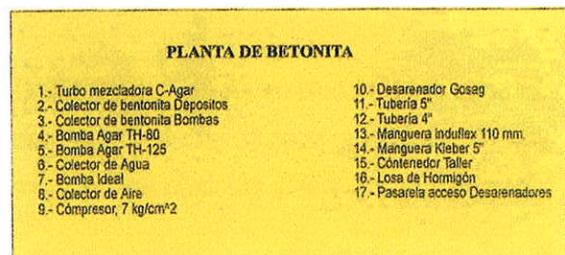
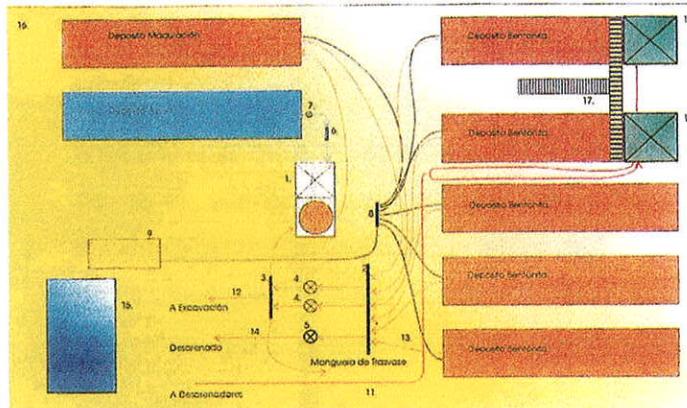


Figura 5. Esquema de la planta de bentonita

- Compresor de aire para mantener en agitación el lodo.
- Desarenadores de doble ciclo de 100 m<sup>3</sup>/hora.
- Bombas de impulsión de bentonita a la zanja, de gran capacidad y potencia, dado el gran volumen de material excavado en poco tiempo.
- Todo el sistema estaba conectado entre sí con los correspondientes "Colectores" de agua, aire y bentonita, para hacer útil el total de la instalación.

Existía, igualmente, un Contenedor Taller ampliamente preparado, para poder atender autónomamente a una gran parte de las posibles averías existentes.

## MÉTODO DE EJECUCIÓN

La ejecución de los elementos portantes tenía una serie de particularidades que era necesario tener en consideración, y dar el tratamiento adecuado al método tradicional de excavación mediante lodos bentoníticos para la consecución del fin deseado. Estas eran:

- Escasísima consistencia de los limos superiores y abundante presencia de materia orgánica.
- El agua del río Loukkos en el emplazamiento del puente, es salada, pues se encuentra cercano a la desembocadura, y está afectado por las mareas.
- La profundidad de los elementos era superior a lo normal, de tal manera que hubo, primero, que

el sistema de evacuación de lodos de la excavación para su reciclado y limpieza total del elemento, ya que las bombas usuales no tendrían la capacidad de aspiración necesaria para elevar y limpiar la superficie inferior de contacto con el terreno.

- Exigencia estricta de verticalidad.

Todo esto conllevó como singularidades:

### Equipo de excavación

Estaba integrado por una cuchara hidráulica BH-12, montado sobre una grúa Link Belt 280 (ver fotos 1 a 3). Se modificó la longitud de los patines de la cuchara,

con lo que aumentábamos su peso y favorecíamos la verticalidad de los elementos.

Se modificó, igualmente, todo el sistema de enrolladores en los equipos de excavación, para que permitiesen alcanzar la profundidad de 65 m.

Los rendimientos de excavación obtenidos fueron muy altos.

La duración osciló entre 12,50 y 20 horas, siendo motivada la diferencia entre los distintos elementos por la dureza del terreno de empotramiento. Este varió entre una marga, una margocaliza y hasta caliza, siendo

Fotos 2 y 3. Grúa Link Belt 280 con equipo BH-12



preparar mecánicamente los equipos de hidráulicos enviados, cuya preparación estándar de fábrica era para 40-45 m de profundidad, y, segundo, cambiar

necesario utilizar el trépano en los módulos en los que ésta apareció.

El control de verticalidad se llevaba cada 10 m de excavación, no teniendo ningún problema en este sentido.

## Lodos

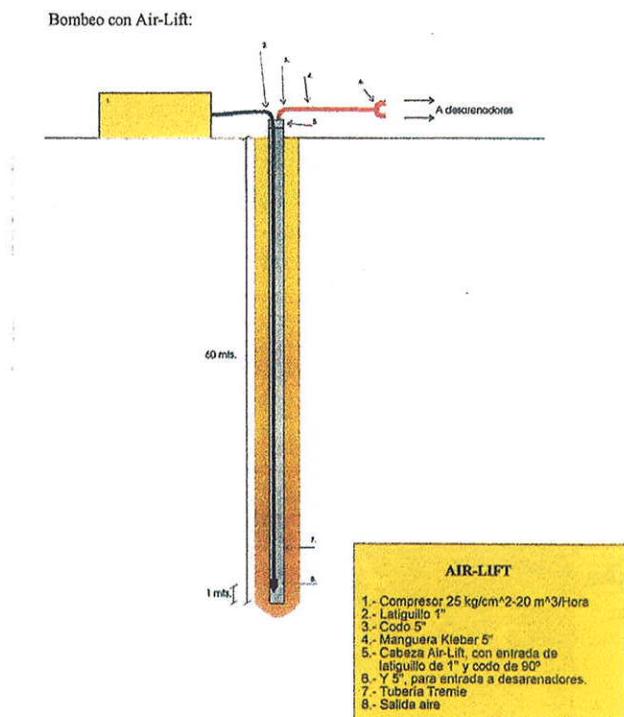
Dada la salinidad del agua, fue necesario aditivar la mezcla de bentonita pura para evitar su floculación inmediata; además, se estableció un control muy estricto y periódico de los lodos, viscosidad y filtrado, para garantizar la correcta ejecución del elemento, y, fundamentalmente, en el sostenimiento de los primeros niveles de fangos. Se observó que durante el proceso de excavación, los parámetros de viscosidad y pH se descompensaban, por lo que fue necesario proceder a su constante corrección con polímero para incrementar la viscosidad, y con bicarbonato sódico para evitar su floculación cuando el pH aumentaba.

## Reciclado

Una vez terminada la excavación, el lodo existente en el elemento suele tener un contenido de arena superior a lo adecuado para realizar el proceso de hormigonado sin problemas. Es necesario proceder al reciclado de los lodos, sustituyendo el lodo existente en la excavación, por lodo limpio de impurezas.

Para pantallas de profundidad convencional < 35-40 m, el procedimiento normal consiste en aspirar a través de la tubería Tremie el lodo existente desde el fondo de la

excavación. Sin embargo, para profundidades superiores a la indicada, el sistema no funciona. Fue necesario llevar previsto y utilizar el sistema conocido como "air lift" (Fig. 6), consistente en inyectar aire por la punta de una tubería estanca, en nuestro caso la tubería Tremie acondicionada, que, al ascender, crea un vacío que arrastra el terreno decantado y la bentonita de mayor densidad, y la conduce hasta el desarenador. Se consiguió también de esta manera, limpiar la arena decantada en la punta o fondo del pilote.



**Fig 6. Sistema Air- Lift**

El equipo consta, tal como se indica en la figura, de:

- **Cabeza de air-lift:** Construida a partir de una cabeza de extracción, con un codo de 90°, brida de unión y junta pasante para el latiguillo del aire comprimido. Esta junta permite controlar la longitud de

latiguillo por debajo de la cabeza, siendo hermético el cierre de la tubería con la misma.

- **Latiguillo de air-lift:** Posee una boquilla en punta que dirige el aire a salir en sentido ascendente.
- **Compresor de aire:** Se empleó un compresor de 25 kg/cm<sup>2</sup> y 20 m<sup>3</sup>/hora de caudal.
- **Línea de retorno a desarenadores:** Se empleó tubería de φ5", unida a la cabeza de air-lift mediante tubería Kleber.
- **Conexión a desarenadores.**

#### Armaduras

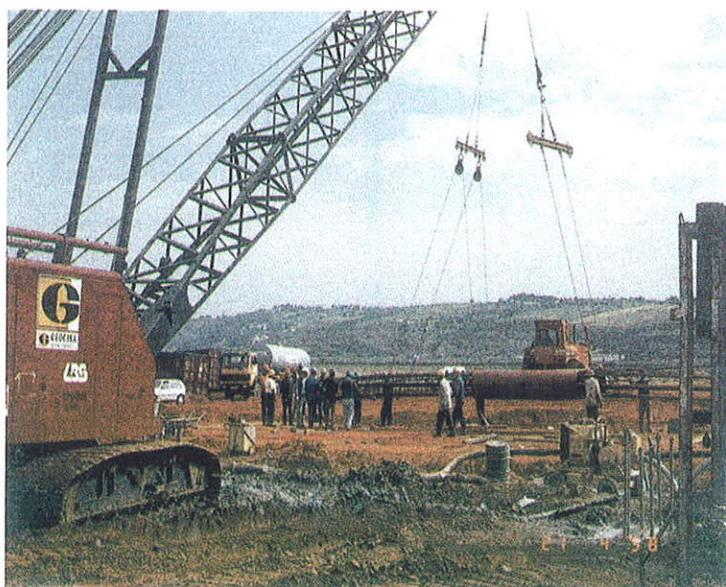


Foto 4. Link-Belt 318 izando armaduras

Las armaduras, de 55 metros de longitud total, se montaron en tres tramos, dos de 23 metros y uno de cabeza de 10 metros. Iba dotada de un sistema de auscultación sónica, previsto para una eventual inyección de la punta del elemento (ver fotos 4 y 5). Para el izado y colocación de la armadura se empleó una Link Belt 318 de 30 metros de pluma. La armadura

de 800 mm. iba dotada de camisa de 3 metros de longitud en su extremo superior, al quedar esta zona bajo el agua una vez finalizada la ejecución.



Foto 5. Tramo de cabeza con chapa metálica y tubería de auscultación

Debido al gran peso de la armadura (18.500 kg.), fue necesario el refuerzo de los empalmes para evitar que al izarla se deformara totalmente en el aire.

#### Hormigonado

Para hormigonar se empleó tubería Tremie convencional  $\phi_{int}=23$  cm. Debido al peso de la tubería y los esfuerzos soportados durante el hormigonado en caso de atranques, se emplearon latiguillos de 8 mm. para el empalme y se reforzaron las tolvas y corbatas de cuelgue.

También se emplearon "separadores" (ver foto 6) entre el hormigón del primer vertido y el lodo de la tubería, para evitar el "lavado" del cemento en su recorrido hasta el fondo. De esta forma, al hacer los registros sónicos no se detectaron problemas en la punta.

El exceso de hormigón fue mínimo a lo largo de la obra, produciéndose este exceso de modo constante a lo largo de toda la longitud del elemento.

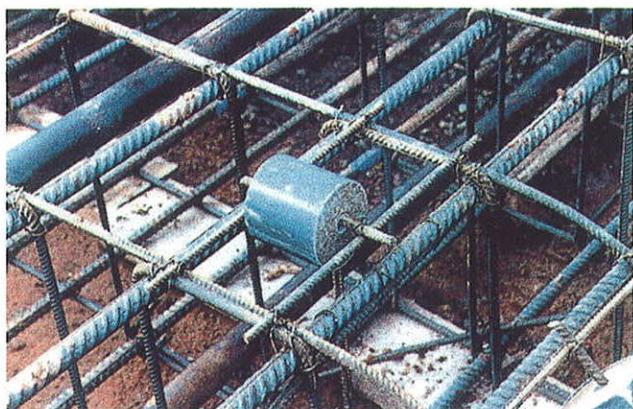


Foto 6. Separadores en armadura de 800 mm

tiempo de hormigonado varió entre 4:30 y 6:00 horas en los elementos de 800 mm., y alrededor de las 6:00 h. en los de 1000 mm.



Foto 7. Descabezado de elementos portantes (1)

problemas que pueden surgir y, en consecuencia, prepararse convenientemente para su resolución.

- La importancia de adecuar los equipos a emplear a todos los detalles de la obra a ejecutar.

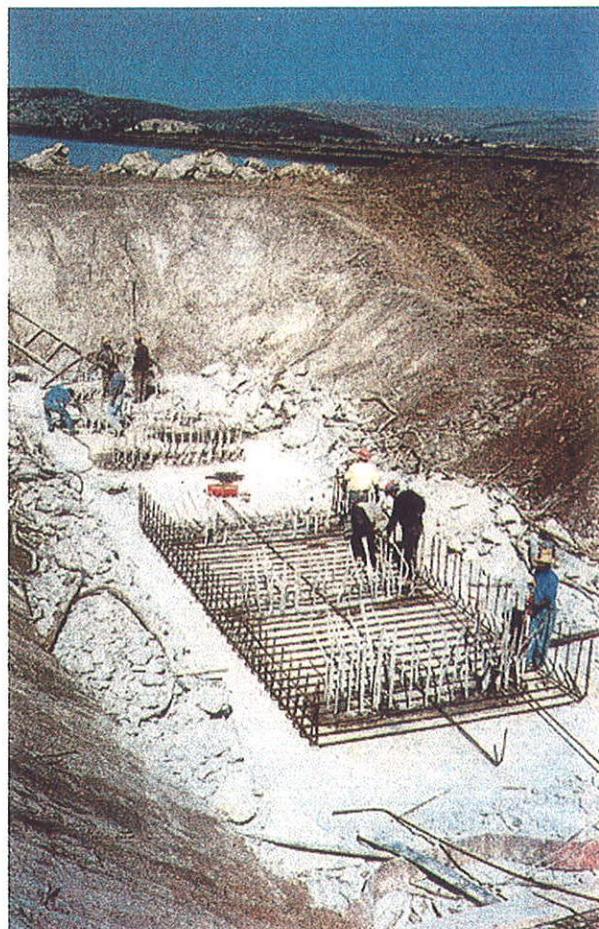


Foto 8. Descabezado de elementos portantes (2)

- La gran importancia del correcto control y continuo de los lodos bentoníticos.
- En resumen, la gran importancia de tener "suerte" en estos trabajos que tienen relación con el suelo. Sobre todo teniendo en cuenta que "suerte" suele ser la mezcla de experiencia, preparación y trabajo.

## 5. COMENTARIOS FINALES

Recalcar la importancia de:

- Un correcto y exhaustivo conocimiento del terreno donde se va a ejecutar la obra. Permite prever los





Los Llanos de Jerez, 10 y 12 - 28820 Coslada (Madrid) Tel. 91 660 30 00 - Fax 91 671 64 60

---