



SOCIEDAD ESPAÑOLA DE
MECÁNICA DEL SUELO
E INGENIERÍA GEOTÉCNICA



ASOCIACIÓN DE EMPRESAS
DE LA TECNOLOGÍA
DEL SUELO Y SUBSUELO

JORNADAS TÉCNICAS SEMSIG-AETESS

11ª SESIÓN TRATAMIENTOS EN TÚNELES Y GALERÍAS

Con la colaboración de
Ente Público Puertos del Estado
Ministerio de Fomento



Colegio de Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos

JORNADAS TECNICAS

SEMSIG-AETESS

**TRATAMIENTOS EN TÚNELES
Y GALERIAS**

Con la colaboración de
ENTE PÚBLICO PUERTOS DEL ESTADO
MINISTERIO DE FOMENTO
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS,
CANALES Y PUERTOS

Madrid, 3 de marzo de 2011

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

IMPRIME: VisaGrafic, S.L.
Tel.-fax: 91 739 88 75
e-mail: visagrafic@telefonica.net
D. legal: M-20585-2011
ISBN: 978-84-614-2446-7.

Presentación

Con la Jornada sobre «Tratamientos en túneles y galerías» continuamos la serie de sesiones técnicas que la Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica (SEMSIG) y la Asociación de Empresas de la Tecnología del Suelo y Subsuelo (AETESS) organizamos desde 2001.

Desde esta época hemos desarrollado los temas de *Pilotes para la edificación, Muros-pantalla en ámbito urbano, Micropilotes, Mejora del terreno mediante inyecciones y «jet-grouting», Anclajes, Técnicas de mejora del terreno, Actuaciones y rehabilitación en construcciones históricas y singulares, Pilotes de gran diámetro, Protección y refuerzo de taludes, Actuaciones geotécnicas en obras portuarias...*

En este tiempo, más de 4.000 profesionales han participado de este proyecto conjunto, que, en su undécima sesión, continúa con su objetivo inicial de ofrecer un foro de discusión donde reunir a los profesionales de la ingeniería del terreno interesados en poner en común, actualizar y discutir las diferentes técnicas que se utilizan actualmente en obras civiles y edificación.

La acogida de nuestra iniciativa durante estos años ha superado nuestras expectativas, por lo que resulta obligado agradecer a asistentes, ponentes y promotores su indispensable colaboración en estas Jornadas técnicas y animarles a estar con nosotros en futuras convocatorias.

Con nuestro agradecimiento...

Madrid, 3 de marzo de 2011.

César Sagaseta Millán
PRESIDENTE DE SEMSIG

José María Echave Rasines
PRESIDENTE DE AETESS

Introducción

La presente publicación constituye la Memoria de la 11ª Sesión SEMSIG-AETESS sobre «Tratamientos en túneles y galerías», que tuvo lugar el 3 de marzo de 2011 en el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid con la colaboración de AETOS (Asociación Española de Túneles y Obras Subterráneas) y MINTRA.

Don Jesús Trabada Guijarro, Consejero delegado de MINTRA, inauguró la sesión aquí recogida.

En la primera parte se reúnen las ponencias dedicadas a «Diseño» a través de las intervenciones de Carlos Oteo Mazo, Catedrático de Ingeniería del Terreno; José María Rodríguez Ortiz, Catedrático de Mecánica del Suelo y Cimentaciones UPM, y Pietro Lunardi, de Lunardi Consulting Engineers, con los temas de *Tratamientos con inyecciones de compensación y otras técnicas*, *Tratamientos de mejora y consolidación mediante «jet-grouting»*, *inyecciones...* y *Método ADECO-RS como sistema de avance durante la excavación de túneles*, respectivamente. La sesión y el debate posterior estuvieron presididos por Manuel Arnáiz Ronda, Presidente de AETOS.

En la segunda parte se abordaron los temas relacionados con «Ejecución y Control» de las obras a través de las presentaciones de expertos de las empresas de AETESS. Por este orden: *Tratamientos en terrenos carstificados: túneles de Abdalajís*, por Gustavo Armijo (GEOCISA); *Tratamiento de impermeabilización y consolidación L1 metro MFB estación Baró de Viver*, por Leoncio Prieto Tercero (GRUPO RODIO-KRONSA); *Refuerzos del terreno en cruce de túneles FGC y RENFE, intercambiador de Terrassa*, por Juan Carlos Novarece (SITE), y por último, *Actuaciones con «superjet-grouting» en pozo de ventilación del Tr. Sants-Sagrera LAV (Barcelona)*, aplicación del método ADECO-RS en túnel de Pozzolatico (Florencia). La mesa estuvo presidida por José María Echave Rasines, Presidente de AETESS.

César Sagaseta Millán, Presidente de SEMSIG, fue el encargado de clausurar la sesión.

Índice

PRIMERA SESION: DISEÑO Y CONTROL

Tratamientos de mejora y consolidación mediante <i>jet-grouting</i>, inyecciones, etc.	15
D. José María RODRÍGUEZ ORTIZ (Gamma-Geotécnica)	
1. Introducción	15
2. Métodos de tratamiento	15
2.1. Inyecciones <i>jet-grouting</i>	16
a) Inyecciones de sellado o reducción de la permeabilidad	17
b) Inyecciones de cementación	19
c) Inyecciones de relleno	20
d) Inyecciones de consolidación o compactación	20
e) Inyecciones de refuerzo o armadas con elementos metálicos.....	20
f) Otras observaciones.....	21
2.2. <i>Jet-grouting</i>	21
Comparación entre métodos	25
a) Inyecciones y <i>jet-grouting</i>	25
b) <i>Jet-grouting</i> y micropilotes	25
2.3. Columnas de mortero	25
2.4. Otros casos de sustitución del terreno	27
2.5. Congelación	27
2.6. Tratamientos desde el propio túnel	28
2.7. Drenaje al avance.....	29
2.8. Tratamientos bajo cursos de agua	30
2.9. Limitación del drenaje producido por el túnel	30
3. Referencias	31
Inyecciones de compensación y otras técnicas especiales	33
D. Carlos OTEO MAZO (Catedrático de Ingeniería del Terreno)	
1. Introducción	33
2. Inyecciones de compensación.....	35
2.1. Antecedentes históricos.....	35
2.2. Características actuales	37
2.3. Desarrollo de la compensación	39
2.4. Distinción de las etapas de un tratamiento	44
2.5. Eficacia de la compensación de movimientos	45
2.6. Análisis teórico de la compensación	48
2.7. Algunos ejemplos de compensaciones de asentos	51
2.8. Algunas conclusiones sobre la compensación	57
3. Otras técnicas especiales	58
3.1. Refuerzo con pilotes de mortero	58
3.2. Inestabilidad dorsal	61
3.3. Relleno de huecos en trasdós.....	62
3.4. Otras técnicas simples o combinadas	65
4. Previsión de asentos	67
5. Conclusiones	68
6. Agradecimientos	69
7. Bibliografía.....	69

The ADECO-RS approach as design and construction system to industrialize tunnel excavation: the Italian experience	71
D. Pietro LUNARDI (Lunardi's Geoengineering Office)	
1. Introduction	71
2. General background of the project	71
3. Design	72
3.1. The geological-geotechnical context (survey phase).....	
3.2. Predicting the behaviour of the rock and soil masses in response to excavation (diagnosis phase)	72
3.3. Definition of excavation methods and stabilisation measures (therapy phase)	72
4. Tunnel construction	74
4.1. Type of contract	74
4.2. Operational phase	74
4.3. The monitoring phase	77
4.3.1 Monitoring during construction	77
5. Conclusions	77
References.....	78
Mesa Redonda sobre Diseño y Control	79

SEGUNDA SESION:

EJECUCIÓN

Tratamientos en terrenos carstificados: túneles de Abdalajís	87
D. Gustavo ARMIJO PALACIO (GEOCISA)	
1. Introducción	87
2. Información aportada por los estudios previos	87
3. Comportamiento observado durante la construcción de los túneles	90
4. Medidas adoptadas	92
4.1. Tratamiento con inyecciones del terreno circundante	92
4.2. Construcción de un anillo de refuerzo en cada túnel	96
5. Comportamiento observado después del tratamiento	98
6. Conclusiones	98
Tratamiento de impermeabilización y consolidación de la Línea 1 del F.M.B. en la estación de Baró de Viver (Barcelona)	101
D. Leoncio PRIETO TERCERO (GRUPO RODIO-KRONSA)	
1. Introducción	101
2. Descripción del proyecto	102
2.1. Entorno del área de actuación	102
2.2. Marco geológico-geotécnico	102
2.3. Hidrogeología y evolución piezométrica	102
2.4. Estructura de la estación y del túnel	103
2.5. Patologías de la estación y del túnel	103
3. Ejecución de las obras	104
3.1. Prueba de inyección	104
3.2. Descripción de la solución proyectada	105
3.3. Ejecución de las obras	106
4. Instrumentación	108
Prolongación de línea de FGC a Terrassa. Estación intercambiador con RENFE Terrassa (Barcelona). Refuerzo del terreno en el cruce de los túneles. Paraguas con armaduras de fibra de vidrio	109
D. Juan Carlos NOVARECE (SITE)	
1. Introducción.....	109
2. Descripción general de la obra.....	110
2.1. Problemas presentes	110
2.2. Solución adoptada.....	111
3. Geología y características geotécnicas	113
3.1. Geología de la zona de las obras	113
3.2. Tectónica y sismicidad	113
3.3. Hidrología	113

3.4. Geología de la estación del intercambiador	114
3.5. Características geotécnicas de los suelos y rocas del Intercambiador	114
3.6. Resumen de parámetros geotécnicos del Intercambiador	115
4. Descripción de las armaduras	116
4.1. Flexión en probetas	117
4.2. Tracción en probetas	117
4.3. Cortante en probetas.....	118
4.4. Compresión en probetas	119
4.5. Flexión en tubos.....	120
4.6. Densidades	121
4.7. Resumen de resultados	122
5. Proceso constructivo	122
5.1. Sistema de perforación	123
5.2. Procedimiento	123
6. Auscultación y control	125
6.1. Diseño	125
6.2. Seguimiento.....	127
7. Resumen y conclusiones.....	128
7.1. Medición	128
7.2. Resultados.....	128
8. Agradecimientos	128
9. Bibliografía	128
Actuaciones con <i>superjet-grouting</i> en pozo de ventilación del Tr. Sants-Sagrera Lav (Barcelona) y aplicación del Método ADECO-RS en túnel de Pozzolatico (Florenca)	131
D. Goran VUKOTIC (KELLERTERRA)	
1. Actuaciones con <i>superjet-grouting</i> en pozo de ventilación del Tr. Sants-Sagrera Lav (Barcelona).....	131
1.1. Introducción	131
1.2. Características geotécnicas	133
1.3. Descripción de la solución adoptada	133
1.3.1. <i>Superjet-grouting</i>	134
1.3.2. Geometría y justificación de la solución adoptada	135
1.4. Ejecución de los trabajos	138
1.4.1. Preparación de la plataforma de trabajos	138
1.4.2. Ejecución de las columnas	138
1.5. Control de ejecución y de resultados	139
1.5.1. Control durante la ejecución de la obra	139
1.5.2. Control del tratamiento realizado: prueba de bombeo	140
1.6. Bibliografía	141
2. Aplicación del sistema ADECO-RS para la excavación del túnel de Pozzolatico (Florenca)	141
2.1. Introducción	141
2.2. Perfil geológico del terreno	142
2.3. Solución adoptada	143
2.3.1. ADECO-RS: datos básicos	143
2.3.2. Aplicación del Método ADECO-RS en el túnel de Pozzolatico	144
2.3.3. Control y auscultación durante la ejecución	149
2.3.4. Algunos detalles de ejecución	150
2.4. Conclusiones	151
2.5. Bibliografía	151
Mesa Redonda sobre Ejecución	155

Primera Sesión:

DISEÑO Y CONTROL

Ponentes: D. José María Rodríguez Ortiz
D. Carlos Oteo Mazo
D. Pietro Lunardi

Tratamientos de mejora y consolidación mediante *jet-grouting*, inyecciones, etc.

José María RODRÍGUEZ ORTIZ

DR. INGENIERO DE CAMINOS
CATEDRÁTICO DE MECÁNICA DEL SUELO Y CIMENTACIONES
U.P. DE MADRID
GAMMA GEOTÉCNICA, S.L.

1. Introducción

Existen muchos casos en los que la ejecución de túneles requiere una mejora o tratamiento del terreno, bien para hacer viable la construcción o para reducir las afecciones en el entorno. A veces el objetivo del tratamiento es reducir las afluencias de agua o permitir la continuidad de un determinado método constructivo ante unas condiciones geotécnicas adversas.

En los túneles convencionales, algunos tratamientos pueden hacerse desde el propio túnel, siendo también posible introducir cambios puntuales en el sistema constructivo o en el sostenimiento. En los métodos con tuneladora existen muchas limitaciones para trabajar desde la máquina, no sólo la perturbación creada por las paradas, sino la falta de espacio para introducir los equipos adecuados o para obtener una cobertura suficiente del volumen a tratar. Es por ello que, salvo en el caso de grandes profundidades, se prefiere la ejecución de los tratamientos desde superficie y antes de la llegada de la tuneladora.

En esta ponencia vamos a comentar algunos de los métodos de tratamiento más usuales junto con una serie de observaciones derivadas de nuestra experiencia.

No trataremos las inyecciones de compensación, que son objeto de otra ponencia, ni los elementos de sostenimiento al avance, tales como paraguas de micropilotes, precorte, etc.

2. Métodos de tratamiento

De manera simplificada, los tratamientos usuales en España y en otros países se resumen en el cuadro 1. No incluimos otros posibles métodos: compactación dinámica, vibroflotación, etc., por ser raramente ejecutados en la construcción de túneles.

Por supuesto, el tipo de tratamiento viene condicionado por la naturaleza del terreno, la geometría del problema, los condicionantes del entorno (edificios, servicios, etc.) y el tipo de túnel.

En bastantes casos caben distintos tipos de soluciones para un mismo problema, por lo que la selección del procedimiento a emplear requiere una buena información geotécnica (resistencia, permeabilidad, granulometría, y plasticidad, como mínimo, en caso de suelos y estructura: fracturación, disposición de los estratos, etc.), materiales de relleno de juntas, permeabilidad del macizo y resistencia en caso de rocas. Por supuesto, hay que conocer la naturaleza de las aguas y la eventual presencia de componentes químicos o contaminantes que puedan perjudicar el resultado de la inyección.

Cuadro 1. TIPOS DE TRATAMIENTOS

EFFECTO BUSCADO	TIPO DE TRATAMIENTO
Cementación o mejora de cohesión	– Inyección de conglomerantes.
	– Impregnación con inyecciones químicas.
	– Precarga.
	– Sustitución del terreno (<i>jet-grouting</i> , <i>deep mixing</i> , etc.).
	– Inclusiones (micropilotes, inyecciones armadas): paraguas, barreras laterales.
	– Congelación.
Reducción de la permeabilidad	– Sellado de juntas o poros con productos penetrantes estables.
	– Barreras de estanqueidad (inyecciones, <i>jet-grouting</i> , etc.).
Consolidación o reducción de la deformabilidad	– Inyecciones de compactación con morteros.
	– Productos expansivos encapsulados.
Relleno de huecos	– Hormigones y morteros.
	– Productos expansivos.
Incremento de volumen del terreno	– Inyecciones de compensación.

2.1. INYECCIONES

Cronológicamente, es el método más antiguo, utilizado fundamentalmente con el objetivo de cementar y consolidar terrenos sueltos generalmente cargados de agua. Son sobradamente conocidos los tratamientos realizados en París (Godard, 1986) y Milán, en depósitos aluviales de arena y grava para la realización del metro y algunos túneles viarios (Fig. 1). Como se observa, en bastantes casos se recurría a galerías auxiliares para ejecutar las inyecciones sin afcción en superficie.

Las galerías auxiliares son interesantes cuando pueden realizarse por encima del nivel freático y el terreno tiene una mínima consistencia, ya que en caso contrario se requieren métodos especiales para la ejecución de la propia galería: minituneladoras, mejora del terreno desde superficie, *jet-grouting* al avance, etc. La casi inevitable presencia de elementos metálicos de sostenimiento excluye esta alternativa cuando se trata de túneles mecanizados. Aunque los diámetros de las galerías varían entre 3 y 5 m, en algunos casos se han utilizado tubos de hormigón empujados.

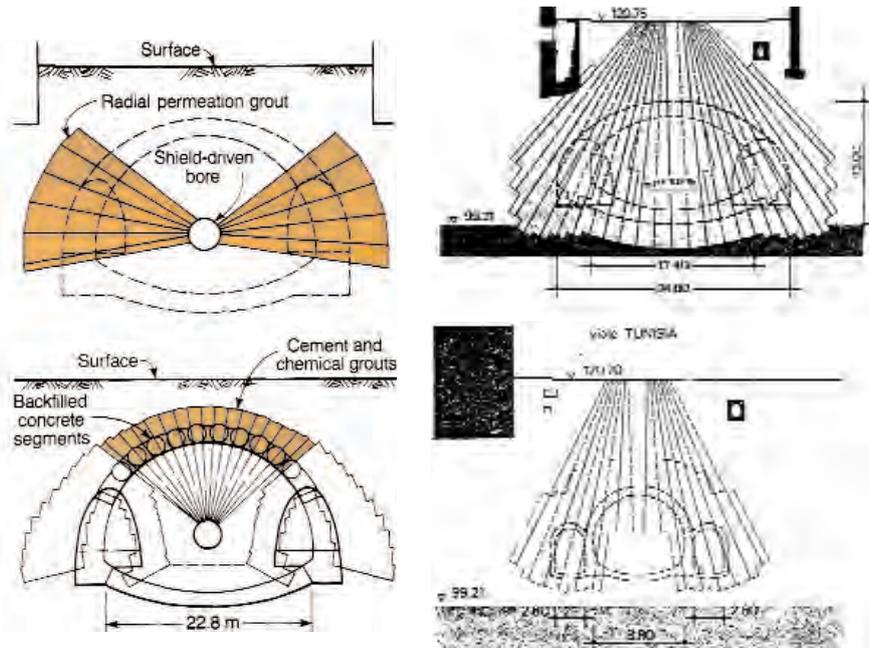


Figura 1. EJECUCION DE INYECCIONES DESDE GALERIAS AUXILIARES Y DESDE SUPERFICIE EN EL METRO DE MILAN (Tornaghi et al., 1986).

En la figura 2 se muestra la galería de 3,72 m de diámetro utilizada en el túnel Zimmerberg para atravesar un área de Zurich con escasa montera en terreno aluvial flojo. En zonas críticas el tratamiento resultaba insuficiente y se sustituyó por un pórtico formado por una losa de hormigón sobre dos alineaciones de micropilotes (Bosshard y Matter, 2000).

En la figura 3 se muestra un caso en que las inyecciones se han realizado desde el sótano de un edificio, dada la imposibilidad de trabajar desde la calle (Van der Stoel et al., 1998).

No vamos a abarcar toda la casuística de las inyecciones, los productos de inyección y los métodos de aplicación, ya que existen numerosos tratados y publicaciones al respecto. Normalmente la inyectabilidad de un suelo viene marcada por el tamaño de sus poros, a su vez relacionable con la permeabilidad, mientras que en caso de rocas es determinante la apertura de las fisuras o juntas y el grado de relleno de las mismas.

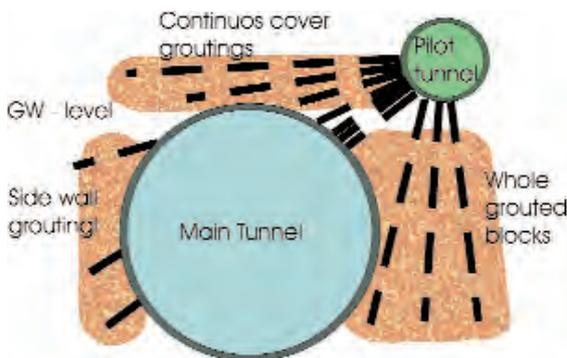


Figura 2. TRATAMIENTO DEL TERRENO MEDIANTE INYECCIONES DESDE UNA GALERIA PILOTO PARA LA EJECUCION DEL TUNEL DE ZIMMERBERG, EN ZURICH (Bosshard y Matter, 2000).

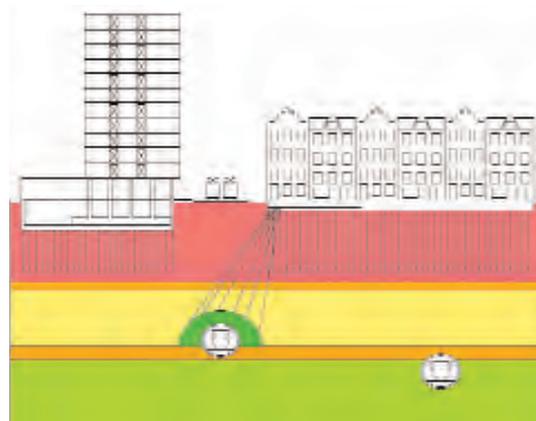


Figura 3. EJECUCION DE INYECCIONES DESDE UN SOTANO (Van der Stoel et al., 1998).

Por ello no son inyectables los suelos arcillosos ni los limos finos, aunque puede hacerse penetrar la inyección por fracturación hidráulica o *claquage*.

Los suelos gruesos, de grava y arena, pueden inyectarse con lechadas de cemento; pero cuando el tamaño de los poros disminuye hay que recurrir al microcemento o a inyecciones de tipo químico, de baja viscosidad, como los sistemas de silicatos o acrilatos.

La tabla 1 puede dar una idea de los huecos por los que es capaz de penetrar determinado producto, y también es posible especificar una viscosidad mínima para que la inyección penetre en suelos de una determinada permeabilidad (tabla 2).

Tabla 1

MATERIAL	DIÁMETRO DE PARTÍCULAS SÓLIDAS
Cemento Portland normal	102-140 μm
Silicatos	50-75 μm
Microcemento	32-24 μm
Cemento ultrafino	12 μm
Humo de sílice	< 1 μ

Tabla 2

PERMEABILIDAD DEL TERRENO	VISCOSIDAD* DEL PRODUCTO INYECTABLE
10^{-4} cm/s	< 2 cP
10^{-3} cm/s	< 5 cP
10^{-2} cm/s	< 10 cP

* El agua tiene una viscosidad de 1 cP a 20 °C.

No obstante, podemos indicar que los sistemas más utilizados en nuestro país son de los tipos siguientes:

Tabla 3

MATERIAL	PROPIEDADES Y CAMPO DE APLICACIÓN
Cemento	Dosificaciones usuales (C/A) 1:1, 1,5:1 y 2:1. Inyecta suelos granulares gruesos, pero se emplea frecuentemente con hidrofracturación.
Gel de sílice	La viscosidad varía en función de la concentración de silicato sódico. Para concentraciones hasta el 50 % se obtienen viscosidades de 2,5 a 12 veces la del agua. Tiempos de gelificación muy cortos. Tiene problemas de durabilidad y sinéresis.
Microcemento	Puede penetrar en arenas finas y proporciona una cementación estable.
Resinas de poliuretano	Pueden ser acuarreactivas o de dos componentes. Presentan viscosidad elevada (> 100 cP), por lo que su utilización principal se centra en relleno de huecos, sellado de agua en fisuras, etc.
Acrilatos	Tienen muy baja viscosidad (1cP), largos tiempos de gelificación (hasta 2 h) y un importante poder cementante (1,5 MPa), por lo que son útiles en suelos finos.

En los casos en que existe flujo de agua es frecuente el empleo de mezclas tratadas con polímeros o espumas para evitar arrastres y lavados. También se emplean productos expansivos, acelerantes de fraguado, etc.

Es habitual la adición de bentonita para facilitar la penetrabilidad de las mezclas. Inversamente se pueden añadir productos densificantes o espesantes.

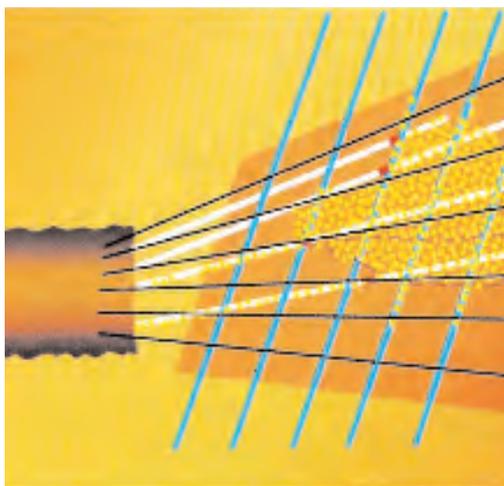


Figura 4. INYECCIONES AL AVANCE CON UN PRIMER RELLENO MEDIANTE RESINAS DE POLIURETANO Y UNA SEGUNDA FASE CON MICROCEMENTO (Cortesía de De Neef).

En cuanto a túneles, hay muchas modalidades de empleo de los productos citados. Haremos mención de algunos de ellos.

a) Inyecciones de sellado o reducción de la permeabilidad

Con frecuencia las administraciones especifican una determinada reducción de la permeabilidad (por ejemplo, dos órdenes de magnitud); pero es difícil definir, en fase de diseño, la forma en que puede conseguirse tal reducción, por lo que suele procederse en obra por aproximaciones sucesivas, cerrando la malla de taladros, cambiando el tipo de mezcla, etc., si los valores alcanzados son insuficientes..

En caso de macizos rocosos se está imponiendo la técnica del *pre-grouting*; es decir, inyecciones a cierta distancia por delante del frente de avance del túnel. La experiencia indica que el empleo de presiones elevadas cerca del frente puede originar la inestabilidad del mismo, así como el desprendimiento de cuñas.

Por ello se tiende a inyectar a mayor distancia pero con presiones elevadas (50 a 100 bares), ya que la lechada sufre importantes pérdidas de carga al penetrar por las delgadas fisuras de la roca (Barton, 2004).

b) Inyecciones de cementación

El control del resultado suele hacerse a través de la resistencia a compresión simple del terreno inyectado o especificando un determinado valor del módulo de deformación del terreno mejorado (Fig. 9). También hay medidas indirectas, tales como ensayos de penetración o presiométricos, medida de velocidad de ondas superficiales, etc. En esta misma línea es frecuente variar el volumen específico de inyección (litros/m³) según las necesidades resistentes de cada zona (Fig. 10). Las mezclas preparadas en laboratorio son poco representativas, aunque pueden constituir una orientación.



Figura 8. DISTRIBUCION IRREGULAR DE LA IMPREGNACION CON SILICATOS. (Se ha utilizado un reactivo para colorear las zonas inyectadas.)

En la figura 9 se muestra el caso del metro de Yokohama, en el que se emplearon distintos volúmenes de inyección por metro cúbico en función de las solicitaciones previstas en cada zona. Por ejemplo, en los hastiales se emplearon ratios de inyección del 40 %, mientras que en la parte central se redujeron al 30 % y bajo el nivel de solera se consideró suficiente el 10 %.

Estos tratamientos envolventes son necesarios cuando todo el terreno en que se encaja el túnel es de baja calidad o permeable. En algunos casos el tratamiento se hace desde el propio túnel mediante aureolas solapadas (Fig. 10).

Habitualmente se emplea la técnica del tubo-manguito, con válvulas separadas 0,50 m, aunque esta distancia puede modificarse. La separación entre taladros suele variar de 1 a 3 m, en función de la resistencia que se desee alcanzar, aunque también hay que tener en cuenta la permeabilidad.

Normalmente, las inyecciones se controlan por presión o por volumen inyectado. Es difícil establecer limitaciones de presión, por lo que la práctica habitual consiste en empezar con valores relativamente bajos (del orden de 1-2 bares para profundidades inferiores a unos 15 m y 3-5 bares para profundidades mayores) e ir aumentando si las admisiones son bajas

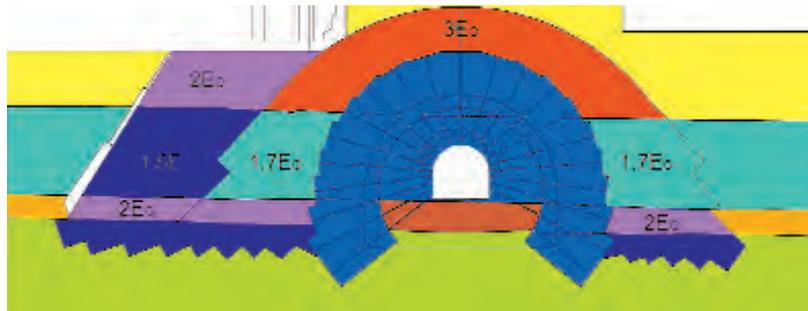


Figura 8 bis. ESPECIFICACION DE MODULOS DE DEFORMABILIDAD A CONSEGUIR MEDIANTE INYECCION EN EL ENTORNO DEL TUNEL Y BAJO EDIFICIOS (Amagliani y Valois, 1991).

y el terreno no se levanta o agrieta. En Estados Unidos, sobre todo en el tratamiento de cimentaciones de presas, se ha utilizado mucho la regla de 0,23 bares por metro de profundidad, a pesar de ser un tanto elevada en caso de suelos con un grado bajo de preconsolidación insuficiente en caso de macizos rocosos. En Europa, y para conseguir inyectar fisuras en roca, se ha manejado la regla de 1 bar por metro de profundidad, la cual no debe aplicarse en suelos.

Estas limitaciones no son aplicables cuando la presión necesaria para romper la vaina de lechada que confina exteriormente los tubos-manguito puede superar fácilmente los 12 bares.

Es importante medir las presiones en boca de taladro. Dado que las bombas de pistón accionan por emboladas, la gráfica de presiones muestra un pico inicial de muy corta duración que puede superar la presión límite especificada, sin que ello tenga gran trascendencia.

La inyección debe penetrar de forma suave en el terreno si se quiere evitar la hidrofracturación, por lo que deben limitarse los caudales de inyección (o, lo que es lo mismo, el número de emboladas por minuto).

Mientras se desconocen las admisiones medias (litros por metro o por manguito) debe establecerse un límite al volumen inyectado en cada manguito con objeto de no crear grandes volúmenes fluidos en el terreno que pueden dar lugar a fuertes sobrepresiones intersticiales. Son valores normales, según la permeabilidad del terreno, admisiones del orden de 100 a 300 l/m.

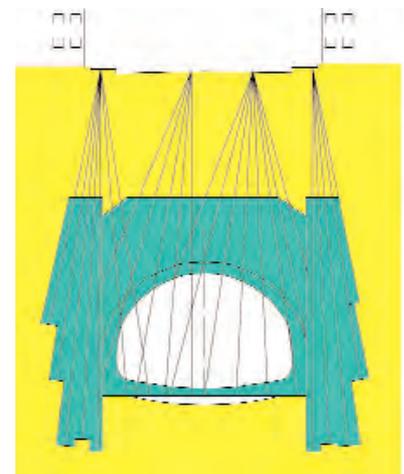


Figura 9. TRATAMIENTO ENVOLVENTE DE INYECCIONES CON DISTINTOS VOLUMENES / m³ EN EL METRO DE YOKOHAMA (Ban et al., 1985).

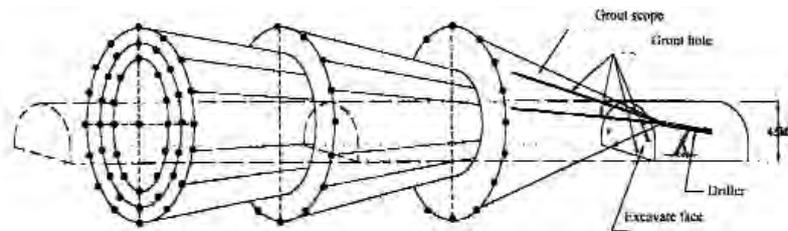


Figura 10. AUREOLAS DE INYECCION EJECUTADAS AL AVANCE DESDE EL PROPIO TUNEL (Tseng *et al.*, 2001).

Es importante repartir homogéneamente la inyección trabajando con taladros sucesivos suficientemente espaciados. Hay que tener en cuenta que las lechadas fluidas pueden tardar varios días en fraguar. En determinados casos es útil el empleo de acelerantes.

c) Inyecciones de relleno

Se utilizan habitualmente en terrenos carstificados, aunque su empleo más frecuente suele ser el relleno de huecos bajo pavimentos rígidos o semirrígidos que enmascaran la subsidencia creada por las obras subterráneas. A este fin son bastante útiles las inyecciones expansivas de resinas de poliuretano.

En caso de huecos accesibles desde superficie, la mejor solución es rellenar con bomba de hormigón utilizando morteros u hormigones pobres. Generalmente, la penetración de estos morteros de consistencia viscosa no permite alcanzar zonas angostas, por lo que es frecuente completar el tratamiento mediante inyecciones convencionales de tubomanguito con lechadas fluidas de cemento.

Si los huecos son muy grandes, conviene introducir primero rellenos inertes o tabicar parcialmente la zona afectada, con objeto de reducir los volúmenes de inyección. Se han desarrollado productos especiales formadores de burbujas, con importantes cambios de volumen, etc., que pueden reducir los consumos de material.

En caso de túneles ejecutados con tuneladoras, los tratamientos correctores de chimeneas o huecos deben hacerse con materiales de baja movilidad para evitar cementar el escudo o la cabeza de la tuneladora.

d) Inyecciones de consolidación o compactación

Son propiamente elementos de sustitución del terreno blando por un producto denso –generalmente morteros de cemento– que, sometidos a determinadas presiones, comprimen el terreno, mejorando su resistencia y aumentando su módulo de deformación. Estas inyecciones también se denominan «de movilidad reducida», y son interesantes, aunque se empleen casi sin presión, cuando se quiere evitar que la lechada llegue a colectores, instalaciones, etc., por donde pueda encontrar un escape fácil.

El equipo necesario es más robusto que el de las inyecciones de tubomanguito, dada la viscosidad del producto y los volúmenes movilizados. Normalmente se utilizan arenas redondeadas de tamaño máximo no superior a 2 mm, con tamaños medios en la gama 0,5-1 mm.

La inyección se realiza por el extremo de un tubo introducido en el terreno, el cual se va retirando progresivamente por escalones de 0,50 a 1,00 m. Para conseguir una compresión efectiva deben inyectarse volúmenes apreciables (50 a 200 litros/0,5 m), siendo necesarias presiones elevadas (15 a 25 bares). Las presiones suelen estar limitadas por las estructuras próximas y para evitar levantamientos en superficie.

La distancia entre taladros no debe ser superior a unos 2 m.

Recientemente se están empleando resinas de poliuretano que se expanden dentro de unas celdas cilíndricas introducidas por un taladro de pequeño diámetro.

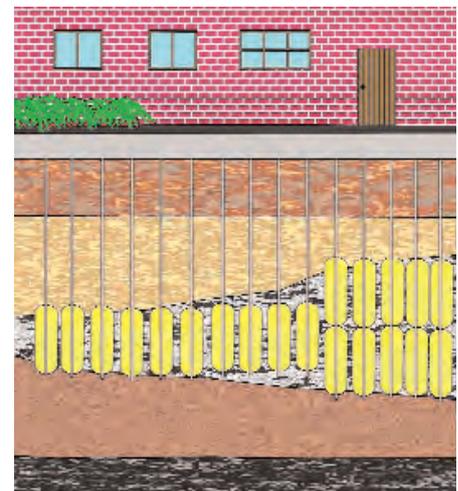


Figura 11. CELDAS INFLABLES INYECTADAS CON RESINAS DE POLIURETANO PARA CONSOLIDAR SUELOS BLANDOS.

e) Inyecciones de refuerzo o armadas con elementos metálicos

Como es sabido, la introducción de inclusiones metálicas (redondos de acero, micropilotes, carriles, etc.) en el terreno mejora la resistencia al corte del mismo. Si dichas inclusiones se configuran como tubos-manguito es posible introducir lechadas de inyección como refuerzo del terreno. Con frecuencia se fuerza la presión de las lechadas para producir la hidrofracturación del terreno (*claquage*) y crear vetas de lechada fraguada en el mismo, formando una retícula que mejora notablemente las propiedades resistentes y deformacionales.

Aunque se realiza con cierta frecuencia, el empleo de los micropilotes como tubos de inyección en un paraguas o en una barrera lateral no es una práctica deseable, ya que las válvulas debilitan la sección estructural de acero. Mejor solución suele ser independizar la función resistente de los pilotes de la de impermeabilización, para lo cual pueden intercalarse otros taladros; por ejemplo, con tubos de PVC.

f) Otras observaciones

Conviene advertir que las inyecciones introducen en el terreno un fluido cuyos efectos iniciales pueden ser muy similares a los del agua, por lo que existe cierto riesgo de provocar el colapso de terrenos flojos, rellenos, etc. Por ello hay que tener cuidado cuando se inyecta bajo edificios o servicios. También hay un riesgo evidente cuando se inyecta junto a elementos muy cargados, como es el caso de los pilotes o las cimentaciones de edificios altos. En tratamientos muy densos hay que contar igualmente con la pérdida de suelo asociada al terreno extraído en los taladros de inyección.

No debe olvidarse que las inyecciones tienen mucho de arte, por lo que los proyectos de inyecciones son sólo una aproximación al problema. Afortunadamente, ahora se cuenta con unas técnicas de auscultación que permiten conocer los efectos de la inyección en tiempo real, lo cual permite ajustar las presiones y admisiones. Es importante repartir lo más posible los puntos de inyección para que no se generen movimientos diferenciales que puedan perjudicar las estructuras del entorno, incluidos túneles preexistentes.

Por último, hay que advertir que en bastantes países, y por condiciones ambientales, existen severas limitaciones respecto a la introducción de productos químicos en el terreno, lo cual puede hacer inviables determinados tipos de inyecciones, como las acrilamidas.

2.2. JET-GROUTING

Es un procedimiento relativamente moderno que ha desplazado a las inyecciones en muchas aplicaciones, entre otras razones, por el mejor control de la masa inyectada y las mayores garantías respecto a resistencia e impermeabilidad.

En caso de túneles, la aplicación más clara ha sido la de constituir un bloque de terreno tratado al abrigo del cual podía excavar un túnel por métodos convencionales, sin riesgo de desprendimientos o entradas de agua.

La mejor solución ha sido la de columnas verticales ejecutadas desde superficie (Fig. 12); pero esta solución no siempre es viable y resulta muy costosa, sobre todo cuando la montera es importante. Cuando se requiere estanqueidad no es conveniente ejecutar taladros muy largos, ya que hay que contar con las inevitables desviaciones, dando lugar a defectos de intercepción entre columnas y a la existencia de zonas sin cementar. Podría decirse que los problemas aparecen al sobrepasar los 15-20 m. En la figura 13 se muestra la utilización del *jet* con objeto de crear bloques impermeables para el cambio de cortadores en el metrotrén de Gijón.

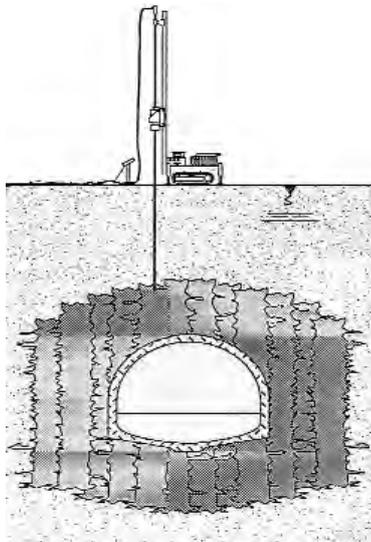


Figura 12. TRATAMIENTO COMPLETO CON JET-GROUTING VERTICAL (Pacchiosi).

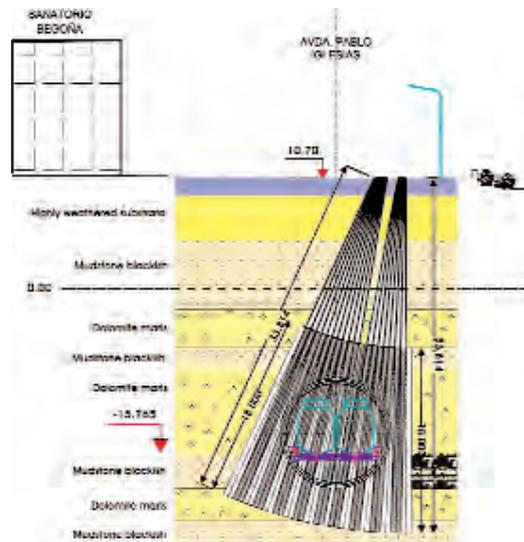


Figura 13. CREACION DE MACIZOS DE JET-GROUTING EN EL METROTREN DE GIJON.

Como alternativa se ha recurrido en bastantes casos a realizar coronas de *jet* al avance en torno al perfil del futuro túnel, con lo que se reduce la longitud de perforación y el volumen total de suelo tratado (Fig. 14). Sin embargo, también es una solución problemática debido a:

- Desviaciones verticales de las columnas y defectos de estanqueidad.
- Difícil control del rechazo y de la salida de agua por los taladros, con lo que pueden agravarse los problemas de subsidencia.
- Necesidad de hacer diafragmas o tapes frontales periódicamente.
- Incertidumbre en el diámetro de las columnas cuando se atraviesan terrenos de distinta naturaleza.
- Rotura de las columnas al trabajar a flexión en determinadas condiciones de ejecución.
- Riesgo de levantamiento del terreno en túneles someros.

En países como Brasil e Italia se ha conseguido rodear completamente el túnel de columnas de *jet* creando unas envolventes cónicas que, junto con tabiques –también de *jet*– regularmente espaciados, permiten una excavación

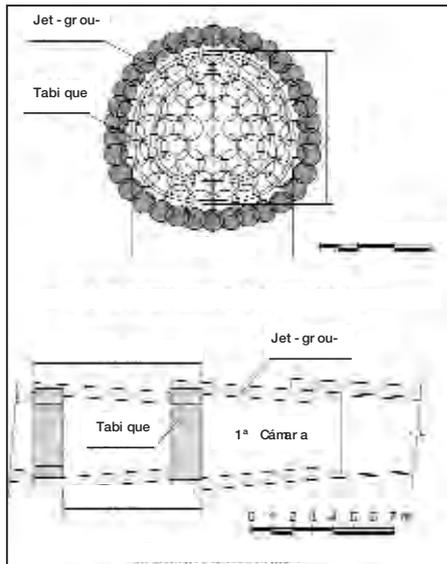


Figura 14. TRATAMIENTO DE *JET* RODEANDO COMPLETAMENTE EL TUNEL, COMPLETADO CON TABIQUES SEPARADORES (Gutteri et al., 2009).

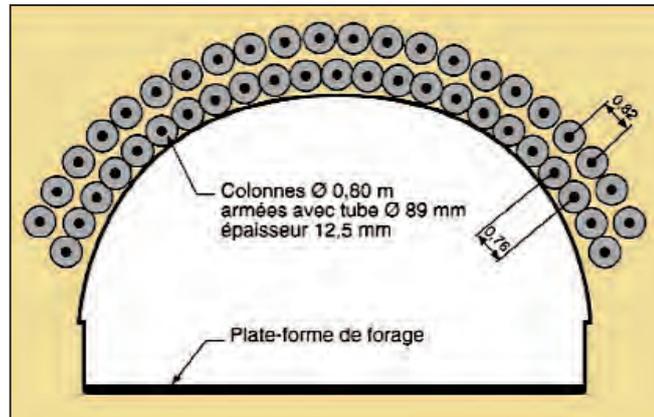


Figura 15. DOBLE CORONA DE *JET* ARMADO EN BOVEDA.

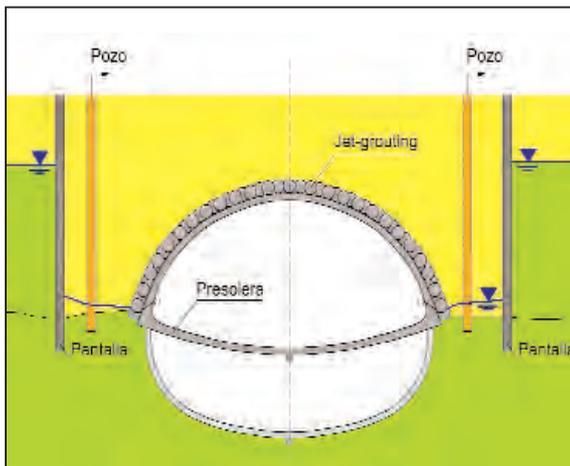


Figura 16. EJECUCION DE *JET* CON REBAJAMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO.

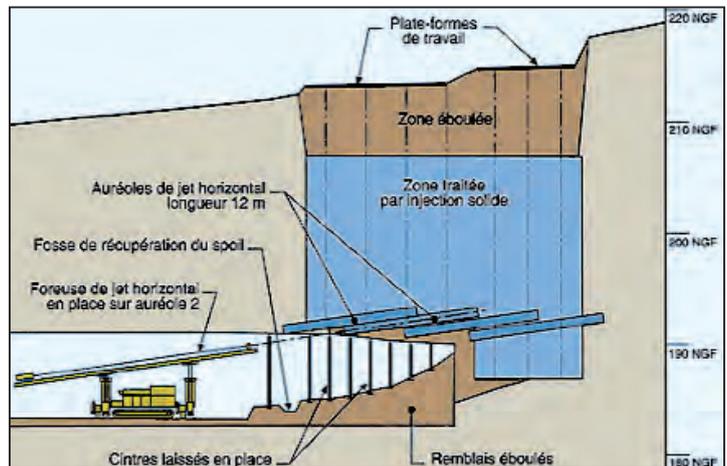


Figura 17. EJECUCION DE *JET-GROUTING* EN TERRENO MEJORADO MEDIANTE INYECCIONES (Cortesía de Bachy-Soletanche)

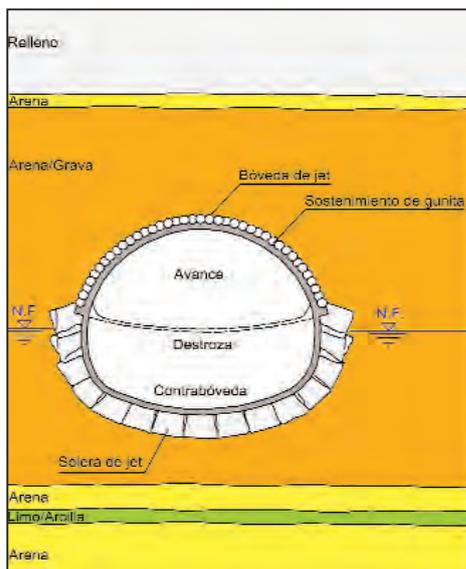


Figura 18. COMBINACION DE *JET* HORIZONTAL EN BOVEDA Y VERTICAL EN SOLERA (Quick y Katzenbach, 1998).

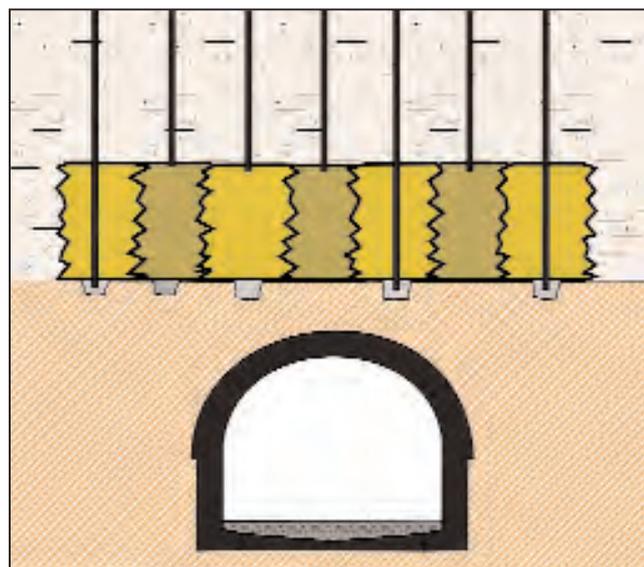


Figura 19. MONTERA MEJORADA, CREADA CON *JET-GROUTING*.

totalmente aislada de las condiciones exteriores (Guatteri *et al.*, 2009). En Barcelona se ejecutó por este procedimiento el cruce de la línea del AVE bajo un ferrocarril existente.

La técnica de la envolvente completa es bastante difícil, por lo que en la mayoría de los casos se opta por un tratamiento parcial de la bóveda y parte de hastiales. Aunque puede ser suficiente con una sola corona de *jet*, en casos de cargas importantes o para mayor seguridad frente a las filtraciones suele ejecutarse una doble corona (Fig. 15).

Dada la dificultad para ejecutar el *jet* bajo carga de agua o en terrenos muy flojos, se realiza en algún caso un rebajamiento previo del nivel freático; eventualmente, al abrigo de pantallas de estanqueidad para evitar daños en el entorno (Fig. 16).

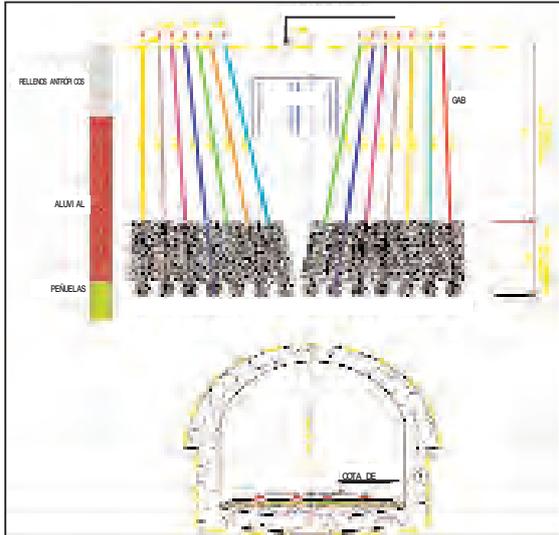


Figura 20. CREACION DE UNA MONTERA IMPERMEABLE EN UN RECUBRIMIENTO ALUVIAL DE LA LINEA 3 DEL METRO DE MADRID.

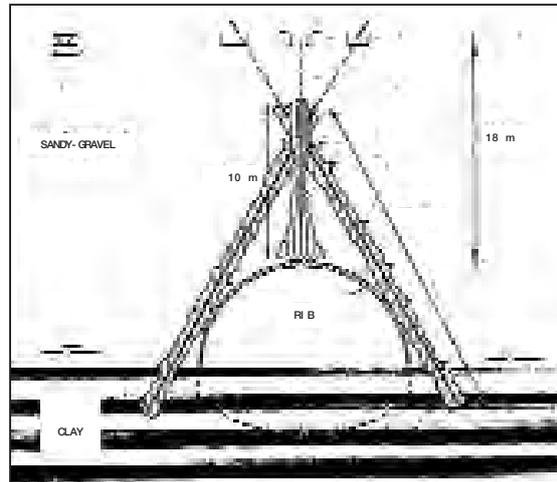


Figura 21. LA IDEA ORIGINAL DE PACCHIOSI.

En la figura 17 se muestra el caso de la corrección de un hundimiento en la circunvalación Norte de Lyon, con consolidación previa del terreno mediante inyecciones de compactación antes de ejecutar la bóveda de *jet-grouting*. Una solución interesante consiste en realizar columnas subhorizontales por encima del nivel freático y columnas verticales –o ligeramente inclinadas– (Quick y Katzenbach, 1998) en el resto de la sección (Fig. 18). El *jet-grouting* vertical se está utilizando con bastante profusión para crear monteras o «boinas» de suelo cementado en aluviales que ocupan parte de túneles encajados en roca (Fig. 19). En la figura 20 se muestra un tratamiento de este tipo en que hubo que recurrir a

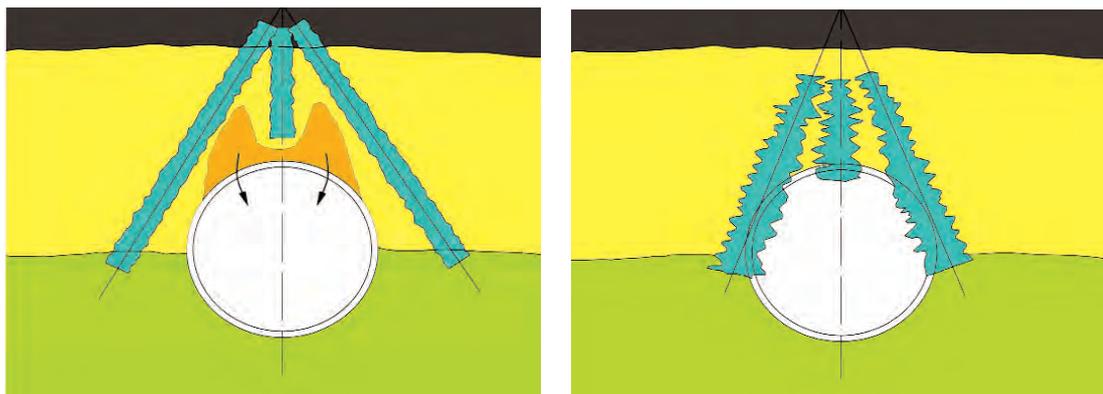


Figura 22. PROBLEMATICA DE LA SOLUCION «EN TIENDA DE CAMPANA».

taladros inclinados para salvar un colector existente. También es una aplicación frecuente la disposición de columnas en forma de «tienda de campana» sobre la bóveda del túnel para estabilizar el terreno sobre la misma (Fig. 21). No obstante, esta solución ha ocasionado problemas cuando se ha extrapolado a túneles de diámetro importante, ya que quedan sin tratar zonas inestables (Fig. 22), salvo si se incrementa el número de columnas.

Existen variantes con columnas muy poco inclinadas que reducen el riesgo de desprendimientos en bóveda pero a costa de mayores subsidencias y con el riesgo de rotura de las columnas si las cargas verticales son fuertes (Fig. 23).

En el metro de Turín esta solución se ejecutó mediante inyecciones, ya que, al tratarse de bolos morrénicos en los que el *jet-grouting* podía fallar por efecto sombra, se pensaba que la inyección, aplicada con volúmenes importantes, cementaría de manera más homogénea la zona situada sobre la bóveda.

COMPARACION ENTRE METODOS

a) Inyecciones y *jet-grouting*

Con cierta frecuencia se plantea la alternativa entre inyecciones y *jet-grouting* como tratamientos preventivos del terreno antes del paso de un túnel. Como orientación para la elección pueden servir las consideraciones siguientes:

- El *jet* es mucho más controlable que la inyección en cuanto a su posición final en el terreno y el grado de mejora conseguido.
- La inyección puede dañar y taponar saneamientos y servicios, así como escapar de forma incontrolada por colectores, sótanos, otros túneles, etc.
- El *jet* no depende de la inyectabilidad del terreno.
- La inyección es más regulable en cuanto a presiones que el *jet*, por lo que puede causar menos daños en el entorno.
- El terreno tratado con *jet* es mucho más resistente que el inyectado y menos deformable.
- El coste del *jet* está más acotado que el de la inyección.

Desde luego, el *jet-grouting* no debe emplearse en zonas delicadas o confinadas donde podría transmitir fuertes presiones a estructuras y servicios. Las inyecciones son mucho más controlables. El caso típico es el de las inyecciones de compensación tratadas en otra ponencia. En la figura 26 se muestra un tratamiento con inyecciones bajo la solera de un aparcamiento para mejorar el terreno por donde iba a pasar una tuneladora, con el riesgo de que la solera quedara en falso o fuera levantada por el tratamiento.

b) *jet-grouting* y micropilotes

La comparación se plantea cuando se trata de paraguas o sostenimientos al avance y posibles barreras laterales para reducción de las deformaciones o subsidencias inducidas en edificios o servicios. Pueden hacerse igualmente las siguientes observaciones:

- El *jet* tiene una resistencia flexión muy baja aunque se disponga algún tipo de armado en su eje.

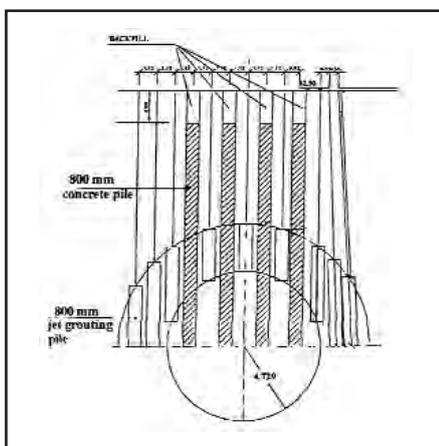


Figura 27. COMBINACION DE *JET-GROUTING* Y COLUMNAS DE MORTERO EN EL METRO DE ATENAS (Milligan, 1998).

- La pérdida de suelo derivada en la ejecución del *jet* es bastante superior a la producida en la perforación de los micropilotes, sobre todo si éstos son del tipo autopercutor.
- Las presiones con que trabaja el *jet* pueden crear empujes importantes sobre estructuras próximas y levantamientos del terreno o de las cimentaciones. Estas presiones pueden ser transmitidas a distancias importantes a través del agua freática. Los micropilotes son pasivos a este respecto.

El problema es cuando se trata de hacer un sostenimiento resistente y al mismo tiempo impermeable, para lo cual los micropilotes son ineficaces, mientras que el *jet* falla en el aspecto resistente. Ya hemos comentado los problemas de los micropilotes utilizados como tubos-manguito. Es posible, sin embargo, que se vaya consiguiendo un *jet* cada vez más resistente gracias a las fibras sintéticas y a cementos especiales.

2.3. COLUMNAS DE MORTERO

Al igual que el *jet-grouting*, las columnas de mortero constituyen una sustitución parcial del terreno, con lo que se mejora su resistencia al corte y se

reduce su deformabilidad. Normalmente se realiza con maquinaria de pilotes, lo cual permite una mayor rapidez y economía, así como alcanzar profundidades importantes.

Un empleo muy frecuente ha sido para consolidar el terreno en las proximidades de las bocas de entrada o salida de tuneladoras, así como en taludes de emboquilles convencionales. En la figura 27 se muestra una solución combinada con una aureola de *jet-grouting* para impermeabilidad.

Hay que tener en cuenta que la reducción de subsidencias es muy escasa a no ser que se alcancen relaciones de sustitución relativamente altas, superiores a 0,15. Una malla de pilotes de mortero de 0,80 m de diámetro, con separaciones de 2,50 x 2,50 m sólo tiene una relación de sustitución de 0,08.

Por lo que respecta a la mejora de resistencia al corte, puede utilizarse la cohesión equivalente dada por:

$$c_{eq} A_i = f_{cv} A_p$$

siendo A_i el área de influencia de cada pilote de sección A_p y f_{cv} la resistencia al corte del mortero. Para la malla antes citada y $f_{cv} = 40 \text{ t/m}^2$ se obtiene un incremento de cohesión en el terreno de $c_{eq} = 3,2 \text{ t/m}^2$.

No obstante, para que pueda desarrollarse esa cohesión es necesario que el pilote de mortero no pueda desplazarse libremente con el terreno, por lo que es necesario un empotramiento suficiente bajo la zona de influencia del túnel o la cuña activa de la pantalla y una adecuada fijación en cabeza, normalmente mediante una losa de encepado.

Estas condiciones de fijación también son necesarias cuando se quieren reducir los empujes del terreno, ya que en este caso los pilotes libres son de escasa eficacia.

Si las columnas se dejan sueltas, pueden ser empujadas y rotas por las tuneladoras, creando una obstrucción al avance de las mismas como si se tratara de un montón de troncos. En la figura 28 se muestra la solución adoptada para los emboquilles de los túneles de la SE-40 para el cruce bajo el río Guadalquivir.

Una variante que podría considerarse intermedia entre las columnas de mortero y el *jet-grouting* es el denominado «*deep-mixing*», en el que el terreno se mezcla con una lechada de cemento a la que puede añadirse bentonita, cenizas volantes, etc. (Fig. 29).

Figura 28. PILOTES DE MORTERO ENCEPADOS EN CABEZA PARA LOS EMBOQUILLES DE LOS TUNELES DE LA SE-40 BAJO EL GUADALQUIVIR.

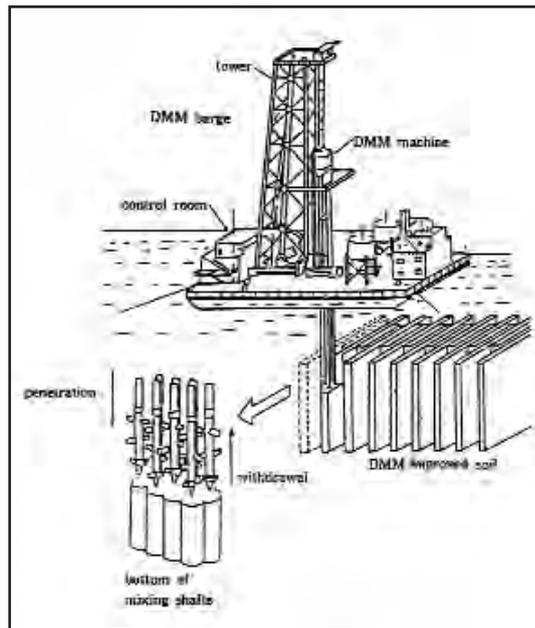
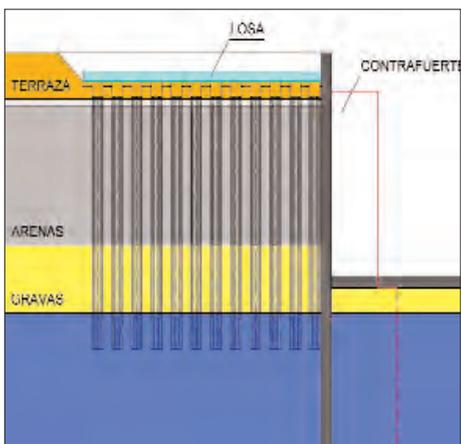


Figura 29. MEJORA DEL TERRENO MEDIANTE DEEP-MIXING.

La gran ventaja de este método sobre el *jet-grouting* es que no transmite presiones al terreno y se consiguen columnas de diámetro constante y predeterminado, con una resistencia relativamente sencilla de prefijar.

El principal inconveniente es la dificultad para realizar columnas inclinadas, aparte del empleo de maquinaria bastante voluminosa (Fig. 30). También es interesante la técnica de las columnas con desplazamiento lateral del terreno (pilotes Omega: los *screw piles* de Van Impe), ya que, además de la sustitución, se consigue un efecto de precompresión gracias a la introducción de una cabeza helicoidal (Rosas, 2006).



Figura 30. MAQUINARIA DE DEEP-MIXING Y ASPECTO DE LAS BARRENAS MEZCLADORAS.

2.4. OTROS CASOS DE SUSTITUCION DEL TERRENO

En caso de monteras reducidas en que la excavación de un túnel corre el riesgo de hundimientos o formación de chimeneas puede ser una solución adecuada la eliminación del terreno hasta el eje o la base del túnel y su sustitución por un material competente, debidamente compactado, llegando en algunos casos a suelos tratados con cal o cemento o incluso al empleo de morteros y hormigones.

Esta situación se da, por ejemplo, en el cruce bajo vaguadas, zonas rellenadas, etc.

El problema se complica cuando se trata de cursos de agua, al requerirse a veces la ejecución de desvíos, bombeos o *by-pass*.

Se conoce algún caso en que el terreno se ha sustituido por pantallas de mortero paralelas y muy próximas, excavando posteriormente el túnel perpendicularmente a las mismas.

2.5. CONGELACION

Es un procedimiento que ha tenido escasa aplicación en España, principalmente por razones de coste. No obstante, es un método interesante cuando se trata de depósitos granulares gruesos cargados de agua. Una aplicación típica es la ejecución de galerías transversales entre túneles ejecutados con tuneladora (Fig. 31). En este caso, los tubos de congelación se perforan de un túnel a otro. La congelación lleva varias semanas hasta que se puede iniciar la excavación. Son normales espesores de terreno helado de 1,5 a 3 m, según las cargas exteriores.

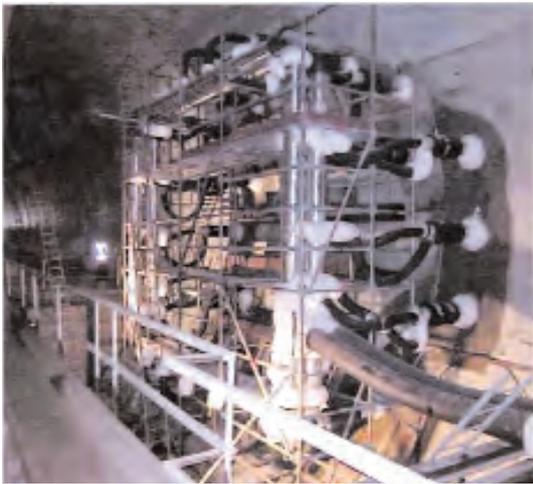


Figura 31. FRENTA DE CONGELACION PARA EJECUCION DE GALERIAS TRANSVERSALES EN EL TUNEL DEL WESTERSCHELDE.

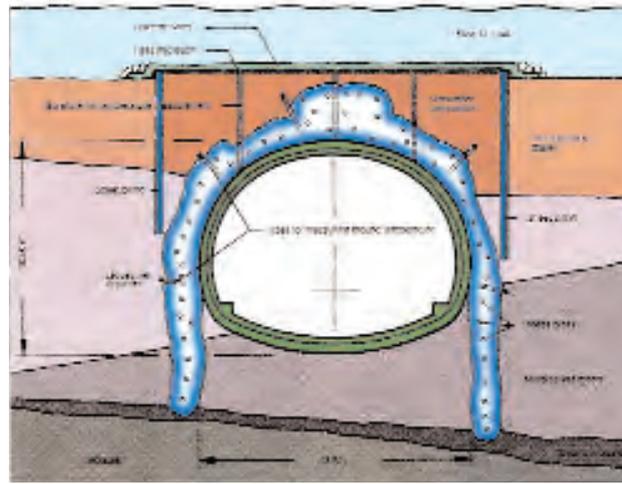


Figura 32. CONGELACION DEL TERRENO PARA PASO BAJO EL RIO LIMMAT EN ZURICH.

Otra aplicación es el cruce de zonas problemáticas, con terrenos sueltos, poca cobertera (Fig. 32) o fuerte carga de agua, corrección de hundimientos, chimeneas, etc.

También se ha utilizado para la demolición y eliminación o cruce de obstáculos no previstos en túneles mecanizados, como es el caso de grandes bolos, cimentaciones existentes (Fig. 33), etc. Para estos volúmenes reducidos existen pequeñas centrales de congelación que se pueden emplazar en el propio túnel, cerca del frente, para suministrar salmueras o compuestos refrigerantes (generalmente nitrógeno líquido) a los tubos de congelación.

No hay que olvidar que tanto en la congelación como en el deshielo se producen cambios de volumen importantes que pueden afectar a las estructuras próximas.

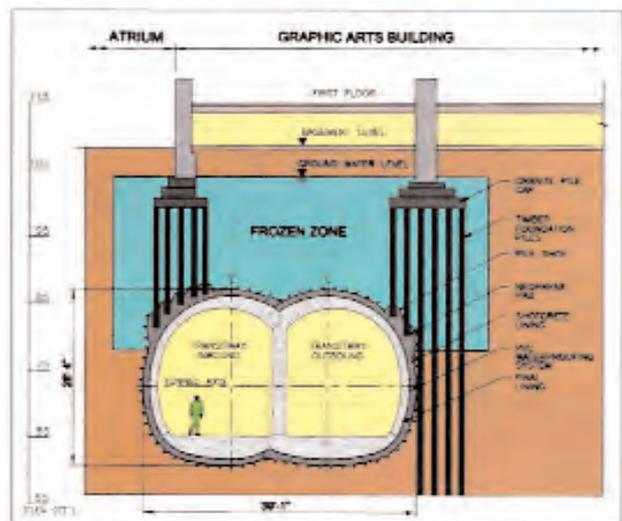


Figura 33. CONGELACION DEL TERRENO PARA PASAR BAJO UNA CIMENTACION PILOTADA EN EL RUSSIA WHARF DE BOSTON.

2.6. TRATAMIENTOS DESDE EL PROPIO TUNEL

Ya hemos señalado algunas soluciones –por ejemplo, las coronas de *jet-grouting*– que se ejecutan al avance desde el propio túnel, al igual que los paraguas u otros métodos de presostenimiento. Cualquier otro método de consolidación o refuerzo, como las inyecciones, podría igualmente ejecutarse desde el frente de avance; pero es una práctica evitada por los constructores, ya que supone notables retrasos y pérdidas de rendimiento.

Existen casos, sin embargo, en que estos tratamientos son inevitables, bien por las ocupaciones de superficie o por los elevados recubrimientos. Realmente estas situaciones no deberían darse si se ha realizado un reconocimiento del terreno suficientemente preciso y se ha elegido el método constructivo apropiado; pero nunca pueden descartarse zonas singulares que no se resuelven adecuadamente con el sistema elegido, o sorpresas, como puede ser el cruce de fallas, vaguadas, etc.

En este sentido es evidente que los túneles convencionales tienen más posibilidades de actuación que las tuneladoras, donde el acceso al frente es muy limitado y sólo se pueden realizar perforaciones en unos pocos puntos, aunque ya se está incrementando notablemente el número de posiciones (Fig. 34). El problema se agudiza en los diámetros pequeños, con dificultades para las herramientas de perforación.

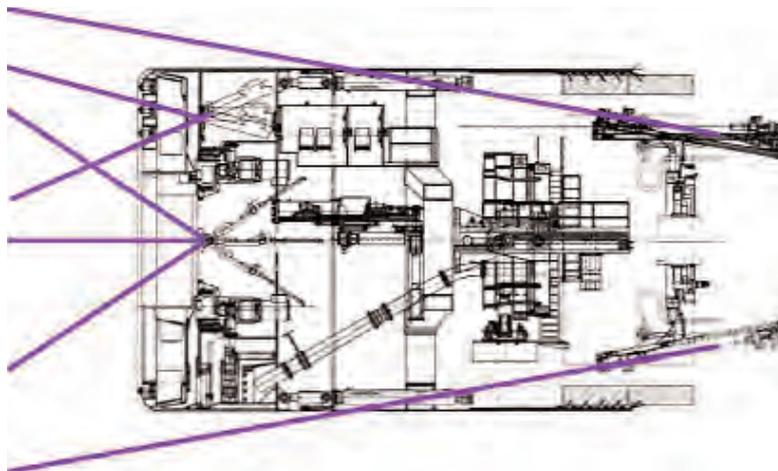


Figura 34. TUNELADORA CON MULTIPLES POSICIONES PARA EJECUCION DE TALADROS (Wittke, 2007).

Aun cuando se disponga de muchas posiciones, es imposible conseguir un tratamiento homogéneo, por lo que sólo pueden realizarse refuerzos localizados, bulones de fibra de vidrio, resinas acuarreactivas, espumas expansivas, drenajes, etc., quedando excluidos los tratamientos integrales como los de estanqueidad. En la figura 35 se muestran diversas disposiciones de taladros en el frente del túnel.

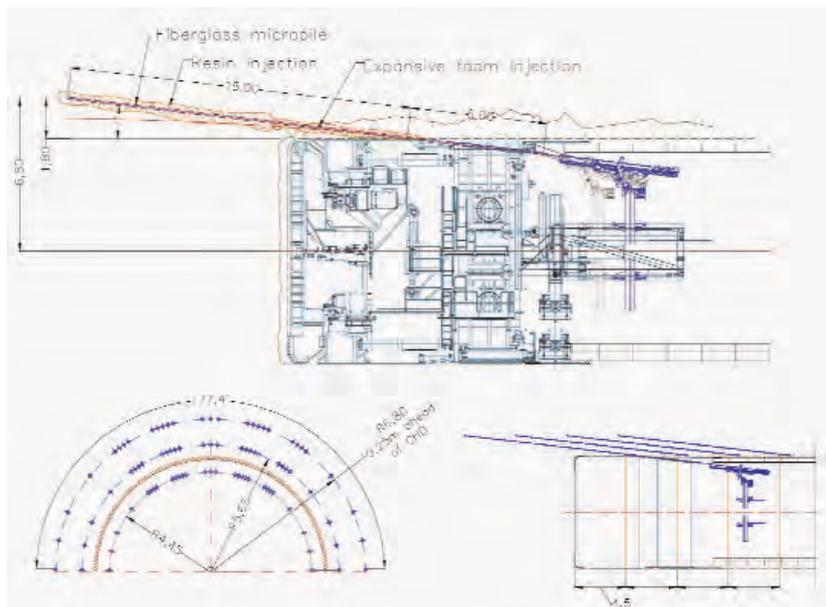


Figura 35. TRATAMIENTOS DE INYECCION CON RESINAS Y REFUERZO CON MICROPILOTES DE FIBRA DE VIDRIO EN EL TUNEL DE ABDALAJIS (Grandori, 2006).

En los túneles convencionales es muy sencillo el refuerzo del frente mediante bulones de fibra de vidrio, *jet-grouting*, inyecciones, etc. Este tipo de refuerzo es consustancial a algunos métodos a sección completa en terreno deficiente, como el Adeco.

En casos en que los puntos problemáticos se detectan con alguna antelación (hay que insistir en la conveniencia de los sondeos al avance) es posible modificar la sección del túnel para introducir tratamientos preventivos como micropilotes, inyecciones o *jet-grouting* (Fig. 36).

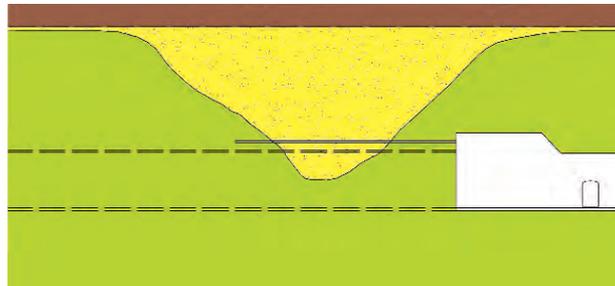


Figura 36. CAMBIO DE LA SECCION DEL TUNEL PARA FACILITAR EL TRATAMIENTO DE UNA VAGUADA DETECTADA AL AVANCE.

Se conocen casos, no obstante, en los que la traza ha tenido que ser modificada ante la imposibilidad de realizar un tratamiento satisfactorio. Pueden citarse los problemas del metro de San Petersburgo al detectarse una profunda vaguada glaciar del río Neva.

2.7. DRENAJE AL AVANCE

Aunque no es propiamente un tratamiento, sí puede considerarse una mejora de las condiciones del terreno. Tiene una clara aplicación en túneles someros encajados en acuíferos granulares.

Consiste en la ejecución, por delante del frente de avance, de pozos suficientemente profundos como para rebajar, mediante bombeo, el nivel freático por debajo de la solera del futuro túnel.

Los pozos suelen hacerse al tresbolillo a ambos lados de la traza para no interferir con el túnel. Las separaciones típicas suelen ser entre 15 y 20 m, con pozos de unos 300 mm de diámetro efectivo (perforaciones de 450-500 mm).

Esta solución produjo bastante buenos resultados en la Jubilee Line del metro de Londres y también se ha probado en el Channel Tunnel Rail Link, para facilitar la ejecución de pozos y estaciones en las Thanet Sands, de elevada permeabilidad (hasta 1^{-2} cm/seg) (Whitaker, 2002). En total se construyeron 22 pozos de bombeo, de unos 60 m de profundidad, con caudales máximos de unos 12 l/seg.

En algunos casos el drenaje se ha efectuado para poder ejecutar desde el propio túnel protecciones de *jet* o inyecciones, ya que, de mantenerse el nivel freático, se hubieran planteado arrastres hacia el túnel, dificultándose las perforaciones (Fig. 16). Aunque se habla mucho de la utilidad, en estos casos, de las válvulas tipo Preventer, creemos que, al menos en España, no se ha conseguido una aplicación satisfactoria de dicha solución, pese a que alguna empresa especializada presume de buenos resultados.

Este método no da buenos resultados cuando la base del acuífero queda dentro de la sección del túnel, al no poder conseguirse un rebajamiento completo del nivel freático hasta dicha base (Fig. 37).

También se ha utilizado el drenaje desde el propio túnel mediante drenes subhorizontales, eventualmente ayudados con succión (tipo *well-points*); pero este tipo de drenes interfiere y ralentiza el avance. Además, es conveniente que la ejecución se haga a sección completa para evitar la entrada de agua por la base del túnel.

Con frecuencia se plantea la necesidad de mantener el rebajamiento hasta la ejecución del revestimiento definitivo, lo cual encarece notablemente el procedimiento.

En zonas urbanas este procedimiento puede inducir asientos en edificios y servicios, aunque no siempre este riesgo se evalúa correctamente. El problema es crítico en arcillas blandas, pero en esos terrenos no se plantean soluciones de drenaje por ser ineficaces. En los casos habituales de terrenos granulares los asientos son despreciables si la compacidad del suelo es media a alta ($N_{SPT} > 15$). Por otra parte, y al ser la permeabilidad elevada, el radio de influencia de los pozos es muy grande (normalmente, superior a 100 m), con escasos asientos diferenciales y eventuales asientos relativamente homogéneos en grandes áreas.

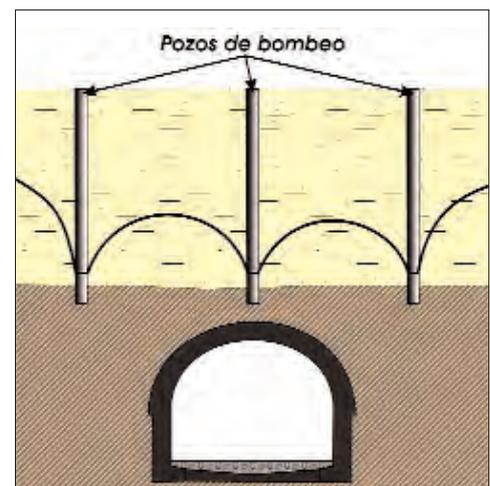


Figura 37. IMPOSIBILIDAD DE REBAJAMIENTO COMPLETO EN UN ACUIFERO COLGADO.

2.8. TRATAMIENTOS BAJO CURSOS DE AGUA

Es una situación bastante comprometida sobre todo en túneles convencionales, ya que puede aparecer un flujo vertical entre cauce y túnel con los consiguientes arrastres, formación de chimeneas e inundación del túnel. El problema no es menor en túneles ejecutados con tuneladora, aunque se consigue un mejor control de las filtraciones mediante la presión de cámara en las EPB y sobre todo en los hidroescudos.

Ya hemos observado (epígrafe 2.5) un caso de empleo de la congelación para tratar este problema; pero dicha solución puede considerarse excepcional.

Lo deseable sería cementar el terreno subálveo mediante inyecciones o *jet-grouting* para evitar la erosión interna del mismo, aunque la ejecución del tratamiento se ve dificultada por:

- Las corrientes que mueven o desplazan las plataformas de trabajo.
- La obstrucción de las operaciones fluviales causada por dichas plataformas.
- Las limitaciones de tipo ambiental respecto al escape de lechadas o productos de inyección a las aguas del cauce.

Estos problemas se evitarían, evidentemente, constituyendo penínsulas temporales en el cauce, aunque es difícil conseguir permiso para tales obras. En un caso pionero en España, para el cruce de la ría de Bilbao se pudo ejecutar un terraplén semisumergible en la propia ría, desde el cual se realizó el tratamiento de la montera aluvial mediante *jet-grouting*, (Fig. 38).

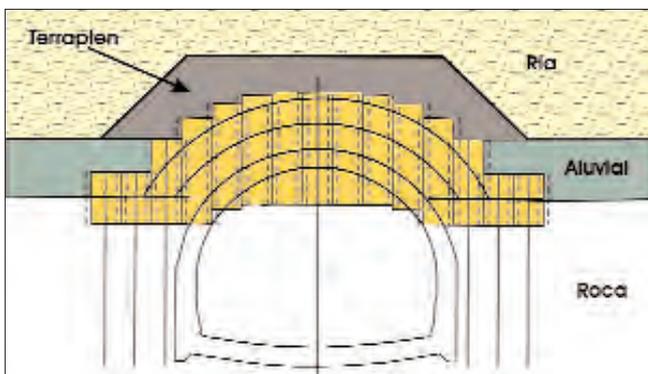


Figura 38. EJECUCION DE UNA BOVEDA DE *JET-GROUTING* DESDE UNA PENINSULA DE TIERRA PARA EL CRUCE DE LA RIA POR EL METRO DE BILBAO (cortesía de J.R. Madinabeitia).

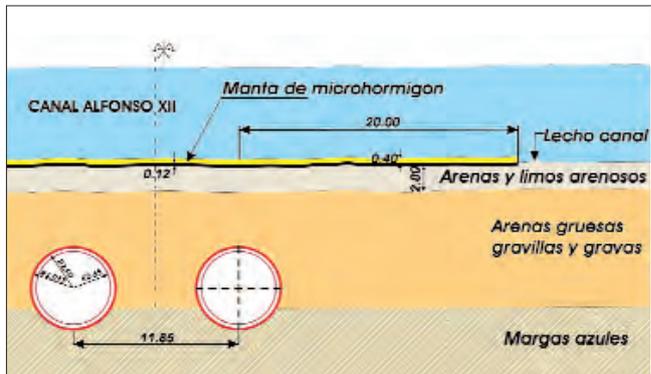


Figura 39. PROTECCION FRENTE A LAS FILTRACIONES DEL CANAL DE ALFONSO XII HACIA LOS TUNELES DEL METRO DE SEVILLA.

En algunos países se ha trabajado desde pontonas o plataformas de patas retráctiles colocando una tubería hincada en el fondo que protege las sartas de inyección o *jet-grouting*, reteniendo las resurgencias y rechazos, los cuales deben solidificarse y retirarse al levantar la tubería.

La solución de reforzar el terreno mediante columnas de grava (Viñas, 2006) no es admisible porque se aumenta la permeabilidad de la montera; pero podría estudiarse una inyección *a posteriori* para cementar la grava.

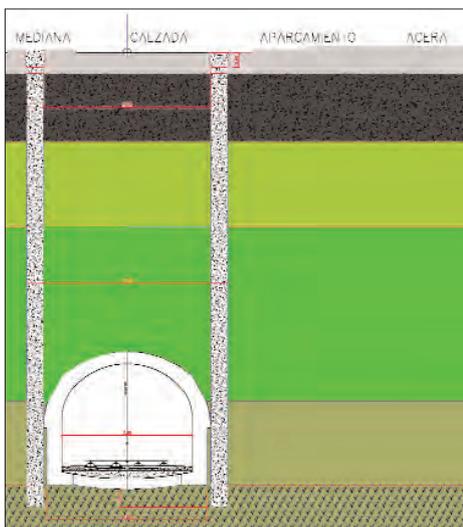


Figura 40. BARRERA DE PILOTES SECANTES PARA CORTAR EL FLUJO HACIA EL TUNEL.

Para el cruce del Metro de Sevilla bajo el Canal de Alfonso XIII se consideró suficiente el hecho de colocar en el fondo, con una amplitud lateral adecuada, un revestimiento típico de canales consistente en dos láminas de geotextil impermeable entre las cuales se bombeaba microhormigón, constituyendo una tapa rígida una vez fraguado (Fig.39). Los cálculos en modelo permitían disponer de una seguridad suficiente respecto a la erosión interna del terreno si se estableciera un flujo apreciable entre canal y túnel.

2.9. LIMITACION DEL DRENAJE PRODUCIDO POR EL TUNEL

Como es sabido, tanto los túneles convencionales como los ejecutados con tuneladora adolecen de un buen cierre contra el terreno, por lo que el túnel, incluso proyectado como estanco, acaba funcionando como un gran dren, bien en sentido longitudinal o transversalmente a través de las juntas. Este drenaje es particularmente nocivo para entorno de tipo yesífero o si contiene sales solubles, ya que el flujo de agua saturada en sales va carstificando progresivamente el terreno, con los consiguientes asentamientos en edificios o estructuras.

Aparte de la mejora de la estanqueidad del propio túnel y sus estructuras auxiliares (son especialmente peligrosos los pozos de ventilación, bombeo, salidas de emergencia, etc.), en algún caso ha sido necesario aislar el túnel

del entorno mediante barreras físicas: por ejemplo, una pantalla. En el caso de la figura 16, la pantalla servía para conseguir un rebajamiento artificial, mientras que en el de la figura 40 se trataba de cortar, mediante una pantalla de pilotes secantes el flujo hacia el túnel que podía provocar la disolución de terrenos yesíferos bajo edificios próximos. Los pilotes eran de 1 m de diámetro, con separación de 0,75 m entre ejes.

En otros casos se ha cortado el flujo longitudinal por medio de diafragmas transversales al túnel ejecutados mediante inyecciones o *jet-grouting*.

En estos casos, al igual que en los demás tratamientos, hay que comprobar que no se produce un «efecto barrera» que pueda alterar significativamente los niveles freáticos a ambos lados de la obra lineal.

3. Referencias

- Amagliani, U., y Valois Restelli, A. (1991). *Movimenti di un grattacielo interessato dallo scavo di una grossa stazione metropolitana nella città di Milano*. Proc. Int. Conf. on Soil and Rock Improv. En Undergr. Works, vol. 1, 291-309. Milán.
- Ban, E.; Yamaki, Y., y Fukumitsu, K. (1985). *Protection for surface settlement during construction of Yokohama City Subway in loose depository*. Proc. Symp. on Undergr. Struct. En Urban Areas (Tunnel-City 1985). Praga. 478-484.
- Barton, N. (2004). *The theory behind high pressure grouting. Parts 1 and 2: Tunnels & Tunnelling*. Septiembre 28-30 y octubre 33-35.
- Biosca, F. (2004). *Aplicaciones del «jet-grouting» en terrenos singulares: morrenas glaciares, rellenos heterogéneos y otros*. 4ª Jornada Técnica SEMSIG-AETESS, 151-192. Madrid.
- Bosshard, M., y Matter, J. (2000). *How the Zimmerberg-Base Tunnel is being built in the city of Zurich*. *Tunnels & Underground Structures*. Ed. Zhao, Shirlaw & Krishnan, 575-584. Balkema. Singapur.
- Bruce, D.A.; Boley, D.L. y Gallavresi, F. (1987). *New developments in ground reinforcement and treatment for tunnelling*. Rapid Exc. And Tunn. Conference, vol. 2, 811-33.
- Fillibeck, J., y Vogt, N. (2008). *Shotcrete excavations for the Munich subway. Comparison of different methods of face support in settlement sensitive areas*. Geot. Aspects of Undergr. Constr. En Soft Ground. Ed. Huang & Liu, 275-280. Shanghai.
- Godard, J.P. (1986). *Grands ouvrages souterrains réalisés pour le réseau express régional (RER) de Paris*. ITA Int. Congress on Large Underground Openings, vol.1, 741-51. Florencia.
- Grandori, R. (2006). *Abdalajis East Railway Tunnel- Double shield universal TBMS cope with extremely poor and squeezing formations*. Tunnelling and Undergr. Space Techn., vol. 21, núms. 3-4. Elsevier.
- Guatterri, G.; Koshima, A., et al. (2008). *Historical cases and use of horizontal jet grouting solutions with 360° distribution and frontal septum to consolidate very weak and saturated soils*. Geot. Aspects of Undergr. Constr. En Soft Ground. Ed. Huang & Liu, 287-93. Shanghai.
- Milligan, G.W.E. (1998). *Mechanized tunnelling. General report*. World Tunnel Congress. Tunnels and Metropolises. Ed. Negro y Álvarez Ferreira, vol. 2, 623-36. São Paulo.
- Quick, H., y Katzenbach, R. (1998). *High speed railway line Cologne to Frankfurt, tunnel under the motorway intersection*. Tunnels and Metropolises. Ed. Negro y Álvarez Ferreira, vol. 2, 899-904. São Paulo.
- Rosas, J.J. (2006). *Columnas de mortero con desplazamiento*. 6ª Jornada Técnica SEMSIG-AETESS, 111-21. Madrid.
- Tornaghi, R.; Bosco, B., y De Paoli, B. (1986). *Application of recently developed grouting procedures for tunnelling in the Milan urban area*. Tunnelling 86', 363-75.
- Tseng, D.-J.; Tsai, B.-R., y Chang, L.-Ch. (2001). *A case study on ground treatment for a rock tunnel with high groundwater ingress in Taiwan*. Tun. & Undergr. Space Techn., julio, 175-83.
- Van der Stoel, A.E.C.; Holtrop, E.F., y Van Tol, A. F. (1998). *Soil grouting: Full scale injection test North/South metro line Amsterdam*. Tunnels and Metropolises. Ed. Negro y Álvarez Ferreira, vol. 2, 975-80. São Paulo.
- Viñas, R. (2006). *Ejecución de columnas de grava en el mar*. 6ª Jornada Técnica SEMSIG-AETESS, 97-108. Madrid.
- Whitaker, D. (2002). *Deep-well dewatering on CTRL*. Tunnels & Tunnelling. Marzo.

Inyecciones de compensación y otras técnicas especiales

Carlos OTEO MAZO

PROF. DR. ING. DE C. C. Y P.
CATEDRÁTICO DE INGENIERÍA DEL TERRENO

1. Introducción

Las excavaciones urbanas –a cielo abierto y/o en túnel– producen movimientos en la masa del terreno próximo que pueden provocar comportamientos anómalos en los servicios y edificios apoyados o inmersos en dicho terreno.

Ello da lugar a desplazamientos –verticales y horizontales– que pueden inducir movimientos diferenciales, distorsiones angulares, desplomes, etc., no previstos y que introduzcan daños en la estructura y revestimientos o anomalías que produzcan alarmas (p.e., fisuras en tabiques).

Contra estos problemas se ha venido luchando con diversas soluciones (Fig. 1):

- Cambios de los procesos constructivos: a) Apuntalando más las pantallas –en caso de túneles a cielo abierto– de entibación o utilizando anclajes con bulbos lejanos. b) Reforzando el sostenimiento de los túneles, aumentando la velocidad de avance y de colocación del revestimiento, introduciendo mejoras en el proceso o cambiándole totalmente, etc. Con este último sistema, redujimos en el metro de Sevilla (años 80) el asiento máximo de 8 a 4 cm. c) Refuerzo del frente con bulones de fibra de vidrio (método Adeco), etc.
- Recalce previo de los edificios, con micropilotes o sistemas similares, que permitan llevar el apoyo del edificio a zonas no influidas por la excavación. Esto tiene el inconveniente de operar en el interior del edificio, con las

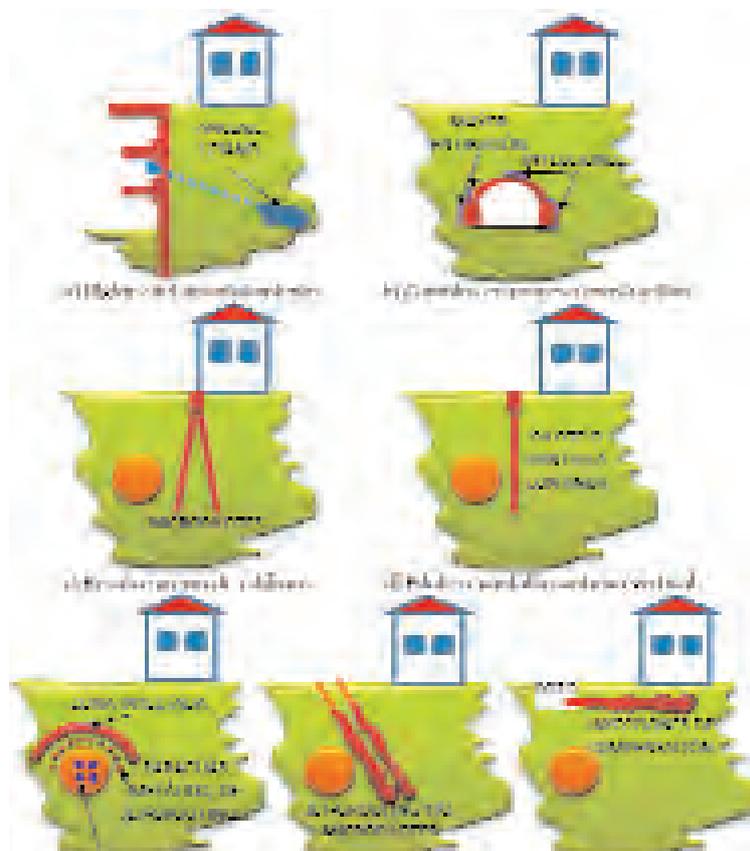


Figura 1. METODOS PARA REDUCIR EL EFECTO DE ASIENTOS SOBRE ESTRUCTURAS PROXIMAS.

consiguientes molestias (y destrozos, aunque luego se arreglen) a sus ocupantes. Hay que tener en cuenta que, a veces, hay que recalzar varias crujías, a fin de no inducir asientos diferenciales entre pilares recalzados o no. En el metro de Caracas (1980) se recalzó la primera crujía de un edificio histórico, con lo que se produjeron daños entre la primera y la segunda, al asentar esta última y no la primera.

- Refuerzo del terreno sobre la bóveda del túnel, con paraguas de micropilotes o de inyecciones, a fin de disminuir la «extensión» que se produce en esa zona y, así, disminuir los movimientos globales. Este refuerzo puede limitarse a la inyección de huecos que queden entre el revestimiento y la excavación, lo que es importante tanto en galerías para abastecimiento de agua y saneamiento, realizadas con procedimientos tradicionales, como en los túneles excavados con tuneladoras.
- Interponer entre excavación (caso de túnel) y estructura algunas barreras –de mayor o menor rigidez, sean de pilotes o de inyecciones armadas, sean de *jet-grouting*– que rigidicen el terreno y disminuyan («corten») los movimientos inducidos en la estructura.

Además, hay que tener en cuenta que ha de asegurarse la estabilidad de la excavación, existan o no estructuras urbanas próximas. Por ello también pueden realizarse tratamientos del terreno, como son los siguientes casos:

- Recubrimientos muy flojos, con pequeña o nula cohesión, por encima de la clave del túnel, lo que puede obligar a reforzar dicha zona del subsuelo con, por ejemplo, columnas de *jet-grouting* o con columnas de mortero.
- Inestabilidad dorsal, al situarse una capa arenosa, sin cohesión, en la zona de clave, aunque el resto del terreno –por encima y por debajo– sea claramente cohesivo. Pueden producirse huecos importantes por sobreexcavación, que es necesario rellenar para evitar inestabilidades o «socavones».
- Huecos que quedan entre el sostenimiento provisional (realizado por métodos convencionales) y el terreno, que deben ser rellenados con lechada o mortero lo antes posible.

No obstante, desde hace unos treinta y cinco años existe otro sistema que, poco a poco, ha venido extendiéndose y que ya es utilizado muy a menudo en caso de obras subterráneas urbanas. Se trata de las inyecciones de compensación (que también aparecen en la figura 1).

Esta técnica supone –hoy día– la realización –previa a la excavación del túnel– de una serie de taladros bajo la estructura o en la zona de «sombra de afección» del túnel al edificio (Fig. 2). En esos taladros (generalmente horizontales, que suelen perforarse desde pozo, aunque pueden ser inclinados y hacerse desde superficie) se instalan tuberías (de PVC o metálicas) y en ellas válvulas o manguitos (cada 0,5-1,0 m de distancia) de forma que, una vez selladas las tuberías contra el terreno, se pueden inyectar o reinyectar –de forma selectiva– las válvulas, limpiándolas cada vez (Fig. 3).

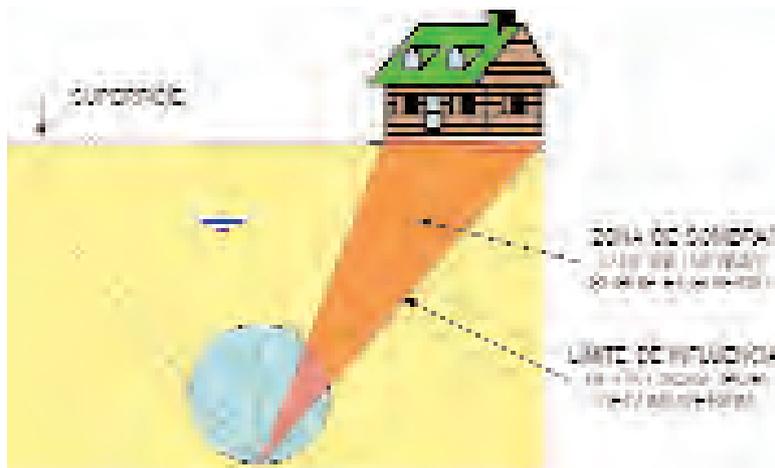


Figura 2. ZONA DE AFECCION DE UNA EXCAVACION SUBTERRANEA A UN EDIFICIO.

De esta forma se pueden hacer inyecciones selectivas y reiterativas en las zonas que interese, introduciendo, así, un volumen de lechada (de relación A/C 1:1 ó 1:1,5) que desplaza el terreno y compensa parcialmente los movimientos del mismo inducidos en la zona de sombra (Fig. 4).

En esta Jornada que AETESS-SEMSIG dedican a los tratamientos del terreno en o alrededor de túneles se presentan todas estas técnicas y ejemplos reales de su aplicación.

En esta conferencia trataremos, concretamente, de:

- Inyecciones de compensación, de forma prioritaria.
- Empleo de columnas de mortero para refuerzo de terrenos débiles por encima de túneles.

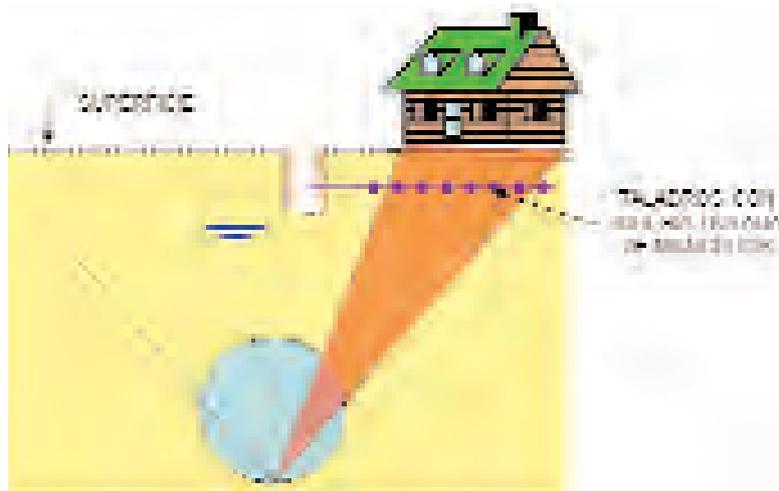


Figura 3. ZONA DE AFECCION DE UNA EXCAVACION SUBTERRANEA A UN EDIFICIO: POZO DE INYECCION.

- Inyecciones de relleno de huecos en túneles convencionales y con tuneladora.
- Utilización de rellenos con mortero en caso de inestabilidad dorsal.
- Refuerzo del terreno superficial con aditivos y/o precarga.
- Algunos comentarios sobre mezcla de técnicas.

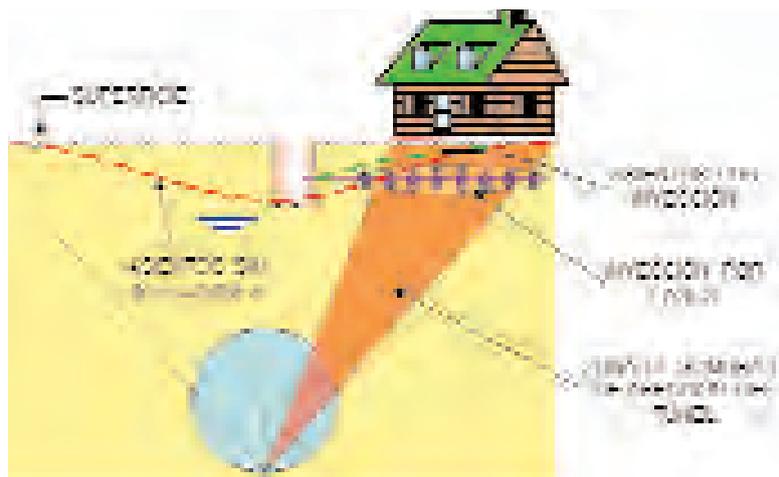


Figura 4. ZONA DE AFECCION DE UNA EXCAVACION SUBTERRANEA A UN EDIFICIO: INYECCION POR FASES.

2. Inyecciones de compensación

2.1. ANTECEDENTES HISTORICOS

Esta técnica no puede hacerse de forma arbitraria, ya que, en general y en la actualidad, supone una fracturación del terreno que debe controlarse lo mejor posible. Sin embargo, no siempre fue así.

Inicialmente, cuando esta técnica fue concebida por Hayward Wallace Baker (medalla de la A.S.C.E.), se utilizó en el metro de Baltimore (Figs. 5 y 6) para compensar los asentamientos que iba induciendo la tuneladora que allí se empleó. En aquel momento la técnica era más simple:

- Se perforaban taladros en la vertical de la clave del túnel y se dejaban tubos de plástico.
- Se inyectaba mortero a través de la tubería, la cual se iba retirando, lo que permitía inyectar algunas «esferas», «bulbos» o «pelotas» de mortero, pero sólo una vez en cada taladro.

Con ello se conseguía disminuir la decompresión y extensión que se produce sobre la clave del túnel y desplazar el terreno alrededor de la inclusión de mortero, reduciendo, así, el conjunto de movimientos.

En los años 1979 y 1980 usamos personalmente (con los profesores Sagaseta y Soriano) esta solución («bulbos de mortero»), con la compañía de Baker, en la construcción del metro de Caracas, con buenos resultados, ya que se logró disminuir los asentamientos máximos en un 50-60 %.

El inconveniente de esa técnica, al utilizar el mortero (que era del tipo seco, con cono de Abrams del orden de 4-5 cm y relación agua-cemento alrededor de 0,12), es que no podía repetirse la inyección y que, una vez inyectado ese mortero, la retirada del tubo debía hacerse en seguida, con lo que se podían inyectar algunas esferas de mortero (unas sobre otras), pero bastante continuadas en el tiempo, lo que limitaba la operatividad del sistema. La inyección se hacía nada más pasar el escudo con que se excavaba el túnel en cuestión. Algunos técnicos querían esperar a que se produjera parte del asiento para hacer la inyección, pero no da tiempo. Las perforaciones tenían que estar ejecutadas previamente a la excavación.

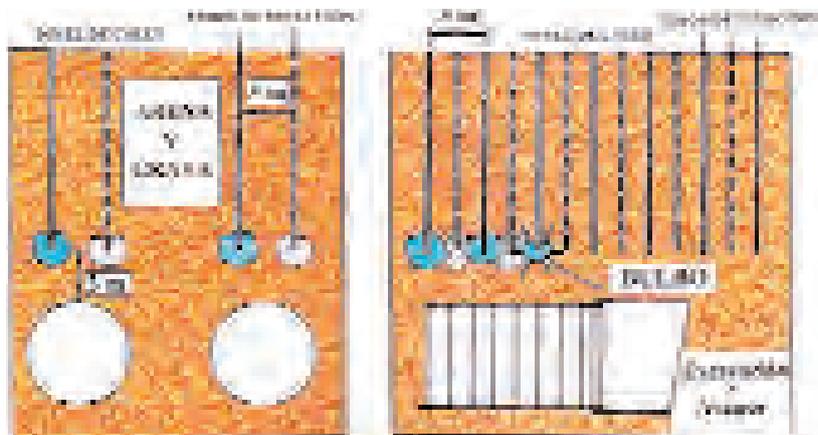


Figura 5. SITUACION DE LOS BULBOS DE COMPENSACION EN BOLTON HILL (Zeigler y Wirth, 1982).

Realmente, esta técnica de los bulbos de mortero es lo que, actualmente, se denomina «inyecciones de compactación», y ahora se están utilizando con otros propósitos (Fig. 7), como el de refuerzo de terrenos potencialmente licuables y bajo la posible acción de terremotos (Henríquez y otros, 2009). También se ha utilizado, con taladros verticales como solución de recalce en cimentaciones con asientos (incluso pudiendo levantarlas), en vías ferroviarias con grandes asientos (vías apoyadas sobre rellenos antrópicos), etc. Pero, actualmente, ya no se suele emplear esta técnica de bulbos de mortero para compensar el asiento inducido por la excavación de un túnel. Nosotros la hemos utilizado para elevar una zapata, sobre zona cárstica, después de que hubiera experimentado asientos debidos a la construcción de un túnel en Vallecas (Madrid).

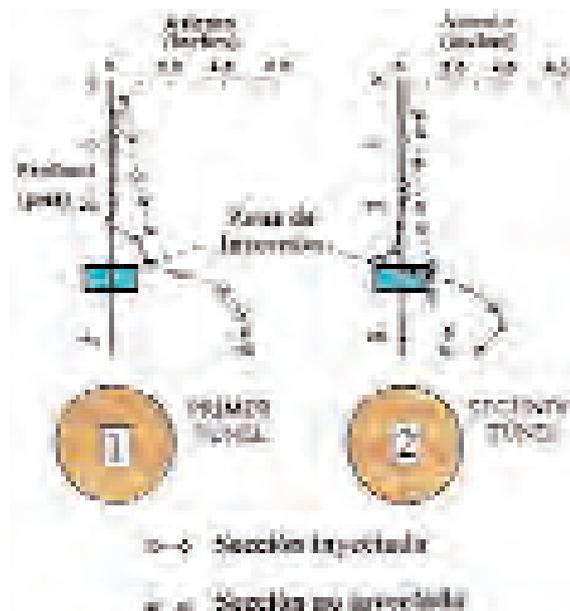


Figura 6. DESPLAZAMIENTOS EN PROFUNDIDAD PARA SECCIONES CON Y SIN INYECCIONES DE BOLTON HILL (Baker et al., 1983).

En el esquema de la figura 5 los bulbos se situaban, al tresbolillo, en dos filas de taladros verticales sobre la zona de clave, al ser ésta la zona que más se mueve. Pero, aunque ello da cierto resultado, hoy podemos decir que no es la zona más óptima; la posición óptima sería la de la figura 4, cortando la zona cónica de influencia (o «sombra de influencia») del túnel sobre el edificio (aunque puede variar la profundidad y la inclinación del corte de esa zona). En la figura 6 se muestran los desplazamientos en profundidad conseguidos con los «bulbos» de mortero en el caso del metro

de Baltimore. Los asientos por encima de la zona de inyección son del orden de la cuarta parte de los que induce la excavación, como se aprecia en dicha figura; pero no se midieron los desplazamientos fuera de la vertical de la clave. Los asientos fuera de la sombra inyectada suelen ser casi iguales a los que se producen sin inyección (Fig. 4).



Figura 7. CONTROL DE ASIENTO EN CONO DE ABRAMS: < 5 cm (Henríquez y otros, 2009).

2.2. CARACTERÍSTICAS ACTUALES

El cambio extraordinario –introducido por el propio Baker– fue dejar este sistema para otros cometidos (con el nombre de inyecciones de compactación, como ya se ha dicho) y transformar la idea de una inyección de una sola vez en un sistema más complejo pero más efectivo. A nuestro juicio, esta técnica actual puede resumirse en lo siguiente:

- 1) Se realizarán en taladros de cualquier dirección, siempre que la parte inyectada esté en la «sombra» de la afectación del túnel (Figs. 2 a 4).
- 2) Se instalarán manguitos (T.A.M.) en las tuberías instaladas y selladas contra el terreno, gracias a lo cual la inyección podrá ser repetida y selectiva (en los manguitos que fuera necesario). Las tuberías pueden ser de PVC o metálicas, según la proximidad al túnel y el grado de refuerzo que se desee.
- 3) Se inyectará por fases con los volúmenes y presiones adecuados, a fin de controlar debidamente la lechada a inyectar, para originar una fracturación del terreno y unos desplazamientos opuestos a los que origina la excavación del túnel.
- 4) El producto a inyectar no es una lechada simple de agua-cemento, sino que puede llevar algo de bentonita (a veces, algo de arena, para lo que se necesita una bomba especial) y algún producto (patentado) que permita que la lechada sea fluida, y controlar el tiempo de fraguado, ya que esa lechada puede tener que recorrer 40 a 60 m de distancia.
- 5) El volumen inyectado va a actuar como un conjunto de gatos hidráulicos que comprimen el terreno inicialmente y que –a veces, según su naturaleza– llegan al «claquage» o fracturación hidráulica, con lo que se puede «levantar» el terreno superior para compensar los movimientos inducidos por la excavación, lo que puede conseguirse, a veces, en varias fases de inyección (Fig. 8).

Hay que tener en cuenta varias condiciones:

- Es necesario, antes de la excavación cercana al edificio, inyectar con poco volumen para «pretensar» el terreno o que «entren en carga» esos «gatos hidráulicos» equivalentes. Ello supone que se introduce un volumen de inyección para que se inicien los movimientos de la estructura, antes de que ésta experimente los efectos del túnel. Esta fase se denomina «inicial» o «de adecuación», en el sentido de puesta a punto del sistema. Se pretende, así, que el edificio pueda ser «compensado» a continuación. Generalmente se cifra en unos 3 mm el levantamiento máximo a inducir en esta fase, a fin de no introducir daños en la estructura.
- Cuando el túnel se aproxima y sus efectos empiezan a sentirse (a través de la auscultación correspondiente, unida inherentemente a estos sistemas) puede ya iniciarse la verdadera acción o segunda fase de «compensación» propiamente dicha. Realmente esta fase puede llevarse a cabo en varias subfases, según se van produciendo los asientos (Fig. 8); por ejemplo, cada vez que se produzcan 5-7 mm de asiento (con asientos menores es casi preferible no inyectar).

- Hay que tener en cuenta que si el túnel se construye con tuneladora no debe de inyectarse a escasa distancia ($\varnothing/3$ - $\varnothing/1,5$, siendo \varnothing su diámetro) de la misma, por las deformaciones que pudieran producirse en el escudo. Así pues, se puede inyectar algo antes de pasar y después de pasar.
- Los niveles de taladros deben estar por encima del túnel a una distancia mínima deseable de 3,0 m (aunque a veces la hemos reducido, como en la unión de las líneas 8 y 10 del metro de Madrid, en marzo de 1997, en que se redujo a 1,5 m, con túnel excavado de forma tradicional). Tampoco deben aproximarse excesivamente a las cimentaciones.
- Los pozos deben dimensionarse de forma que quepa la máquina que va a realizar los taladros (anchura y altura). Suelen tener unos 6 m de anchura mínima (Fig. 9).
- Los taladros no deben estar muy juntos y suelen disponerse en dos o más filas, de forma que no queden unos encima de otros. Tanto la situación de los taladros como la definición de los manguitos deben quedar claramente registradas en planos y tablas.

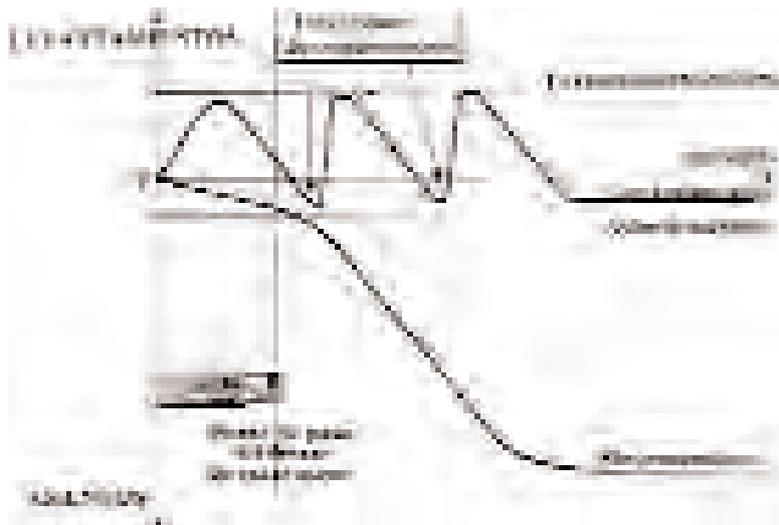


Figura 8. EVOLUCION DEL ASIENTO DE UN PUNTO DE LA SUPERFICIE CON Y SIN COMPENSACION (Dominguez y otros, 2002).

- Es importante definir bien el replanteo de taladros. Para ello, en el pozo o excavación desde que se perfora conviene que haya dos paredes de hormigón o gunita donde quede situada la intersección del taladro con esas paredes (Fig. 10).
- No debe olvidarse el efecto de «armado» del terreno que introducen los taladros (que suelen hacerse en uno a tres niveles diferentes) y sus tuberías. El acero introduce más rigidez, pero también puede tener el riesgo de que, si se desvían taladros, una tuneladora podría encontrarse con un tubo metálico en su frente, lo que no es deseable en ningún caso. Ahora bien, si la distancia entre edificio y túnel es grande pueden usarse tubos metálicos para conseguir ese efecto de «armado». Por ejemplo, en el caso de la prolongación de la estación de Alonso Martínez no fue necesaria la fase de compensación, ya que la «losa» conseguida amortiguó los asentamientos finales a sólo 3-4 mm (y uniformes), por lo que no se inyectó en esa fase (Fig. 11). El terreno era bastante bueno (predominio «tosquizo»), y a pesar de que el volumen a excavar era grande (aunque por fases), el resultado fue muy aceptable con sólo la fase de adecuación y con tubos de acero en los taladros.

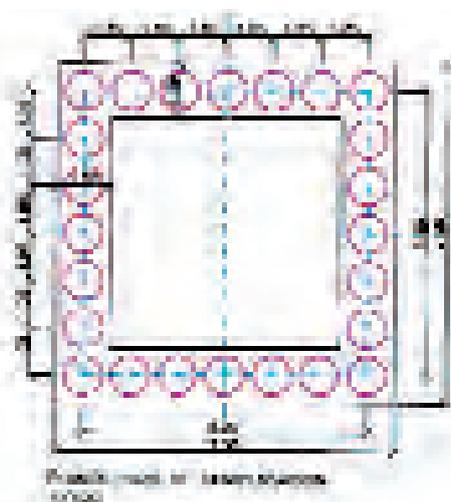


Figura 9. POZO DE INYECCION EN LA LINEA 10.1 DEL METRO DE MADRID (Geocisa, 1999).

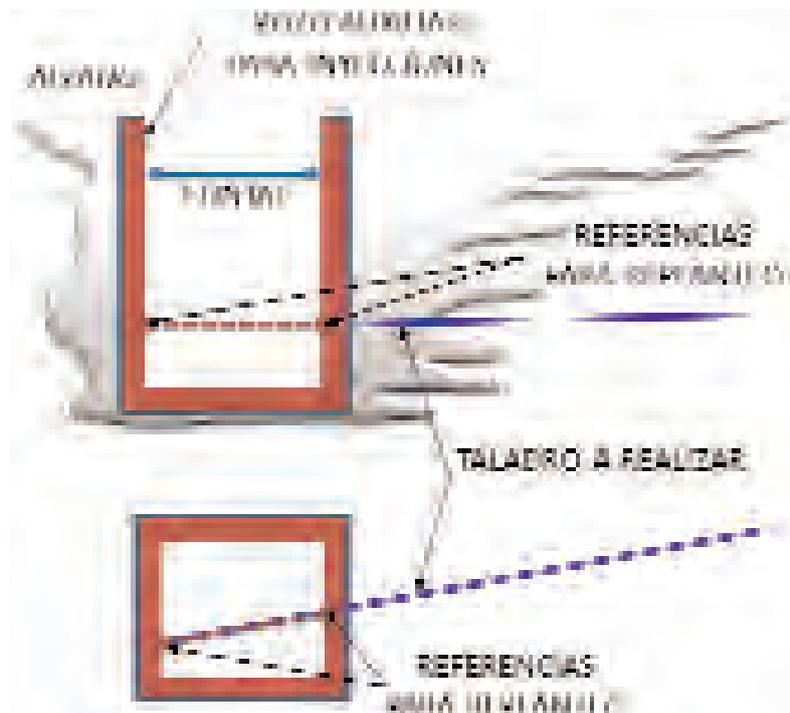


Figura 10. REPLANTEO DE TALADROS.

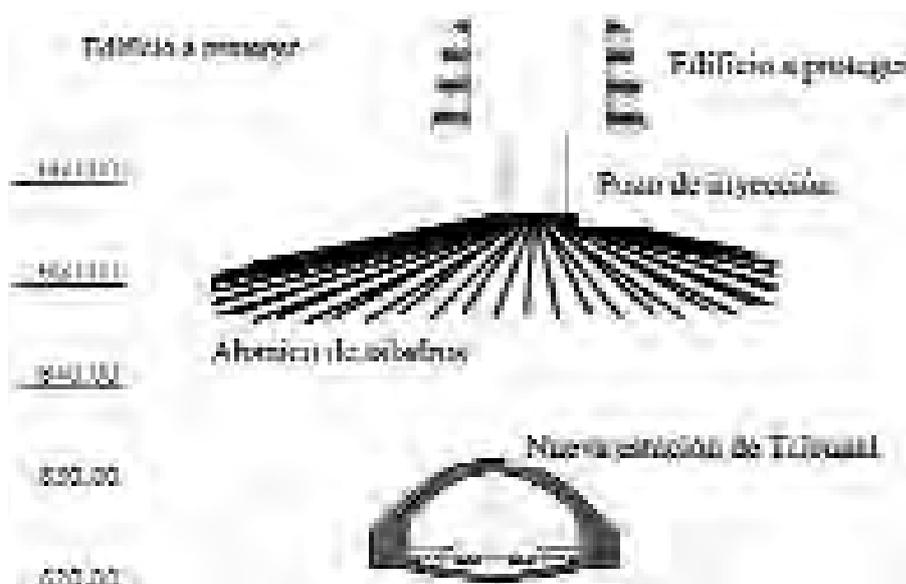


Figura 11. TRATAMIENTO EN LA ESTACION DE TRIBUNAL EN LA LINEA 10 DEL METRO DE MADRID (Melis y otros, 2003).

2.3. DESARROLLO DE LA COMPENSACION

La compensación de movimientos se entiende, actualmente, como una interacción continua entre el avance de una excavación y el tratamiento de inyecciones realizado. Es un proceso dinámico que introduce material entre estructura y túnel para lograr la compensación inmediata de los movimientos que provoca el fenómeno de la subsidencia (Figs. 3, 4 y 8).

Resulta inadecuado utilizar la expresión «compensación de movimientos» cuando dicha medida no sea adoptada en consonancia con la generación de asientos que provocan los trabajos de tunelación. En tal caso sería apropiada la calificación de medida de protección estructural, ya sea mediante la recuperación de un asiento ya producido, refuerzo de la cimentación, o por aislamiento de la estructura mediante *jet-grouting*, etc. La denominación de «inyección de compensación» fue introducida por el doctor David Hight durante los trabajos realizados para un túnel metropolitano en la estación de Waterloo, en Londres (Mair, 1994), aunque la técnica ya era utilizada –como hemos dicho– por Baker en Baltimore a mediados de los 70 y por nosotros mismos (con la compañía de Baker en Caracas) a finales de los 70.

La aplicación práctica se generalizó durante la campaña de control de edificios históricos llevada a cabo en el metro de Londres en 1994 (Jubilee Line Extension), aunque con criterios aún restringidos, que han sido claramente ampliados durante las obras de la ampliación del metro de Madrid (1995-2007). En España la utilizamos, por primera vez en obras subterráneas, en la unión de las líneas 8 y 10 del metro de Madrid, en los años 1996-97. La misma empresa española que realizó esta obra ya había empezado a utilizarla en el recalce de un edificio de la Urbanización Santa Eugenia (Madrid), poco antes, con taladros verticales. En el diseño de las utilizadas en el metro de Londres –y en su realización– intervino esa empresa española (Geocisa), con el asesoramiento del propio Baker y el del autor de estas líneas.

Como ya hemos dicho, la primera aplicación documentada de este tipo de tratamiento fue denominada «inyección dinámica de compactación» (Zeigler y Wirth, 1982), llevada a cabo durante la construcción de la línea noroeste del «sistema rápido de tránsito» de Baltimore, siguiendo la teoría desarrollada por H. W. Baker (Baker y otros, 1983). El contrato de los túneles de Bolton Hill incluía la construcción de 1,7 km de dos túneles paralelos de 6 m de diámetro que discurrían a una profundidad de 12-22 m bajo 40 edificios de entre 50 y 100 años y 3 ó 4 plantas de altura, cimentados a 12 m sobre la clave del túnel y calificados con un potencial de riesgo que obligaba a su protección. Como medida de protección contra las subsidencias inducidas por la excavación, el proyecto inicial había previsto un levantamiento de las estructuras que superasen el nivel de asientos de 6 mm. El levantamiento se llevaría a cabo mediante inyecciones de compactación. Sin embargo, surgió una alternativa propuesta por la compañía H.W. Baker de Odenton (Maryland) encargada de la realización de los tratamientos de inyección. En ella se establecía la posibilidad de realizar un tratamiento continuo del terreno a medida que avanzaba la excavación, de forma que se limitasen los movimientos inducidos antes de que se produjesen. Mediante esta técnica se lograba mantener las estructuras con el mínimo de distorsiones y limitando enormemente los movimientos verticales en la superficie (Figs. 5 y 6).

La traza de los túneles atravesaba un terreno con arenas y gravas muy densas, así como capas ocasionales de arcilla. Los dos túneles se excavaron a sección completa mediante escudo de aire comprimido y revestimiento de dovelas metálicas. Los taladros de inyección fueron perforados a percusión, con 75 mm de diámetro y hasta 3 m sobre la clave del túnel, quedando revestidos con una entubación metálica que no se retiraba hasta el momento de la inyección. Se limitó la presión de inyección a 28 kg/cm² y los caudales (con lechada de 50 mm de cono de Abrams) llegaron a los 62 l/min.

El esquema de ejecución llevado a cabo requería la disposición desde la superficie de las lanzas de inyección verticales e inclinadas al menos un mes antes del paso del frente de excavación. La inyección de compactación comenzaba con el paso de la cola del escudo bajo el taladro, dado que en ese momento el hueco entre revestimiento y excavación produce mayores movimientos (Fig. 5).

El resultado del tratamiento fue plenamente satisfactorio, reduciéndose los asientos a 6 mm en la zona tratada y siendo de unos 25-30 mm en las áreas sin tratamiento, en superficie (Fig. 6).

Resulta necesario destacar, dentro de los tratamientos mediante inyecciones de compensación que se han realizado desde la introducción de la técnica en 1982, dos grandes actuaciones a nivel europeo: la extensión del metro de Londres, con 16 nuevos kilómetros (12,4 en túnel y 11 estaciones en 9 años), y la más reciente ampliación del metro de Madrid (el 90 %, subterránea), con unos 200 km de túnel (1995-2007). Los tratamientos de compensación llevados a cabo durante estas dos experiencias han hecho evolucionar la técnica de manera sorprendente.

Dentro de la ampliación del metro de Madrid han sido numerosas las realizaciones con tratamientos de compensación de movimientos. El tramo que probablemente concentró mayor número de áreas de inyección fue el de la extensión de la línea 1 entre las estaciones de Miguel Hernández y Congosto, que aproximaba el metro de la Villa de Vallecas (primeros casos). En este tramo se conjugó la existencia de antiguos edificios de viviendas pobremente cimentados –y presentando un avanzado grado de deterioro– con un perfil geotécnico de una potencia muy importante en terrenos deformables, rellenos y peñuelas reblandecidas. Las inyecciones se llevaron a cabo desde 4 pozos, distinguiéndose 8 zonas de inyección. En la figura 12 se reproduce un tramo de la planta del trazado localizando los pozos y los abanicos de taladros utilizados.



Figura 12. POZOS PARA INYECCIONES DE COMPENSACION EN LA LINEA 1 (Arnáiz et al., 1999).

Para lograr este objetivo, los tratamientos de compensación proporcionan mediante inyecciones un levantamiento con un volumen similar al volumen del terreno perdido por la convergencia de la sección excavada. Estas inyecciones, dependiendo de cada caso, podrán realizarse desde la superficie o desde algún pozo cercano, siempre que pueda definirse una zona de tratamiento entre la clave del túnel y la superficie. Este último tipo de actuaciones puede ser realizado cuando la traza del túnel discorra bajo una superficie libre de edificaciones (Figs. 5 y 12). Pero ya hemos comentado que, si no se actúa sobre la «sombra» de influencia del túnel, el efecto de la compensación puede ser pequeño.

En la figura 13 se ha representado una recreación tridimensional de la ejecución de un tratamiento desde un pozo de sección circular construido al efecto. Estas actuaciones son habituales cuando la traza del túnel se sitúa bajo una estructura superficial o enterrada, que es donde estas inyecciones tienen mayores aplicaciones. El tratamiento representado trata de proteger un túnel carretero mediante un abanico de tubos-manguito perforado entre la futura excavación (identificada por el escudo) y el citado túnel.

Los sistemas de inyección actuales han permitido la localización del volumen inyectado en las zonas deseadas y la posibilidad de reinyectar tantas veces como la evolución de los asientos por subsidencia lo requiera (Fig. 4). En la figura 8 –que ya hemos citado– se representa un esquema de la evolución del asiento desarrollado en un punto a medida que avanza la excavación del túnel, se observa la progresión del asiento cuando no existe tratamiento de compensación y el efecto que se consigue cuando se aplica éste. Por eso es tan necesaria la auscultación de los edificios y estructuras a proteger. El conocimiento continuo de los asientos puede decidir en tiempo real cuánto y dónde inyectar, con las presiones que la fase de adecuación ha indicado como válidas. A veces es necesario construir varios pozos para poder llegar a la zona a tratar (Figs. 12 y 14). No conviene hacer taladros con más de 50 m de longitud. Éstos pueden llegar a desviarse hasta 1 m en vertical.

En la figura 9 pueden comprobarse las dimensiones de un pozo desde el que se hizo un tratamiento de compensación. Pero no siempre se ha de pensar en un pozo nuevo. Puede ser un pozo de ventilación, una salida de emergencia, etc. (Fig. 14), un pozo abierto con sólo una pared...

El área de tratamiento se determina en planta basándose tanto en la cubeta de asientos estimada como en el estado y la tipología de las estructuras afectadas. Los pozos usados podrán ser pozos de ataque, de ventilación, etc. Resultará apropiada toda solución que permita inyectar el área definida y el emplazamiento de los equipos de tratamiento en su interior. En el ejemplo de la figura 16a puede observarse cómo dos equipos de perforación se instalaron en el cañón de una escalera de la estación de Guzmán «el Bueno» (línea 7 de Madrid) para realizar el tratamiento de la figura 16b y que se inició al comprobarse que los asientos de un edificio cercano superaban las previsiones estimadas.

Es preciso realizar taladros que en principio pueden tener la dirección que pueda ejecutar la máquina perforadora. Habitualmente se disponen en forma de abanico, sensiblemente horizontales bajo las estructuras afectadas. La separación máxima en planta, entre taladros contiguos, en su extremo final, suele rondar los 2-3 m. El diámetro de la perforación suele ser de 75 ó 100 mm (3 ó 4") y se arma con tubos metálicos o de P.V.C. de 50 mm (\varnothing 2") dotados de válvulas anti-retorno, normalmente del tipo tubo-manguito.



Figura 13. ESQUEMA DE UN TRATAMIENTO DE COMPENSACION DE MOVIMIENTOS REALIZADO DESDE POZO (Comunidad de Madrid, 1999).

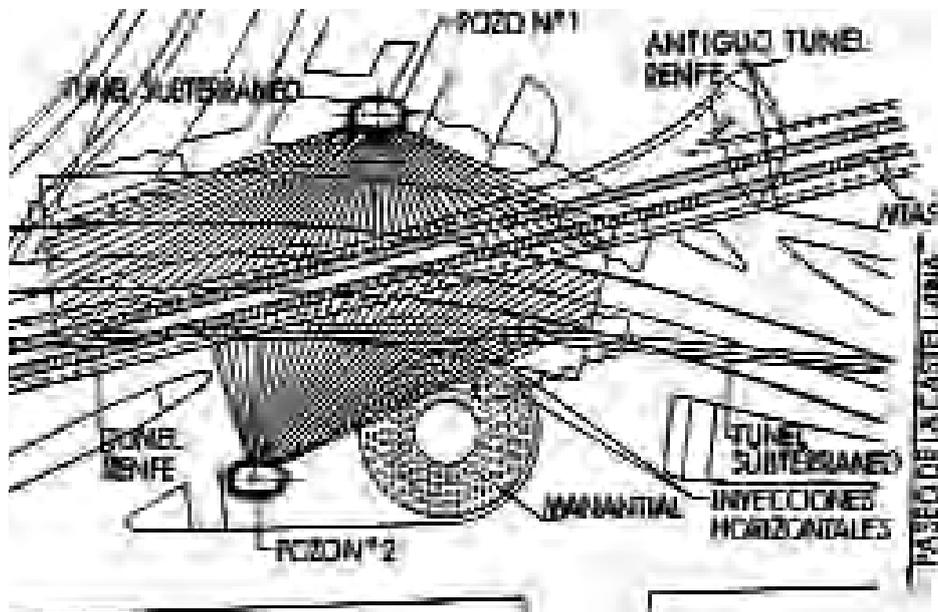


Figura 14. DISTRIBUCION DE LOS TALADROS DE INYECCION. UNION DE LAS LÍNEAS 8 Y 10 DEL METRO DE MADRID BAJO EL TUNEL FERROVIARIO DE RENFE DEL PASEO DE LA CASTELLANA, EN MADRID (Melis, Oteo, Trabada y Sola, 1998) .

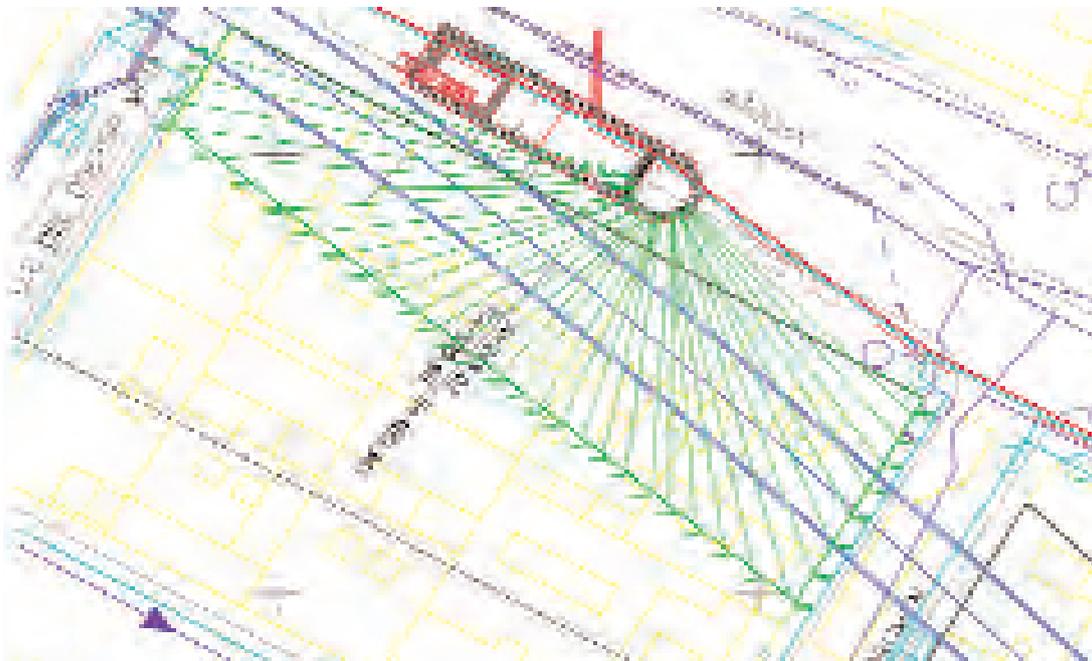
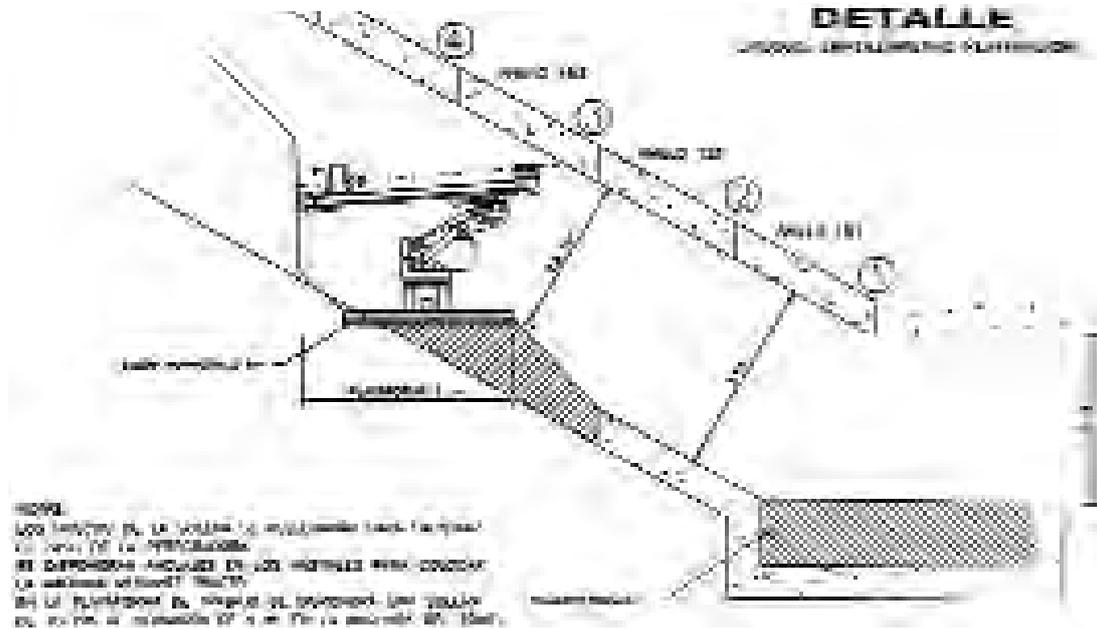
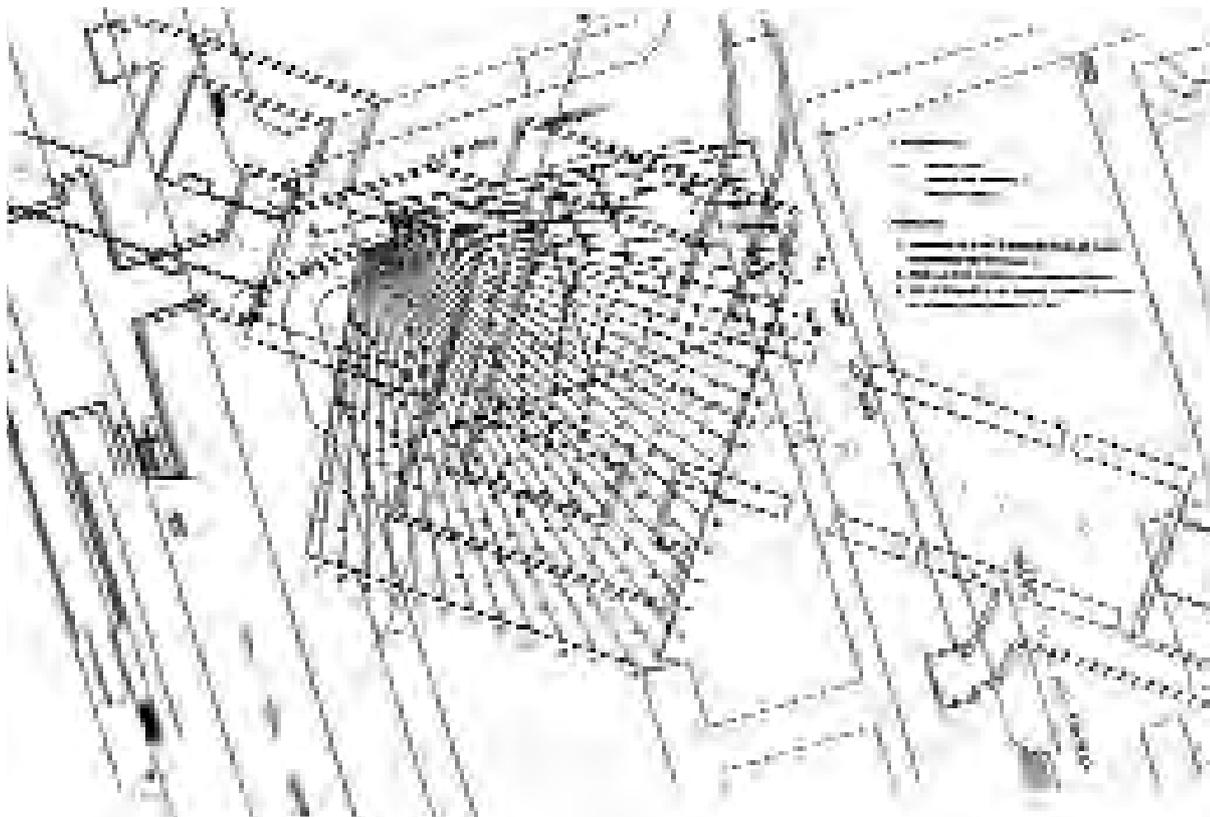


Figura 15. INYECCIONES DE COMPENSACION DESDE POZO DE VENTILACION Y EMERGENCIA EN EL TUNEL FERROVIARIO ATOCHA-NUEVOS MINISTERIOS.



a) Instalación de los equipos en el cañón de una escalera.



b) Disposición en planta de los taladros.

Figura 16. TRATAMIENTO DE COMPENSACION EN LA ESTACION DE GUZMAN «EL BUENO», EN MADRID (Rodríguez Ortiz, 2000).

2.4. DISTINCION DE LAS ETAPAS DE UN TRATAMIENTO

Como ya se ha dicho, el proceso de ejecución de las inyecciones de compensación, en el caso más general, puede considerarse integrado por dos etapas consecutivas, una de acondicionamiento y otra de compensación. Dentro de cada una de estas etapas algunos autores distinguen ciertas técnicas bajo diferentes denominaciones. Normalmente, un tratamiento de compensación consta de las dos etapas mencionadas, aunque puede ocurrir que, tras efectuar la etapa de acondicionamiento y llegar la excavación del túnel, no se produzcan los asientos esperados y no se justifique la etapa de compensación. Seguidamente se comentan estas etapas incluyendo las distintas denominaciones que pueden recibir:

- **Acondicionamiento, pretratamiento, prelevantamiento o inyección de precarga:** El objeto de esta etapa del tratamiento es múltiple. Por un lado, trata de preparar el material situado sobre la capa de inyección mediante su puesta en carga, para conseguir en fases posteriores una transmisión de los movimientos a la superficie inmediata a la inyección de un determinado volumen de mezcla. Esto se logra por varios mecanismos como son: la restitución de las tensiones que se relajan debido a la perforación e instalación de los tubos-manguito, el relleno de los posibles huecos existentes en el terreno, la compactación del terreno situado sobre la capa de inyección, reduciendo así su compresibilidad y mejorando la transmisión de desplazamientos, etc. Por otro lado, durante esta etapa del tratamiento se pretende obtener un ensayo previo de levantamiento controlado del terreno, para conocer cómo se comporta y se transmite el desplazamiento impuesto por la inyección. Este hecho permite, además, la comprobación del buen funcionamiento de los sistemas de inyección y control de movimientos, así como el establecimiento de criterios para alcanzar un levantamiento lo más uniforme posible en la superficie y garantizar un tratamiento seguro en la proximidad de las estructuras. El levantamiento comenzará cuando el volumen introducido provoque que las tensiones horizontales en el terreno sean aproximadamente iguales a las verticales, lo que se denomina «punto de efectividad» (Schweiger y Falk, 1998). Esta fase se realiza antes de la llegada del frente de excavación a su vertical. El levantamiento alcanzado en la superficie no debe dañar las edificaciones existentes, por lo que se suele limitar a un valor máximo situado entre 3 y 5 mm.

Algunos autores distinguen, dentro de esta primera etapa, otras dos posibles actuaciones en función de la finalidad que persiguen las inyecciones. Estas fases son denominadas:

- a) *Preparación del terreno. Inyecciones previas:* En ocasiones es necesario un tratamiento previo del área definida de compensación mediante inyecciones de impermeabilización y/o consolidación. Se realiza antes de la llegada del frente de excavación a la vertical del área de tratamiento. Esta fase tiene como objetivo reducir el índice de huecos y preparar el terreno situado en torno a la inyección, para servir mejor a la transmisión del desplazamiento impuesto al que le someterá el tratamiento en fases posteriores.
 - b) *Sobreelevación uniforme:* Consiste en una sobreelevación uniforme del área de compensación previa a un asiento brusco excesivo. Para esta sobreelevación, que debe superar los 10-15 mm, se tendrá en cuenta la experiencia adquirida en la fase de acondicionamiento y en otros posibles ensayos previos de levantamiento, de manera que se limite al máximo la distorsión angular inducida en las estructuras superficiales. Sólo se realizará esta etapa cuando se prevea un brusco aumento del volumen de la cubeta de asientos, de forma que sea posible responder mediante la compensación concurrente y evitar una oscilación de asientos inadmisibles en las estructuras.
- **Compensación:** La etapa de compensación de movimientos se refiere a las inyecciones efectuadas directamente durante el proceso de descenso de la superficie, para mantener la deformada de la misma dentro de los límites establecidos como admisibles para la estructura afectada. En ocasiones se diferencian las inyecciones dirigidas a contrarrestar los asientos provocados por el paso del frente del túnel de aquellas que tratan de compensar el asiento diferido. Aunque realmente ambas inyecciones constituyan, desde el punto de vista técnico, una misma etapa del tratamiento, se comenta la distinción que de ellas hacen algunos autores:
 - a) *Compensación concurrente (o compensación durante la excavación):* Esta denominación se utiliza para referirse a las inyecciones que pretenden reducir los asientos conforme los induce el avance del frente de excavación. Esto se consigue aportando al terreno el volumen de material necesario para compensar la pérdida generada en la contracción de la sección del túnel y mantener cualquier punto de la cubeta de asientos superficiales dentro de los umbrales admisibles. La ejecución de estas labores con el mínimo desfase temporal garantiza la permanencia de las estructuras sin deformación. Resulta importante procurar reducir las inyecciones en las cercanías del frente de excavación a fin de no provocar inestabilidades en el mismo y no dañar el escudo de excavación en caso de ser éste el procedimiento constructivo utilizado. Para ello se diseña la secuencia de inyección de manera que se inyecte siempre por delante o por detrás del avance de la excavación, evitando además perjudicar a dicho avance con la inyección.
 - b) *Compensación observacional (o compensación después de la excavación):* Bajo este nombre se califican las inyecciones que tienen por objeto mantener la uniformidad y el nivel de asientos logrados más allá del paso del frente de excavación bajo la zona tratada. Para ello se debe prolongar la observación de los registros de asientos y detectar cuándo los asientos diferidos superan los umbrales admisibles establecidos. En este momento se procede a la inyección de nuevos volúmenes para recuperar un estado de deformaciones admisible. Las inyecciones realizadas en esta fase resultan ser las más eficaces desde el punto de vista de los levantamientos que genera en la superficie, dado que se realiza sobre un terreno muy mejorado y con los anillos de revestimiento dispuestos, lo que, además de reducir el riesgo de inestabilidad, reduce las pérdidas por decompresión entre la inyección y la clave del túnel.

A esto podemos añadir una tercera posibilidad:

- c) *Compensación observacional (o compensación durante la excavación)*, que es la que suele hacer el autor de estas páginas: Se toman medidas de movimientos de forma constante y se va decidiendo, en tiempo real, la necesidad o no de inyectar, así como dónde y cuánto. Ello necesita cierta experiencia y cuidado, pero puede dar buenos resultados y reducir costes.

2.5. EFICACIA DE LA COMPENSACION DE MOVIMIENTOS

Se ha observado cómo el desplazamiento logrado por un cierto volumen de material inyectado era menor en función de la distancia al punto de inyección. Este efecto provoca que los levantamientos en la superficie no tengan el mismo valor que los impuestos a nivel de la inyección. En los tratamientos mediante inyecciones de compensación este hecho se traduce en una pérdida de efectividad de la inyección.

Los volúmenes inyectados en el terreno para la compensación de asientos superficiales mantienen una relación de eficacia con el volumen de asientos realmente compensado (Arnáiz, Oteo y Rojo, 1999). Esta relación de eficacia depende de numerosos factores, entre los que se pueden destacar:

- Pérdidas de volumen debidas a la compresibilidad del terreno situado bajo la inyección.
- Pérdidas por deformación del terreno compresible situado sobre el nivel inyectado.
- Deformación lateral de la inyección que provoca movimientos horizontales.
- Deformación propia del material inyectado sometido a presión.
- Pérdidas debidas a la consolidación diferida del terreno circundante.
- Fugas de material inyectado a la superficie o a cavidades próximas.

En vista de la multitud de factores que gobiernan la eficacia de las inyecciones de compensación y de la variabilidad de situaciones que caracteriza cualquier excavación subterránea, se deduce que la estimación teórica de este parámetro resulta en gran medida inabordable, a pesar de los tratamientos numéricos ya disponibles y que se comentan más adelante. Actualmente sólo se puede obtener *a priori* la eficacia de la inyección a partir de ensayos y resultados extraídos de las fases de pretratamiento y acondicionamiento de la compensación.

Es posible establecer como coeficiente de eficacia de la inyección, a efectos de la compensación de asientos superficiales (Fig. 17), el parámetro:

$$\xi = \frac{V_i}{V_r}$$

siendo V_i el volumen de inyección introducido y V_r el volumen de asientos compensado o volumen levantado (Oteo, 2000). El coeficiente ξ así definido refiere el volumen eficaz de levantamiento al volumen bruto realmente producido por causa de la inyección introducida. Se obvian así los descensos provocados por la excavación del túnel.

Este coeficiente resulta mayor cuanto menos eficaz es el volumen de inyección introducido. Realmente, podría decirse que es un coeficiente de «ineficacia»; pero resulta sencilla su expresión (mayor que la unidad) y, además, se empezó a usar en este sentido, en vez de su inverso. Esto es debido a que se precisa un mayor volumen de inyección para lograr un determinado levantamiento.

También es posible definir el coeficiente de eficacia considerando la superficie levantada como una zona sensiblemente horizontal, lo que se logra en el área de inyección por la acción conjunta de todos los manguitos (Fig. 18). De esta manera resulta posible expresar el volumen levantado de terreno por metro cuadrado mediante el movimiento vertical producido en la superficie (Esparcia y Arcos, 2000). Esta definición es un intento de simplificar el anterior, pero es menos general, ya que tiene carácter puntual al referirse al levantamiento de la superficie y se dan variaciones apreciables en ese movimiento puntual durante el tratamiento.



Figura 17. DEFINICION DEL COEFICIENTE DE EFICACIA $\xi = V_i/V_r$.



Figura 18. COEFICIENTE DE EFICIENCIA NETA FINAL. LEVANTAMIENTO HOMOGÉNEO (Esparcia y Arcos, 2000).

Si se analiza 1 metro cuadrado de superficie levantada considerando una elevación neta media de «x» milímetros (Fig. 17), es posible expresar el volumen contenido en el paralelepípedo resultante de la siguiente forma:

$$\frac{V_{\text{levantado}}}{\text{m}^2} = 1(\text{m}) \cdot 1(\text{m}) \cdot \frac{x(\text{mm})}{10^3} \cdot \frac{\text{m}}{\text{mm}} \cdot \frac{1}{\text{m}^2} \cdot \frac{x(\text{mm})}{10^3} \cdot \text{m}^3 \cdot 10^3 \cdot \frac{1}{\text{m}^3} \cdot \frac{1}{\text{m}^2} = x(\text{mm}) \cdot \frac{1}{\text{m}^2}$$

El volumen inyectado por metro cuadrado o admisión se obtiene durante la ejecución del tratamiento. Con esta simplificación se define el «coeficiente de eficiencia neta final» como la relación entre el volumen de material realmente inyectado expresado en l/m² y el levantamiento producido en milímetros. Con estas dimensiones y la hipótesis de un levantamiento homogéneo el coeficiente resulta adimensional:

$$\text{CEBF} = \frac{V_{\text{inyectado}} / \text{m}^2}{V_{\text{levantado}} / \text{m}^2} = \frac{\text{Litros} / \text{m}^2 \text{ totales inyectados}}{\text{mm de elevación final neta conseguida}}$$

La definición anterior de coeficiente de eficacia se refiere al levantamiento producido por efecto de la inyección introducida. Sin embargo, en los tratamientos de compensación existe una interacción entre los procesos de excavación y de inyección, con lo que los movimientos en la superficie no son sólo levantamientos, como ocurre en un ensayo previo o durante la fase de acondicionamiento, sino que existen además subsidencias. Es preciso, pues, establecer un coeficiente que mida la eficacia efectiva de la inyección en cada fase. Para reflejar este hecho en el parámetro es preciso referir el volumen de levantamiento a valores relativos a la etapa de inyección en desarrollo, teniendo así en cuenta tanto el levantamiento neto logrado como el asiento recuperado. Se define de esta forma el «coeficiente de eficiencia bruta final» (CEBF):

$$\text{CEBF} = \frac{V_{\text{inyectado}} / \text{m}^2}{V_{\text{levantado}} / \text{m}^2} = \frac{\text{Litros} / \text{m}^2 \text{ totales inyectados}}{\text{mm de elevación final bruta conseguida}}$$

Esta medida de la eficacia es similar a la anterior en la hipótesis básica de levantamiento uniforme; pero, en este caso, el volumen levantado se refiere a los movimientos ascendentes producidos por la inyección, obviando los descensos. Se relaciona así el volumen de material introducido con los ascensos efectivos logrados directamente por este volumen.

Este coeficiente de eficiencia coincide conceptualmente con el coeficiente de eficacia ξ antes definido (Oteo, 2000) cuando es aceptable la hipótesis de levantamiento uniforme. Al definir así el coeficiente CEBF es posible establecer su valor conociendo tan sólo el volumen de inyección y el levantamiento medio conseguido, sin necesidad de calcular toda la deformada de la superficie y el área de la cubeta.

A partir de los datos obtenidos durante la ejecución de un tratamiento de compensación bajo el edificio RAC en Londres durante la extensión del metro, Sola (2000) obtuvo un valor del coeficiente de eficacia medio de todo el tratamiento a partir de las cubetas de asientos registradas. El coeficiente de eficacia definido viene a ser el inverso del definido por Oteo y expresado, además, en porcentaje:

$$f = \frac{V_1 - V_2}{V_{\text{inyectado}}} \cdot 100$$

siendo f el coeficiente de eficacia, y V_1 y V_2 , los volúmenes de las cubetas de asientos antes y después de la introducción del volumen $V_{\text{inyectado}}$.

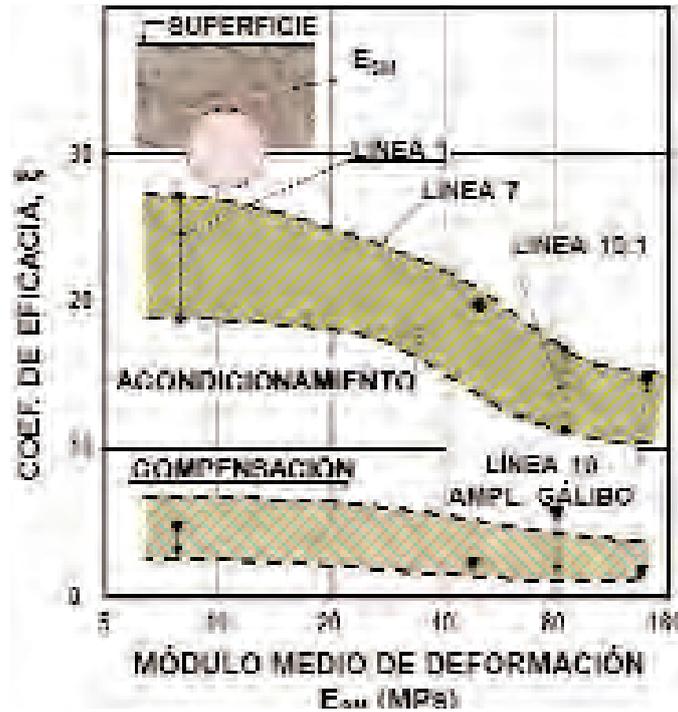


Figura 19. COEFICIENTE DE EFICACIA EN INYECCIONES DE COMPENSACION EN FUNCION DE LA DEFORMABILIDAD DEL TERRENO (Oteo, 1999).

El grado de eficacia del tratamiento de compensación depende en gran medida del módulo de deformación del terreno que constituye la montera del túnel. Oteo, para los terrenos de Madrid, ha establecido el valor de ξ a partir de una recopilación de medidas reales, según puede apreciarse en la figura 19, distinguiendo claramente entre la fase de acondicionamiento (con todas las pérdidas iniciales que se producen) y la de compensación. Esta figura presenta valores de ξ que varían para la fase de acondicionamiento entre 15 y 25, mayores cuanto peor sea el terreno, y entre 2 y 4,5 cuando nos encontramos en fases de compensación.

El valor medio del módulo de deformabilidad del terreno situado entre el eje del túnel y la superficie se calcula a partir de los módulos de deformabilidad de cada uno de los estratos que constituyen este espacio. Su influencia en la eficacia del tratamiento es doble, ya que, según sea la calidad del terreno alrededor del punto de inyección, así se comportará el material inyectado y, por otro lado, la deformabilidad del terreno que constituye la montera del túnel establece el grado de transmisión del desplazamiento impuesto desde la inyección hacia la superficie. Dado que en la figura 19 el rango de valores del módulo de deformación medio es muy amplio, estos valores pueden ser aplicables, aproximadamente, a otros terrenos diferentes de los de Madrid.

Los valores del coeficiente de eficacia están referidos a la primera definición descrita en el apartado anterior. Cuanto mayor sea el coeficiente de eficacia (como se deduce de su expresión $\xi = V_i/V_v$), mayor volumen será necesario para

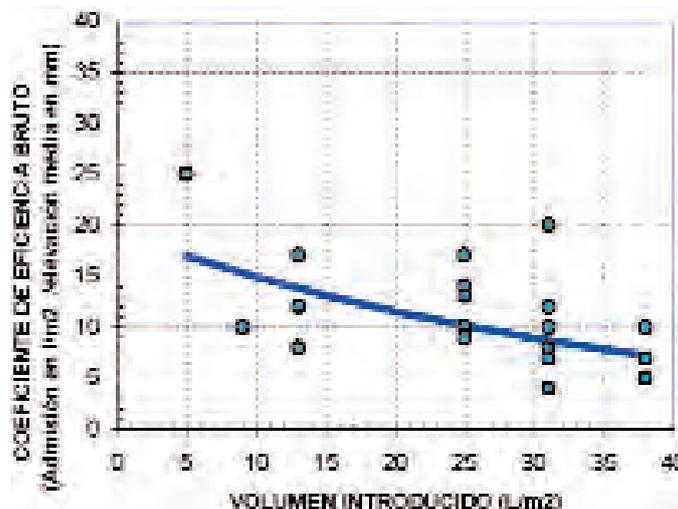


Figura 20. EVOLUCION DEL COEFICIENTE DE EFICACIA CEBF CON EL VOLUMEN INYECTADO (Oteo, 2000, y Esparcia y Arcos, 2000).

conseguir un cierto levantamiento de la superficie. Así vemos que las fases de acondicionamiento resultan mucho menos eficaces, (mayor ξ) que las de compensación para cualquier módulo medio de deformabilidad del terreno (E_{sm}) sobre la montera del túnel.

La eficacia de inyección varía a lo largo de las distintas fases que conllevan los tratamientos para la compensación de movimientos. Según los resultados obtenidos de las obras de ampliación en Villa de Vallecas de la línea 1 del ferrocarril urbano madrileño, los mayores valores del coeficiente ξ se darían en las primeras fases de inyección (las menos eficaces), mientras que los menores valores corresponderían a las últimas fases de los trabajos. Se encontraron valores de eficacia de $\xi = 24$ para las primeras fases de inyección y $\xi = 4$ para las últimas.

Representando la evolución del coeficiente CEBF frente al volumen de inyección acumulado a partir de datos obtenidos en Villa de Vallecas (Fig. 20), se aprecia claramente una disminución del coeficiente a medida que se incrementa el volumen de inyección.

2.6. ANALISIS TEORICO DE LA COMPENSACION

En su tesis doctoral, dirigida por el autor de estas páginas y el profesor don Pablo de la Fuente, el ingeniero de Caminos don Ezequiel Domínguez presentó un estudio de detalle de todos los aspectos comentados anteriormente y una simulación numérica del proceso de compensación. Comprobó que, introduciendo una ley de pérdidas en un modelo de elementos finitos (de acuerdo con la figura 21) en cuanto al efecto de la inyección y ajustada con los husos de valores de la eficacia calculados en las obras de ampliación del metro de Madrid, ofrece unos coeficientes de eficacia que se corresponden en magnitud con dicho ajuste. Esto no quiere decir que se imponga un valor del coeficiente de eficacia en cada fase de cálculo, sino que, al haber ajustado la ley de pérdidas con los datos del metro de Madrid (y suponiendo que el efecto de la inyección se simula como un cambio térmico), se obtiene un valor inicial de la eficacia en la compensación acorde con éstos, evolucionando luego la ley en función del volumen de inyección acumulado que se alcance a lo largo del tratamiento.

El proceso es laborioso. Primero es necesario simular un estado previo de peso propio para obtener las fuerzas modales en el contorno de la futura excavación. Después, en la etapa de acondicionamiento: a) Se simula la inyección en sucesivas iteraciones (Fig. 22). Los cambios de volumen del terreno se simulan mediante aumentos de temperatura en la zona en que se quiere reproducir la inyección. b) En cada iteración se calcula el aumento de volumen que supondría la inyección y se observa el coeficiente de pérdidas que debe aplicarse, mediante un decremento de temperatura. c) Se determina en cada incremento el movimiento en superficie en varios puntos de control. d) Se detiene el proceso en cada zona cuando la superficie se eleva superando el movimiento previamente fijado (por ejemplo, 3 mm) y se calcula el coeficiente de eficacia, ξ

En la etapa de excavación: a) El nivel de temperatura se mantiene constante para evitar pérdidas de volumen por deformación propia. b) Se excava la sección del túnel. c) Se colocan, en pasos sucesivos, los incrementos de fuerzas modales en el contorno de la excavación hasta permitir una relajación del terreno (25-30 %, para reproducir el efecto tridimensional del frente excavado). d) Se determina el asiento superficial en cada incremento hasta alcanzar un valor umbral igual al asiento admisible, previamente fijado. La etapa de compensación se reproduce así: a) Se incrementa el volumen de «inyección» (temperatura). b) Se calculan automáticamente, en cada iteración, el «volumen inyectado» acumulado y el coeficiente de pérdidas a adoptar (según lo preestablecido). c) Se registra el incremento de movimiento superficial en cada punto de control. d) Se detiene la «inyección» al llegar al umbral de movimiento deseado y se calcula el coeficiente de relajación. e) Se coloca el revestimiento. f) Se introducen gradualmente las fuerzas modales (desde el relajamiento inicial). g) Se registran los movimientos superficiales y se vuelve a hacer el proceso simulando varias fases de compensación. Este proceso –que, como se ve, no es sencillo– ha dado resultados muy aceptables. En la figura 23 puede apreciarse la comparación de los resultados teóricos obtenidos y los deducidos por Oteo, a partir de las medidas en obras de Madrid. En dicha figura, el orden de magnitud es muy similar, tanto en el acondicionamiento como en la compensación.

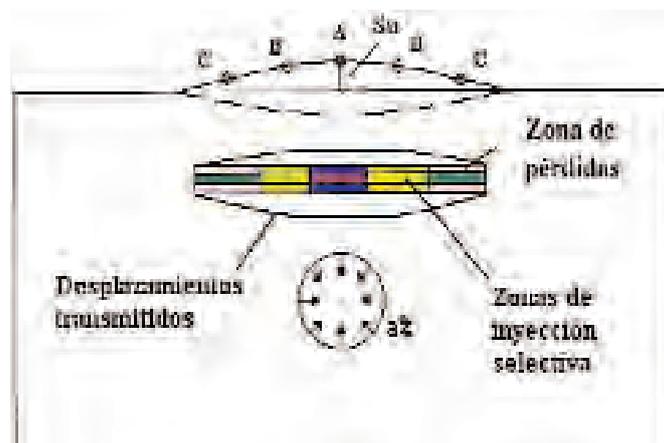


Figura 21. ETAPA DE COMPENSACION SIN REVESTIMIENTO (Domínguez, 2001).

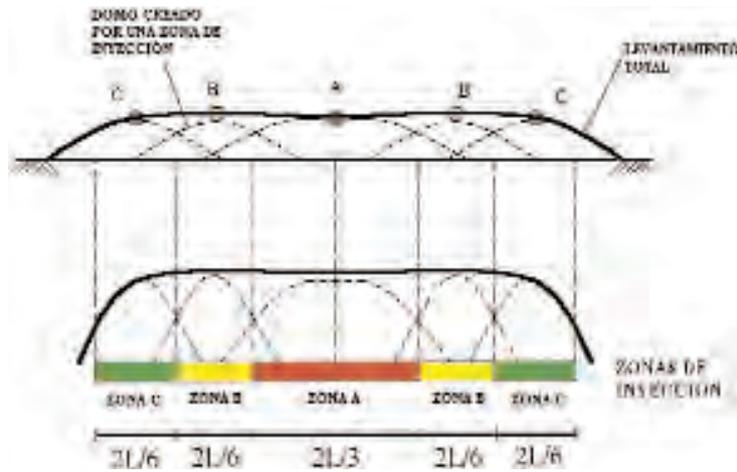


Figura 22. LEVANTAMIENTO PRODUCIDO COMO SUMA DE ZONAS DE INYECCION INDEPENDIENTES (Domínguez, Oteo y De la Fuente, 2002).

Si se quiere introducir la influencia de la deformabilidad del terreno, el resultado obtenido lo define la figura 24 (que también resulta muy de acuerdo con las medidas obtenidas en las líneas 1 y 10.1). En esa figura –a nuestro juicio, muy ilustrativa– se indica cómo la admisión final de un terreno inyectado (expresada en litros de inyección por metro cuadrado de la superficie, en planta, tratada) disminuye claramente al aumentar el módulo de deformabilidad medio, E_{sm} , del terreno. En rellenos antrópicos (en que E_{sm} puede ser inferior a 10-15 MPa), el volumen de tratamiento sería del orden de 200-400 l/m². Sin embargo, en formaciones de «tosco» (con un valor de E_{sm} del orden de 140-200 MPa), el volumen a inyectar estaría en los 40-60 l/m².

Estos valores, tanto de la eficacia (Figs. 19 y 23) como de la admisión final (Fig. 24), pueden tomarse como verdaderas guías de una compensación. A veces no merece la pena plantearse compensaciones si el terreno es muy rígido. En todo caso, podría hacerse un tratamiento básico de taladros inyectados (inyecciones armadas) y no estar pensando, a toda costa, en levantar edificios, lo que siempre supone una aventura geotécnica.

Existen otros estudios analíticos y numéricos sobre la simulación del proceso de compensación. Del tipo analítico queremos destacar los desarrollados por González, bajo la dirección del profesor Sagaseta (González, 2002; González y Sagaseta, 2001; Sagaseta y González, 2003). Éstos se basan en la solución desarrollada por Sagaseta (1987) que

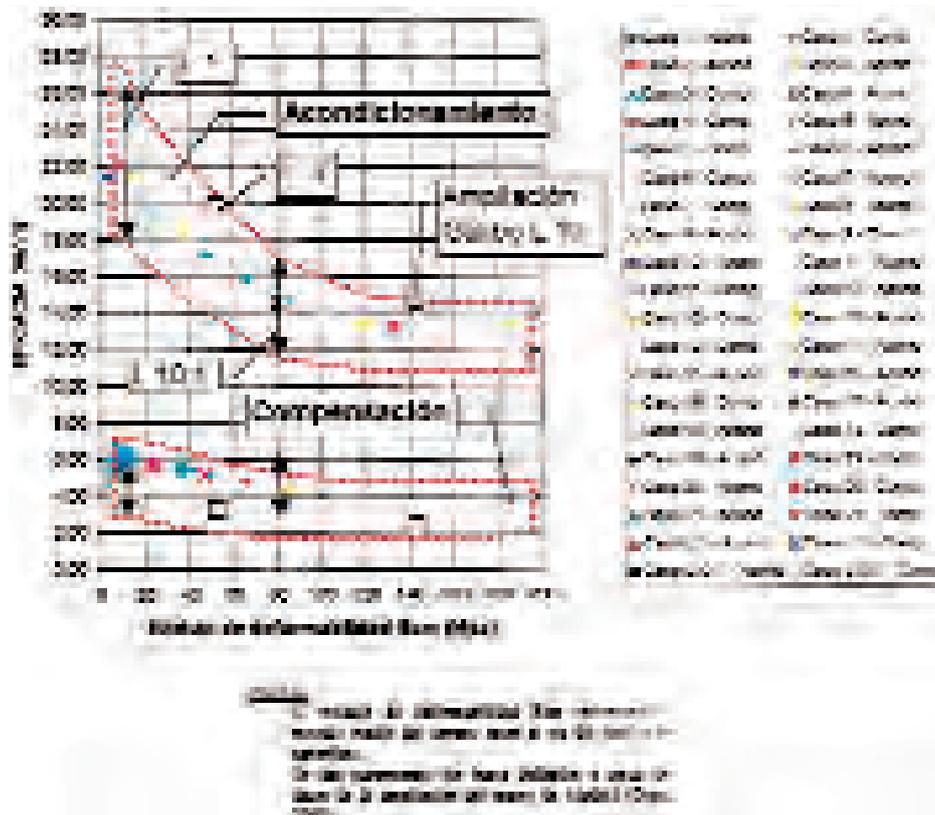


Figura 23. COEFICIENTE DE EFICACIA SEGÚN LA DEFORMABILIDAD DEL TERRENO (Domínguez, 2001).

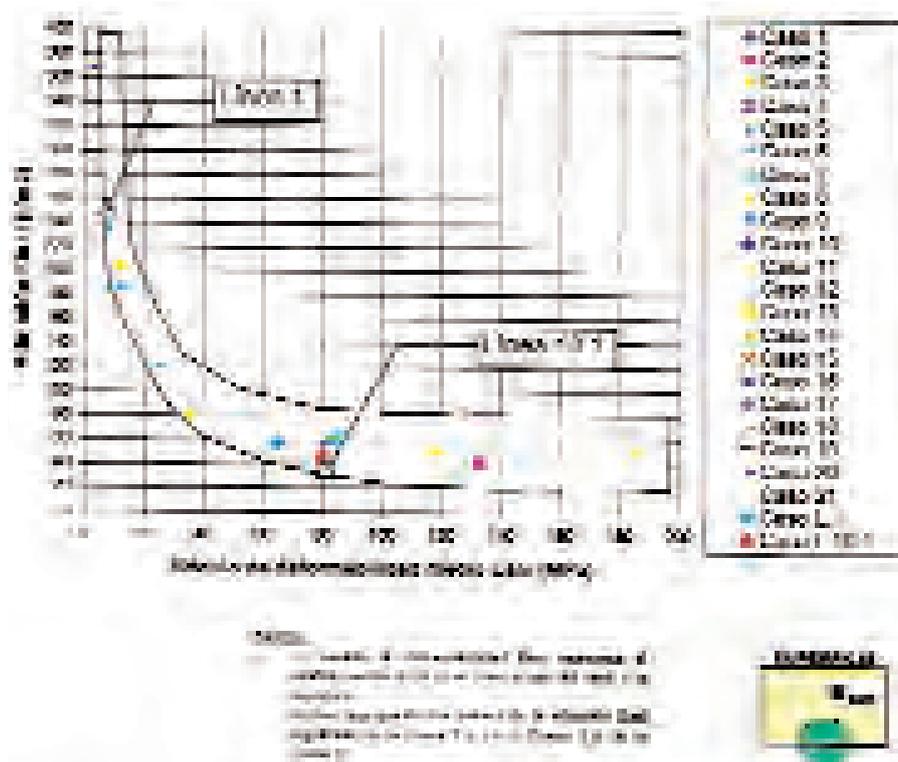


Figura 24. ADMISIONES TOTALES EN FUNCION DE LA DEFORMABILIDAD MEDIA DEL TERRENO (Domínguez, 2001).

permite el cálculo de la subsidencia originada por la excavación de un túnel a partir de los efectos producidos por la excavación de un orificio matriz en el terreno. La integración de la solución al área excavada permite conocer los movimientos que esa excavación produce. Este sistema puede aplicarse al revés, al crear una expansión en un hueco matriz e integrar sus efectos. En estos estudios se ha tenido en cuenta, además, el efecto de ovalización del túnel, lo que supone una influencia apreciable. El proceso puede aplicarse en 3D, sin ningún tipo de «gafas». En la figura 25 se reproduce la comparación realizada por Sagaseta y González (2003) con diversas medida tomadas en el metro de Singapur, en la que se aprecia una concordancia media muy buena.

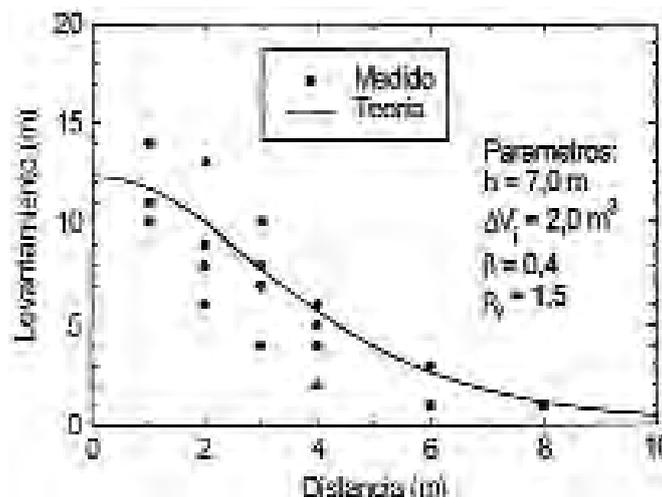


Figura 25. METRO DE SINGAPUR: RESULTADOS Y COMPENSACION CON LA SOLUCION ANALITICA (3D) (Sagaseta y González, 2003).

Existen otros estudios numéricos realizados con elementos finitos. En ellos se han introducido tanto presiones (lo que parece que no es muy adecuado) como incrementos de volumen por zonas (anelásticas, con expansión anisotrópica) en 3D. El trabajo de Kummerer y otros (2006) compara estudios de este último tipo con la solución analítica de Sagaseta y González, obteniéndose resultados similares. De estos análisis se desprende que la reducción en el asiento por la compensación puede ser del orden del 40 %. Sin embargo, el autor de estas páginas ha conseguido en alguna obra reducción hasta el 12 % (Arnáiz y otros, 1999).

2.7. ALGUNOS EJEMPLOS DE COMPENSACIONES DE ASIENTOS

En primer lugar citaremos un caso en la Villa de Vallecas (Madrid) en que se observaron asentamientos apreciables en un edificio relativamente cerca del túnel que se estaba excavando por procedimientos convencionales. Estudios de detalle permitieron observar que en la esquina que más asentaba en el edificio en cuestión:

- La cimentación era por zapatas apoyadas en un relleno antrópico antiguo, bajo el que existían unos 7 m de peñuelas rígidas y unos 10 m de peñuela blanda con yesos, con alguna caverna de 1 m de diámetro.
- El pilar correspondiente estaba apoyado sólo en un 50 % sobre la zapata, aspecto observado directamente por el autor de estas páginas.

Esta situación extraordinaria había ya producido movimientos en el edificio antes de llegar la obra del túnel. Para resolver el problema, el autor de estas páginas recomendó hacer inyecciones de compactación, tanto para evitar que continuaran los asentamientos como para que se compensaran parcialmente. Ello se realizó mediante taladros casi verticales (Fig. 26) hasta llegar a la arcilla con yesos y pasar la caverna existente. En ese momento de iniciar la inyección, los asentamientos medidos variaban entre 5 y 20 mm, llegando incluso hasta los 25 mm. Pero cuando empezó a tener efecto la inyección se recuperaron unos 10 mm de asiento y, además, éstos se estabilizaron con un par de milímetros más (Fig. 27).

El siguiente ejemplo corresponde a un tratamiento bajo un edificio que da a la glorieta de Carlos V de Madrid, bajo el que pasó el nuevo túnel de conexión ferroviaria Atocha-Nuevos Ministerios. En la figura 28 se reproduce la planta del tratamiento, en donde los cuadros corresponden a cada manguito de los taladros realizados. Como se ve, la admisión fue muy variable: de menos de 50 l/m² a más de 200 l/m², aunque predominó una admisión media en el entorno de 50-75 l/m². En la zona existían galerías antiguas y pozos, lo que, seguramente, originó que en la esquina a la glorieta hubiera una admisión mucho mayor que bajo el edificio.

Las figuras 29 y 30 corresponden a una compensación en la línea 2 del metro de Madrid, tramo Ventas-La Elipa, durante la legislatura 2003-2007. El túnel, realizado por el «Método tradicional de Madrid», pasaba bajo unos edificios, por lo que se construyó un pozo auxiliar y se hicieron taladros de hasta 40 m de longitud. La figura 29 muestra las presiones finales aplicadas (8 a 15 bares), y en la 30, los volúmenes inyectados, que variaron entre 30 y 90 l/m².

En las figuras 31 a 34 aparece otro ejemplo reciente: túnel de la L.A.V. entre Atocha y Chamartín de Madrid, que ha terminado ADIF al redactarse estas páginas. El tratamiento de compensación se proyectó para proteger edificios en la zona de las calles de Francisco Suárez y de Apolonio Morales, cerca de la estación de Chamartín. Los edificios a proteger tienen 10 plantas, por lo que se eligió esta medida. Los taladros se realizaron desde el antiguo túnel de conexión ferroviaria Atocha-Chamartín aprovechando quince días de reparaciones veraniegas (Figs. 31 y 32). Los taladros se dispusieron cerca del túnel (de Ø 11,25 m), en dos filas. En la figura 33 aparecen los movimientos controlados en el edificio. La inyección de acondicionamiento (agosto de 2009) levantó el edificio del orden de 2-3 mm. Posteriormente, al pasar el túnel, el descenso fue del orden de 2-3 mm, por lo que no fue necesario proceder a la fase de compensación. En la figura 34 se representan los volúmenes inyectados bajo uno de los edificios «tratados». La media estuvo en los 30-40 l/m², aproximadamente, aunque en algún punto se llegó a 80-90 l/m². (Recuérdese que se trata de la fase de acondicionamiento.) Si se considera un volumen medio de 45 l/m² y un levantamiento medio del orden de 2,5 mm, el coeficiente de eficacia es del orden de 18 para ese acondicionamiento (Fig. 19), lo que está de acuerdo con las previsiones de Oteo (2000).

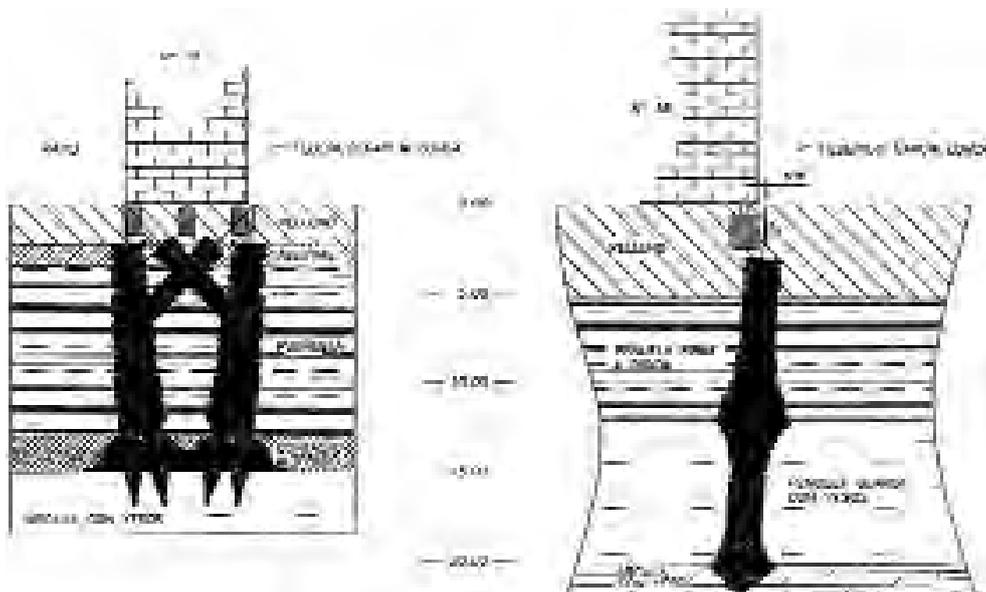


Figura 26. SECCION TIPO DE LOS TRABAJOS DE INYECCION (gentileza de Mintra).

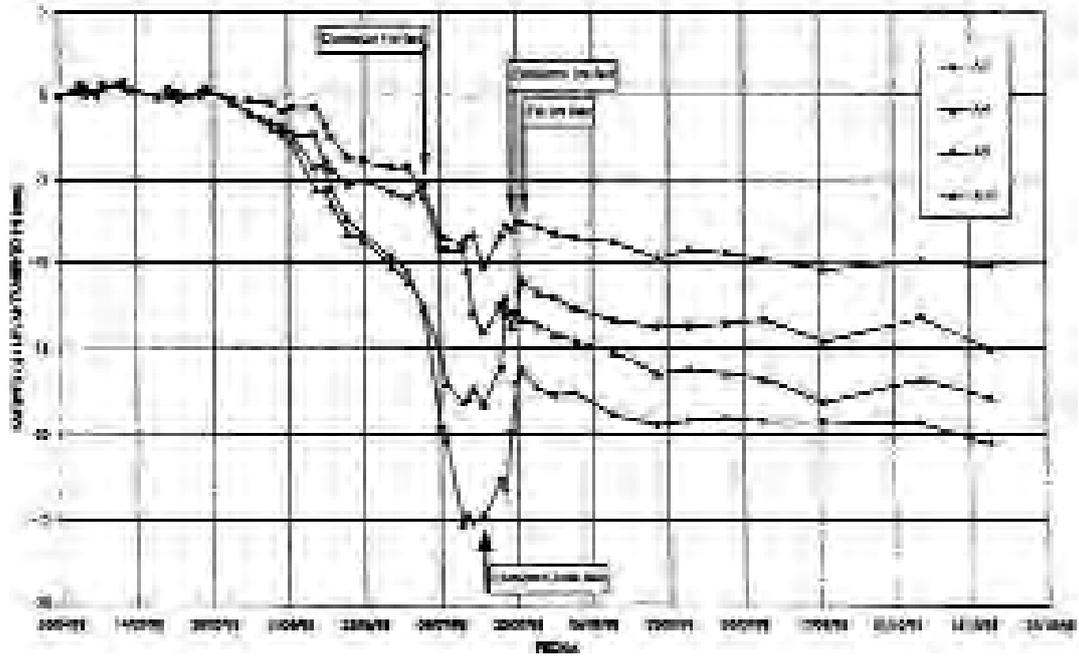


Figura 27. NIVELACION DE PRECISION EN EL NÚM. 36 DEL PASEO DE GARCIA LORCA, EN MADRID (gentileza de Mintra).

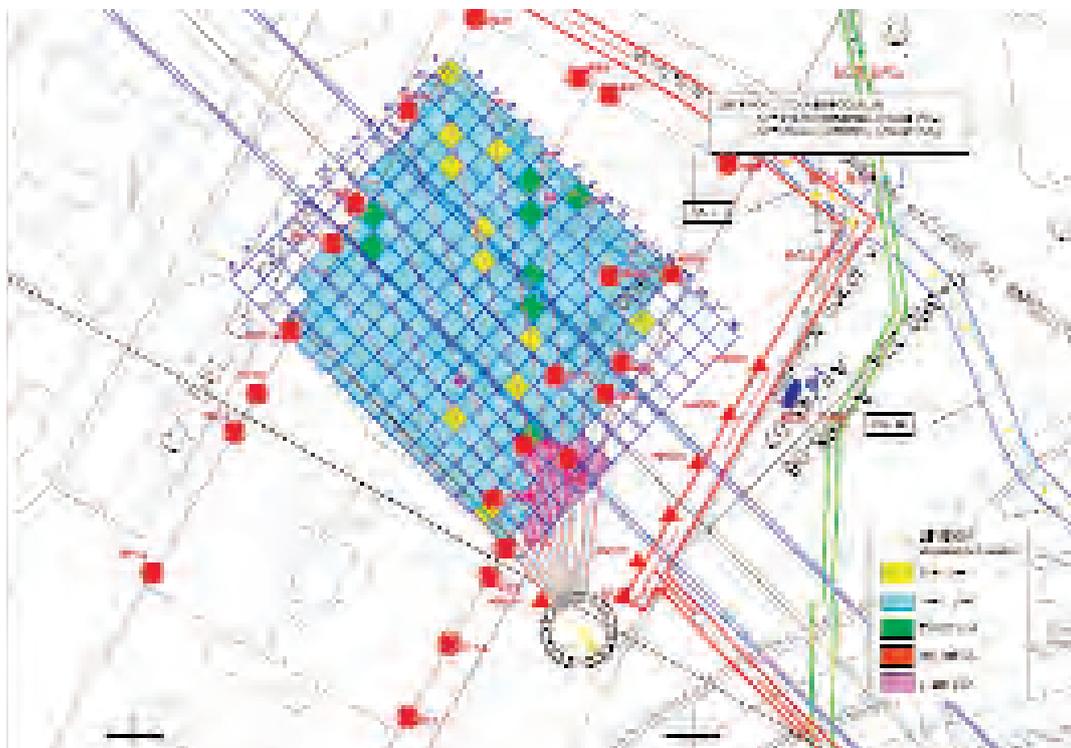


Figura 28. COMPENSACION EN LA GLORIETA DE CARLOS DE MADRID (gentileza de la Dirección General de Infraestructuras Ferroviarias).

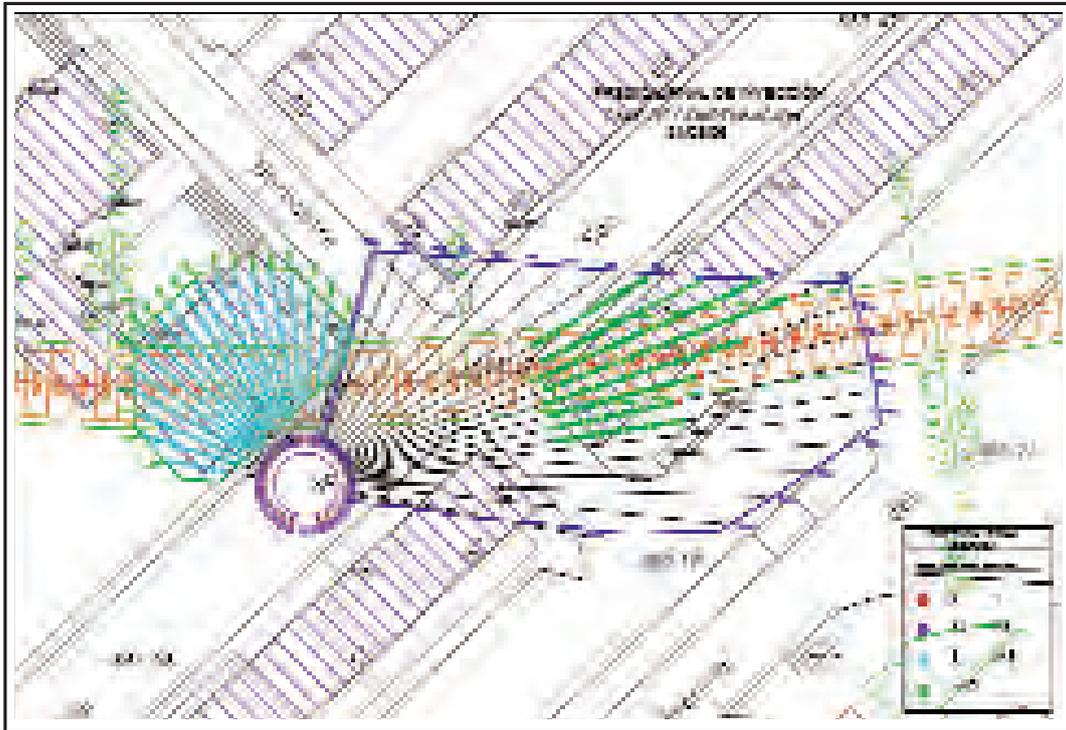


Figura 29. INYECCIONES DE COMPENSACION EN LA LINEA 2 (VENTAS-LA ELIPA): DISPOSICION DE TALADROS Y PRESIONES APLICADA (gentileza de Mintra).

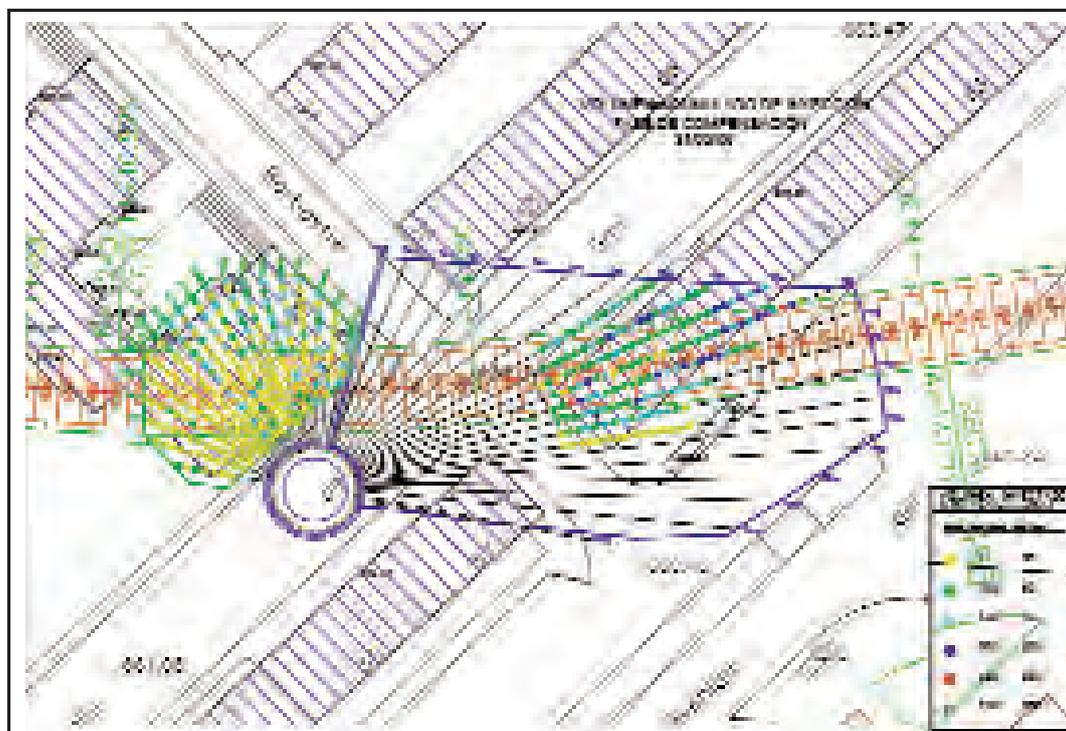


Figura 30. INYECCION DE COMPENSACION EN LA LINEA 2 (VENTAS-LA ELIPA): VOLUMEN FINAL INYECTADO (gentileza de Mintra).

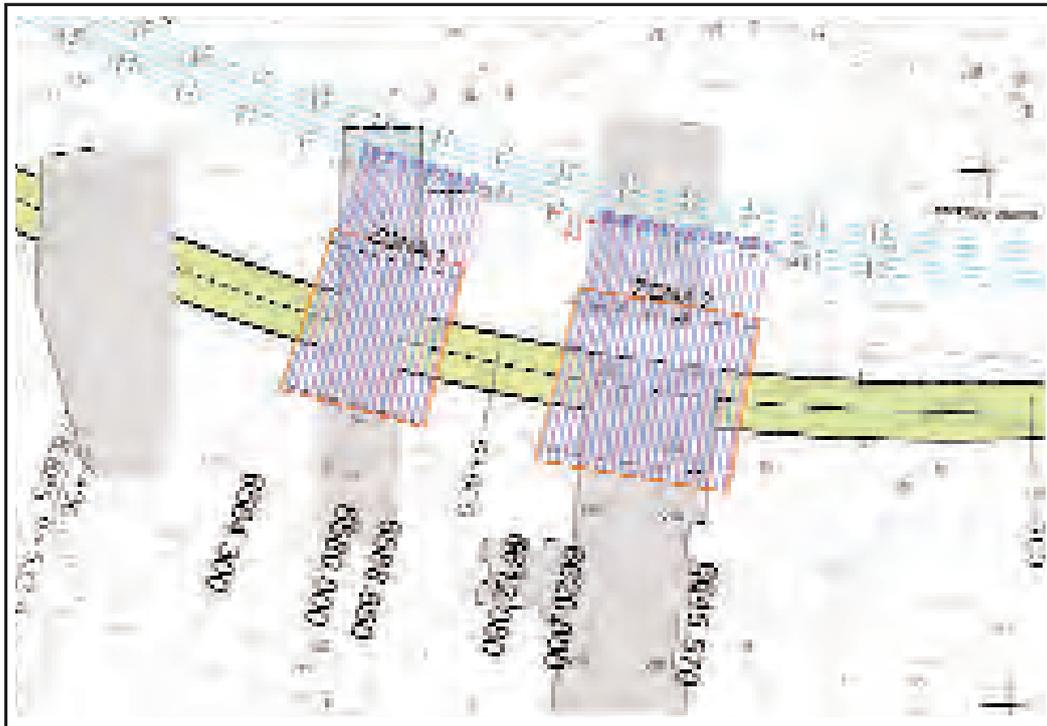


Figura 31. TRATAMIENTO DESDE EL ANTIGUO TUNEL ATOCHA-CHAMARTIN: PLANTA (gentileza de ADIF).

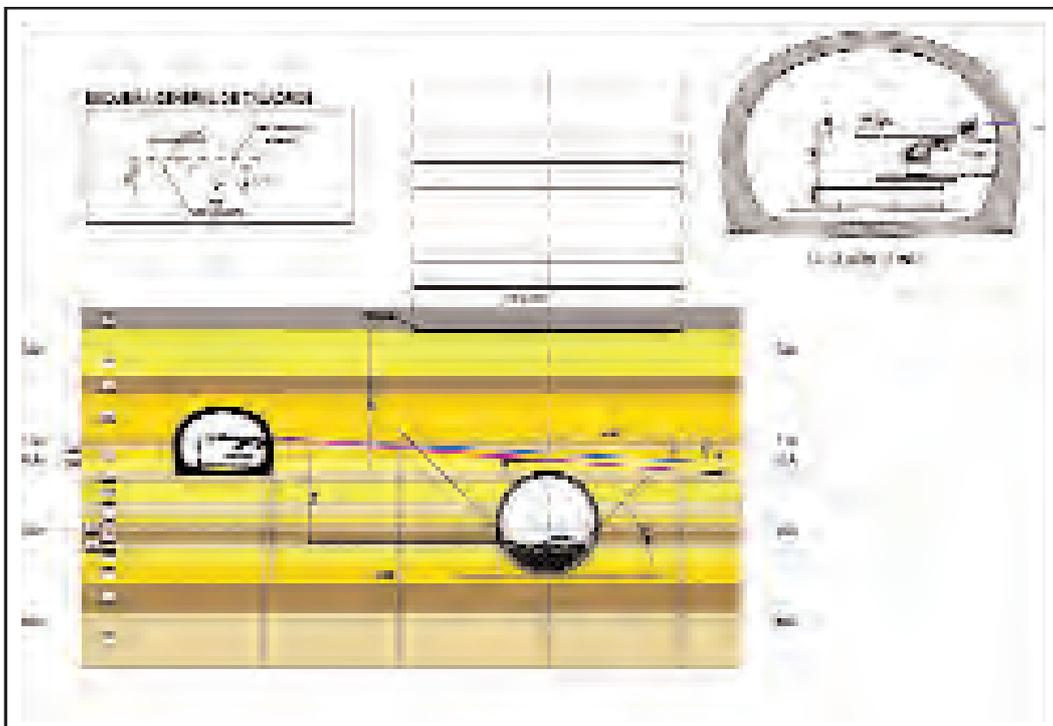


Figura 32. TRATAMIENTO DESDE EL ANTIGUO TUNEL ATOCHA-CHAMARTIN: ALZADO (gentileza de ADIF).

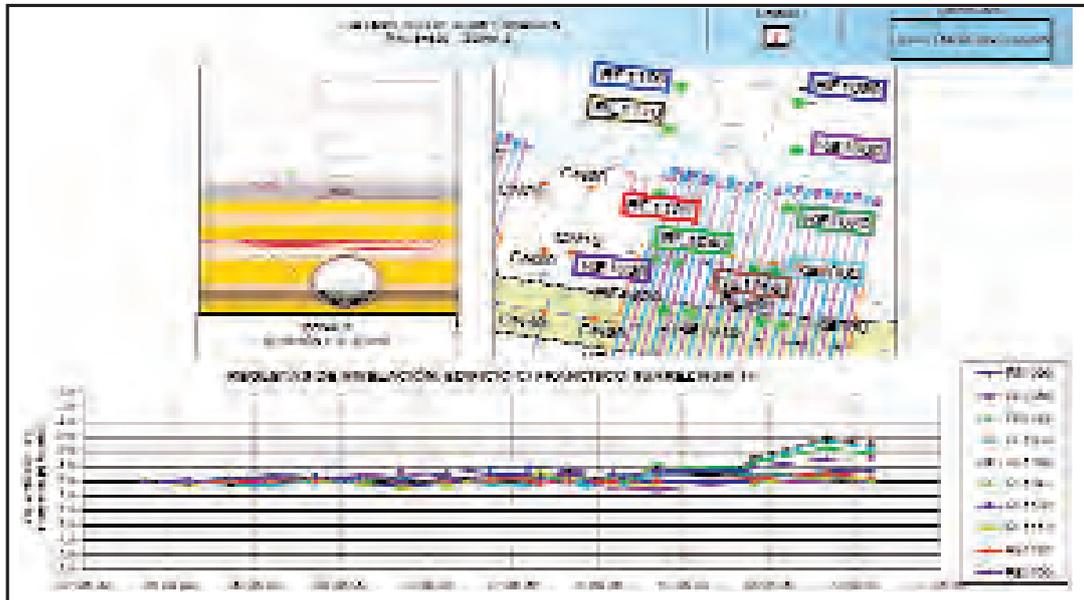


Figura 33. TRATAMIENTO BAJO UN EDIFICIO: L.A.V. ATOCHA-CHAMARTIN (gentileza de ADIF).

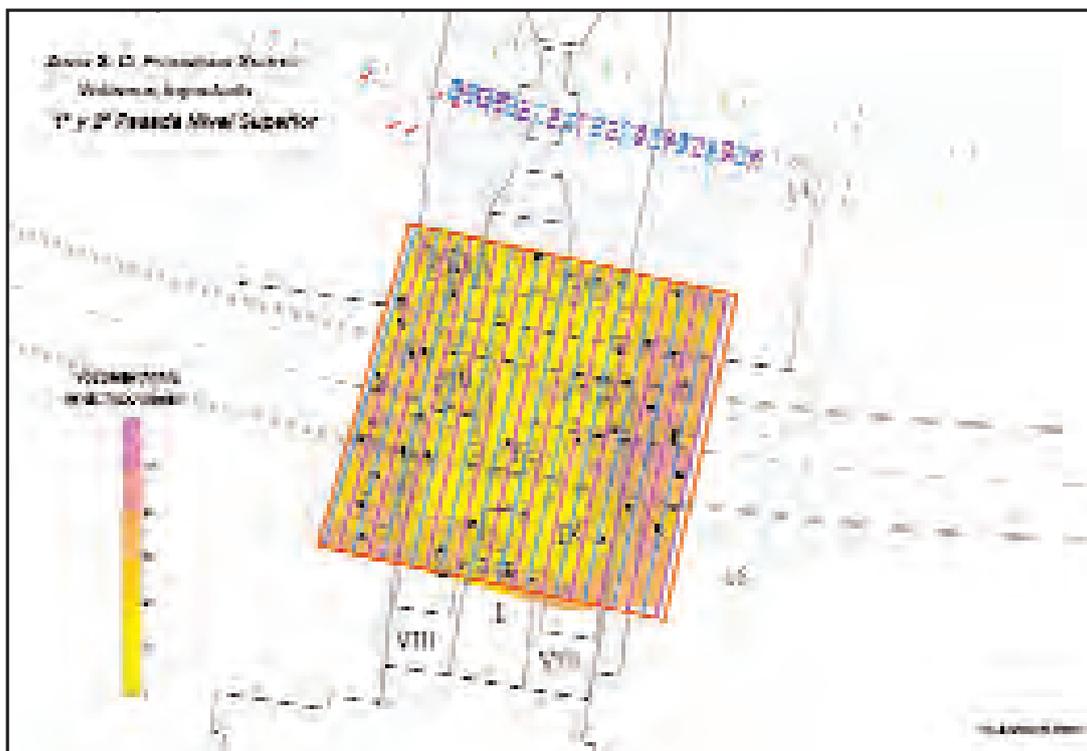


Figura 34. VOLUMENES INYECTADOS BAJO UN EDIFICIO: L.A.V. ATOCHA-CHAMARTIN (gentileza de ADIF).

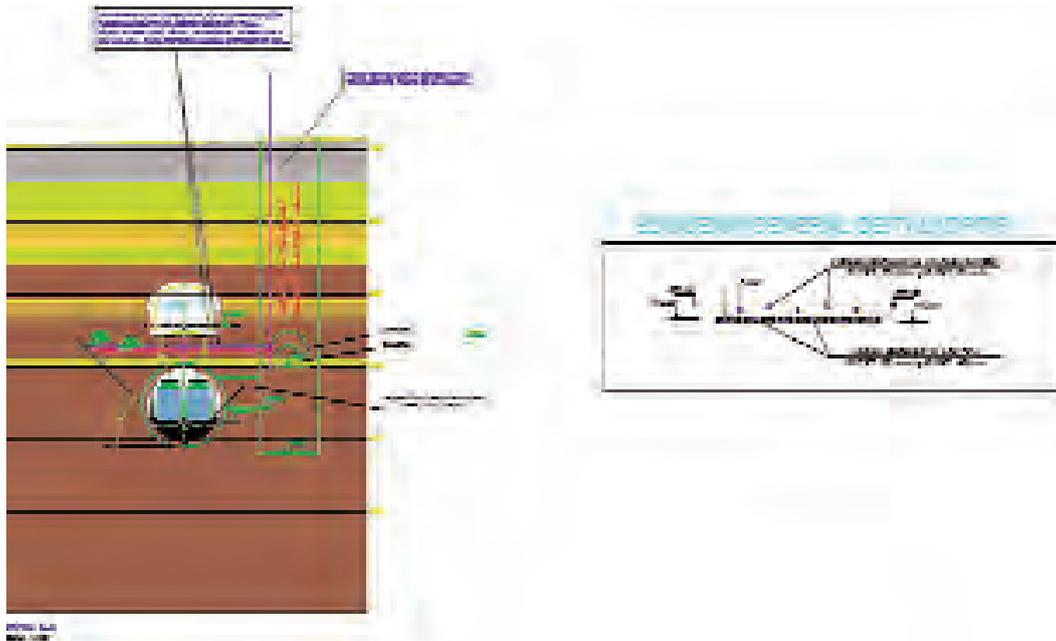


Figura 35. TRATAMIENTO BAJO TUNEL DE LA LINEA 8 DEL METRO DE MADRID: ALZADO (gentileza de ADIF).

La figura 35 muestra el tratamiento de compensación diseñado para el paso del túnel de la L.A.V. Atocha-Chamartín bajo el túnel de la línea 8 del metro de Madrid. Los taladros se hicieron (Fig. 35) desde un pozo auxiliar del propio nuevo túnel y desde una galería requerida –desde ese pozo– para acercarse a la zona a compensar (Fig. 36).

Por último, citaremos un ejemplo antiguo (1997-98), correspondiente a la construcción del túnel («Método tradicional de Madrid») de la línea 1 del metro de Madrid bajo la Villa de Vallecas (Fig. 12). En este caso, el tratamiento se decidió al comprobarse que los asientos eran del orden de 8-10 cm sobre la clave del túnel. En la figura 37 se ha reproducido un resumen del proceso de inyección desde uno de los pozos: las primeras fases de inyección mantuvieron al edificio con un levantamiento máximo de 3 mm. Al llegar al túnel (construido en peñuelas alteradas por el «Método tradicional de Madrid»), los movimientos superaron el levantamiento y se llegó a unos 9 mm de asientos (al tiempo que se estaba inyectando), lográndose compensar dicho asiento y, finalmente (tras oscilaciones de ± 2 mm), llegar a un asiento prácticamente nulo. En esa figura también aparecen los volúmenes de inyección, que al principio (acondicionamiento) eran del orden de 20 l/m² por fase. Después hubo varias fases (5) de unos

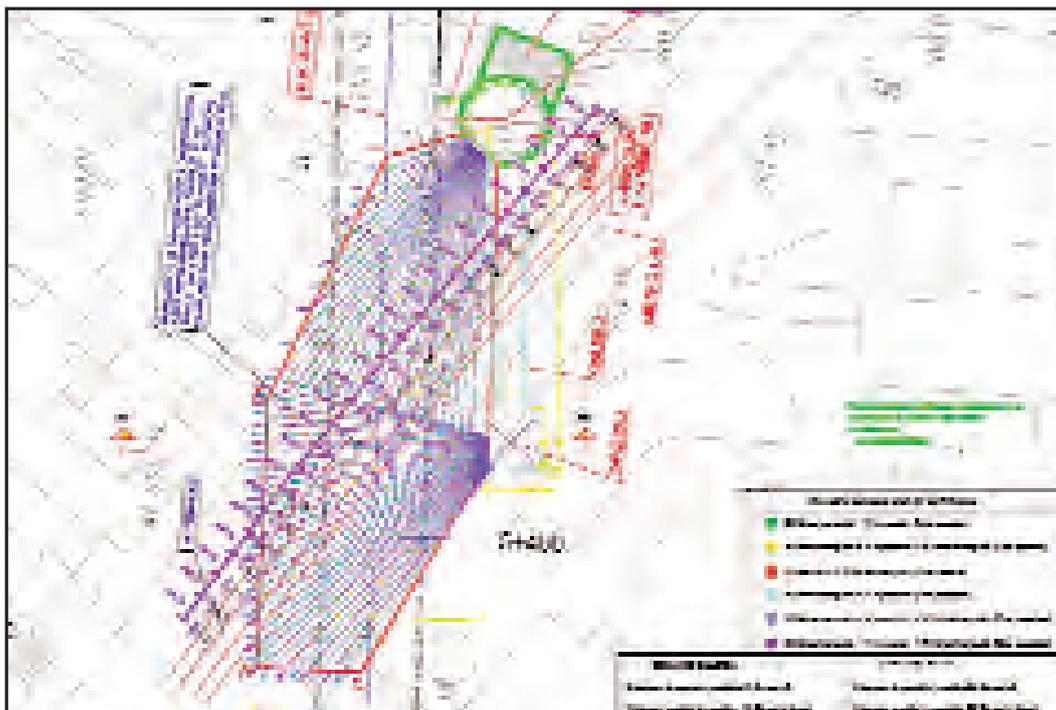


Figura 36. TRATAMIENTO BAJO TUNEL DE LA LINEA 8 DEL METRO DE MADRID: PLANTA (gentileza de ADIF).

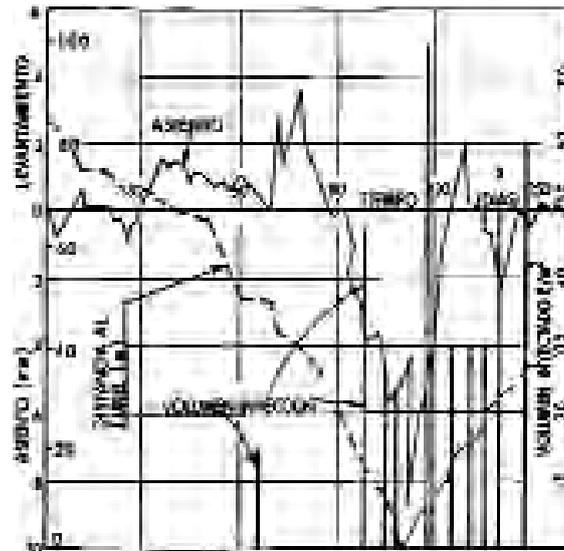


Figura 37. ASIENTOS MEDIDOS DURANTE LA COMPENSACION EN LA LINEA 1 DEL METRO DE MADRID (Oteo, 2000).

30 l/m² y otras dos finales, de 55-60 l/m². Es decir, con un consumo muy importante de inyección se consiguió compensar los 8-10 cm de asiento previsto (y contrastado cerca del inmueble en cuestión). En la figura 38 puede observarse cómo los volúmenes inyectados no fueron uniformes: sobre el túnel hubo admisiones de 100 a 250 l/m², llegándose en alguna zona a los 350 l/m². Si se admite que el asiento a compensar era de unos 90 mm y que la admisión media fue del orden de 250 l/m², la eficacia sería del orden de 2,6 en la compensación, lo que está de acuerdo con lo recomendado en la figura 19.

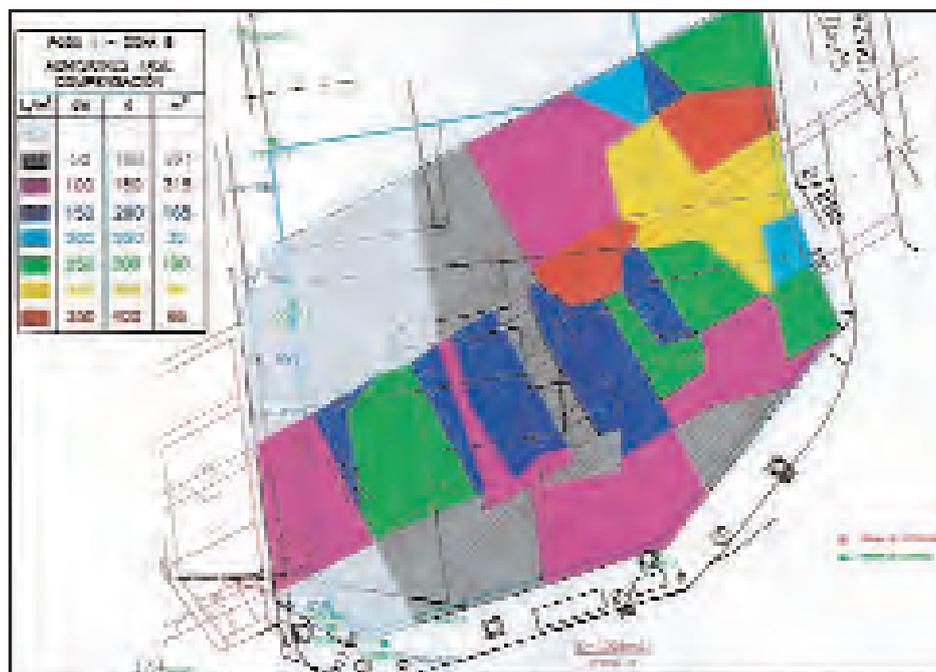


Figura 38. VOLUMENES INYECTADOS EN CADA ZONA DE LA VILLA DE VALLECAS, EN MADRID (Melis y otros, 2003).

2.8. ALGUNAS CONCLUSIONES SOBRE LA COMPENSACION

A manera de resumen de lo anteriormente expuesto, puede decirse:

- La compensación puede ser una buena solución para disminuir los efectos de una excavación subterránea sobre edificios próximos, pero debe haber posibilidad geométrica para su ejecución: posibilidad de construir pozos auxiliares, túneles próximos, construcción de galerías *ex profeso* para el tema, etc.
- El diseño debe procurar que los taladros no están excesivamente cerca.
- Los manguitos suelen colocarse cada 50 cm en cada taladro, inyectándose en dos fases: los impares (o primarios) y, después –si lo necesita–, los pares (o secundarios). La distancia entre taladros debe ser del orden de 3 m, como mucho, en su extremo, y deben situarse en dos o tres capas.

- Si hay posibilidades de que los taladros se desvíen y entren en la sección del túnel, deben llevar tubos de P.V.C.
- No conviene que pase mucho tiempo entre la realización de taladros y la inyección de compensación. En caso contrario, por muy bien que se laven las tuberías y válvulas, se corre el riesgo de no poder romper el sellado e invalidar el procedimiento.
- Generalmente recomendamos que los presupuestos se hagan separando los trabajos: metros de perforación, volúmenes de lechada para el sellado, volúmenes inyectados para el acondicionamiento y compensación, tiempo de disponibilidad de equipos, etc. Hay empresas que prefieren presupuestar un único precio de volumen inyectado por metro cuadrado; pero ello añade el problema de generar discusiones (tanto si se inyecta poco como si se inyecta mucho).
- La instrumentación –sobre todo el control de movimientos– debe considerarse como una herramienta básica en el tema de la compensación.
- El seguimiento de unos trabajos de este tipo debe hacerlo algún especialista, de forma que pueda tomar decisiones en tiempo real sobre dónde, cuándo y cuánto se debe inyectar.
- Los datos incluidos en este trabajo: eficacia (Fig. 18), volúmenes por metro cuadrado según la deformabilidad del terreno... (Fig. 23), pueden ayudar mucho tanto a proyectistas como a encargados en la ejecución y seguimiento de estas obras.

En la figura 39 se ha reproducido un gráfico que relaciona la posición relativa del túnel y de la cimentación de un edificio. Según esta posición, puede ser aplicable o no la técnica de las inyecciones de compensación.

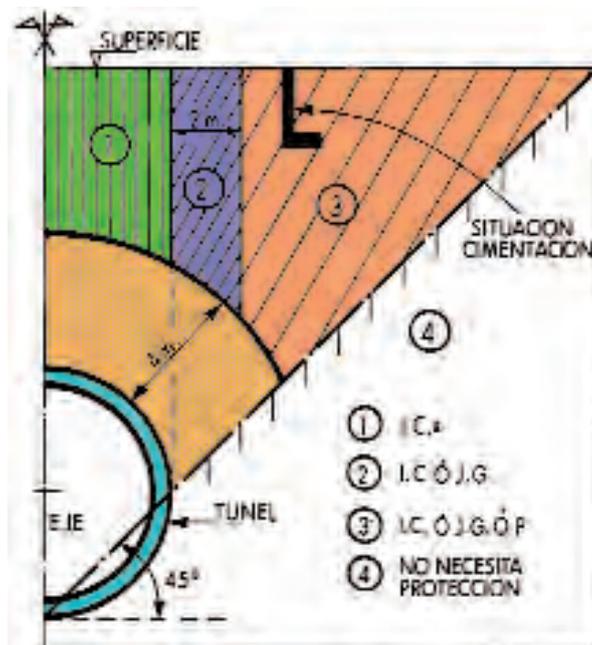


Figura 39. IDONEIDAD DE UN TIPO DE TRATAMIENTO DE INYECCIONES SEGUN LA SITUACION CIMIENTO-TUNEL (Oteo, 2000).

3. Otras técnicas especiales

3.1. REFUERZO CON PILOTES DE MORTERO

Cuando existen recubrimientos constituidos por terrenos flojos y colapsables (p.e., rellenos antrópicos en caso de vaguadas) y el espesor de terreno resistente sobre la clave del túnel es escaso o nulo, puede ser necesario reforzar o «armar» el terreno flojo. Una de las técnicas que pueden usarse (y económicamente aceptable) es la de utilizar pilotes de mortero (ejecutados por el sistema de extracción) con diámetro de 65 a 100 cm (Figs. 40 y 41).

Esta técnica también la hemos utilizado para establecer barreras con objeto de cortar inestabilidades y sobrecavaciones y cambiar herramientas de tuneladoras (Fig. 42), así como en los «corralitos» de salida o entrada de tuneladoras en estaciones o pozos de ataque y salida. En la figura 43 se reproduce esta solución, lo cual: a) permite reforzar el terreno y disminuir empujes sobre la pantallas (que en la zona de la tuneladora puede ir sin armadura), gracias a la «cohesión aparente» que introduce el armado del terreno con los pilotes. b) Si hay agua, el «corralito» debe estar cerrado con una pantalla continua (Fig. 43) para hacer de compuerta estanca. La tuneladora se introduce en el «corralito», se cierra su contacto con la pantalla del pozo y ya puede continuar atravesando el «corralito».

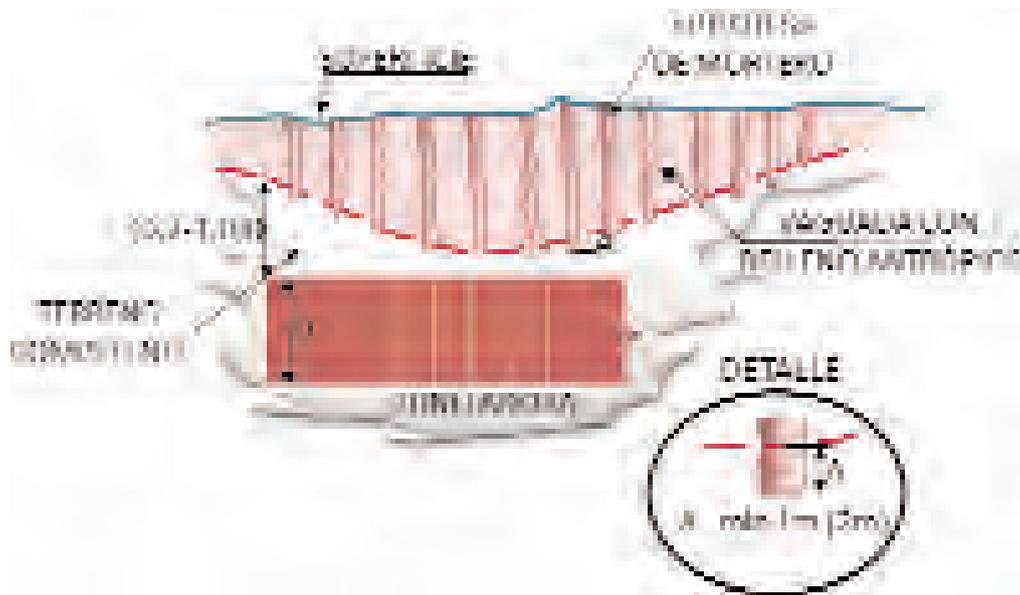


Figura 40. REFUERZO DE RELLENOS CON COLUMNAS DE MORTERO.

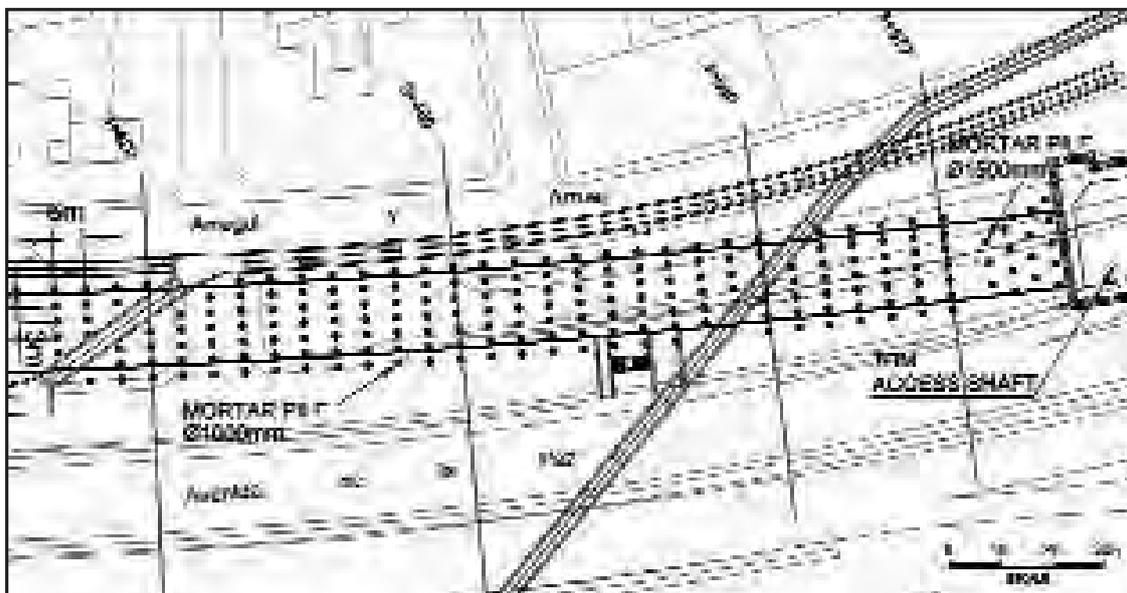


Figura 41. TRATAMIENTO CON PILOTES DE MORTERO DE UN RELLENO: BY-PASS SUR DE LA M-30, EN MADRID.

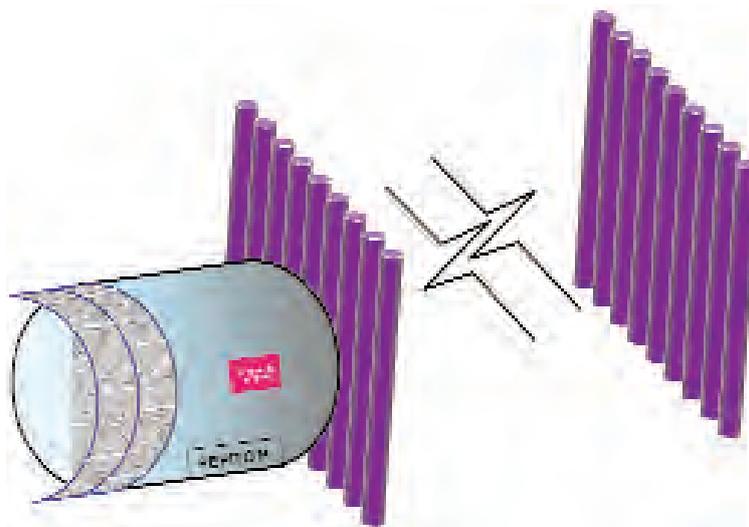


Figura 42. BARRERAS DE PILOTES PARA CORTAR INESTABILIDADES Y CAMBIAR HERRAMIENTAS.

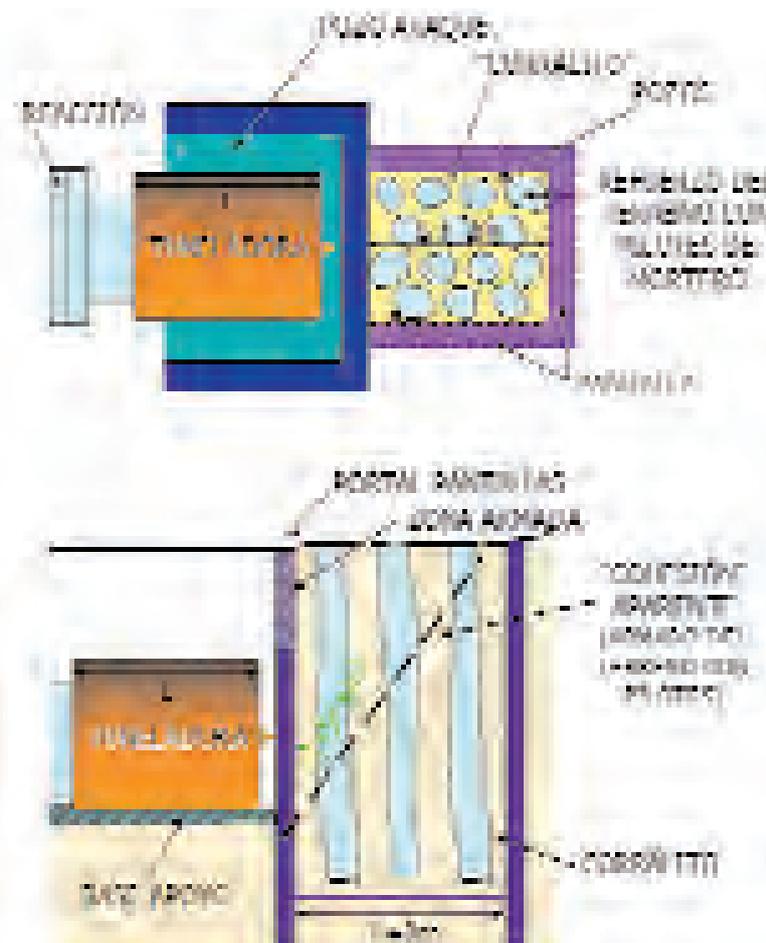


Figura 43. «CORRALITO» DE ENTRADA Y SALIDA EN ESTACIONES CON AGUA EN EL TERRENO.

3.2. INESTABILIDAD DORSAL

Cuando en la clave de un túnel excavado con tuneladora aparece una capa de arena con poca o nula cohesión (generalmente, con menos del 15 % de finos) se puede producir, sobre el volumen teórico, una sobreexcavación que necesita la tuneladora excavar para seguir avanzando.

Se va, así, produciendo un hueco en esa capa arenosa que se mantiene si el terreno superior es resistente, hueco que puede tener una anchura similar a la de la tuneladora (Fig. 44), y cuando alcanza sobre la tuneladora una longitud del orden de 1,7-1,8 veces la longitud del escudo, puede producirse el colapso del terreno sobre el hueco y producirse un socavón. Una forma de luchar contra este fenómeno es ir perforando (con \varnothing 190-225 mm) el terreno sobre la clave del túnel (cada 4 anillos, por ejemplo) y rellenando con mortero el hueco antes de que se produzca el hundimiento (Fig. 45).

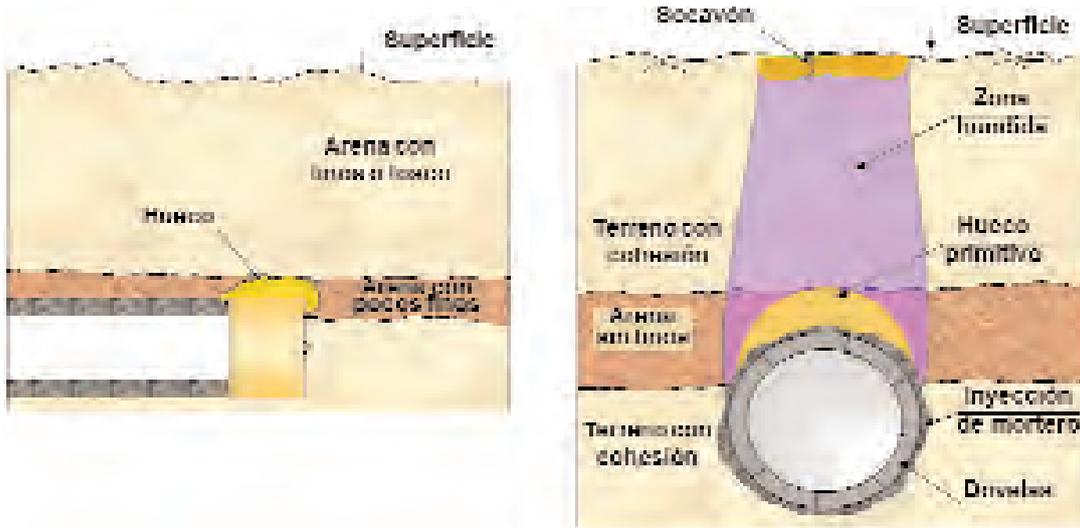


Figura 44. INESTABILIDAD DORSAL.

Lo hemos hecho, así, en varias ocasiones, incluso en un cruce –muy esviado– con una carretera, a lo largo de más de 200 m, registrando volúmenes de relleno del orden de 10 m³ por cada metro que avanzaba el túnel. Es decir, el hueco venía a tener continuidad (que cortaba la inyección de mortero) y una anchura del orden de 10 × 1 m (el diámetro de la tuneladora era de 9,40 m).

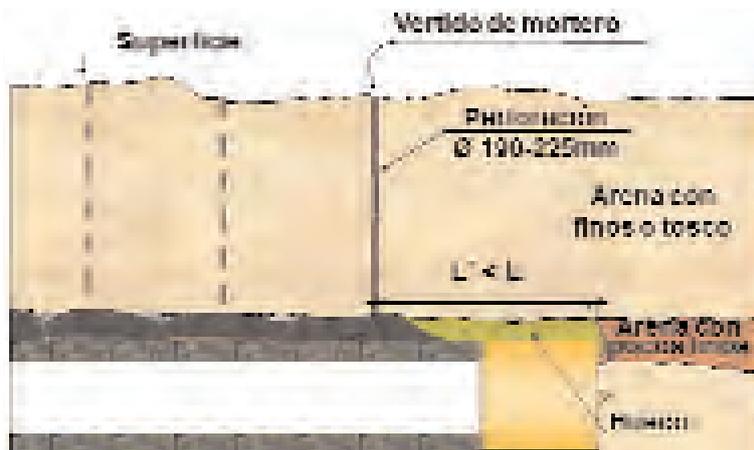


Figura 45. RELLENO DE INESTABILIDAD DORSAL.

Este tema ha sido estudiado teóricamente por Arnáiz en su tesis doctoral.

En la figura 46 pueden apreciarse los huecos rellenados con mortero en un tramo de la línea 10.2 de bajada a Metro-sur (Campamento-Anillo de Metro-sur) cerca de Alcorcón, en Madrid. En la figura 47 reproducimos un criterio (válido para los terrenos de Madrid y similares) para inducir el riesgo de inestabilidad dorsal, inestabilidad frontal, problemas de asiento o ningún problema.

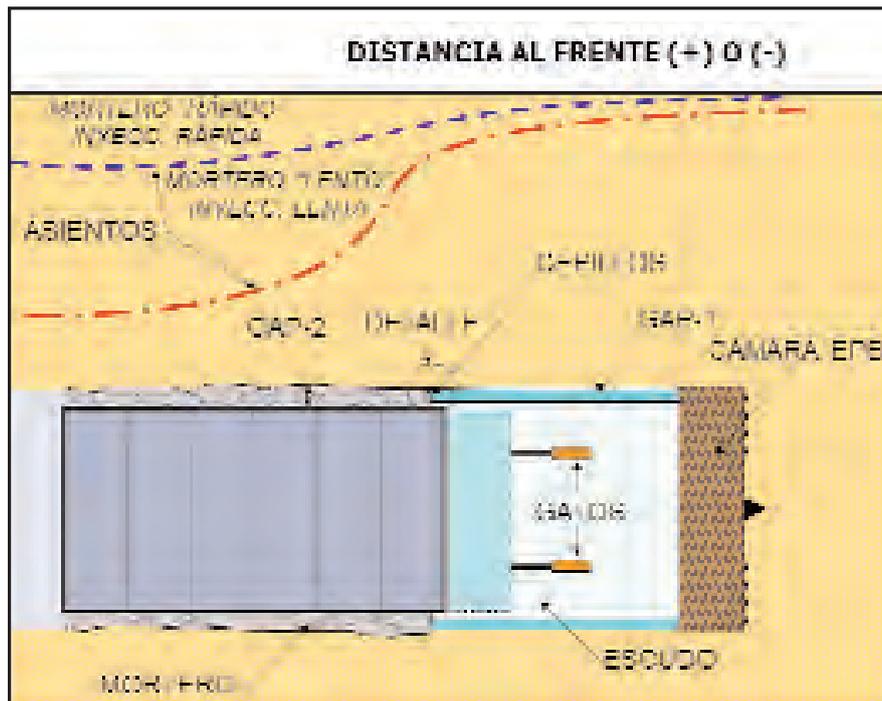


Figura 48. RELLENO DEL GAP TRAS EL ESCUDO (Oteo, 2009).

En el caso de tuneladoras, es necesario rellenar el *gap* que queda entre escudo y dovelas, sin que el material aportado penetre en el escudo (Figs. 48 y 49), para lo cual sirven los cepillos engrasados que se colocan al final del escudo.

Según el tiempo que se tardó en rellenar ese *gap* y que sea necesario para el fraguado del mortero que se inyecta (generalmente por 4 ó 6 vías y con aditivos especiales para que sea suficientemente fluido, pero que fragüe en el momento conveniente), el asiento superficial puede variar extraordinariamente (Fig. 50): de 1 a 5, según el tiempo de fraguado.

En el caso del metro de Sevilla, al iniciar la excavación con una tuneladora E.P.B., de \varnothing 6,10 m, como el mortero de inyección no estaba del todo puesto a punto y la velocidad de avance era muy lenta, por diversos problemas de la tuneladora (Fig. 51), los asientos fueron muy grandes (hasta 14 cm). Con la puesta a punto de la inyección de mortero y de la tuneladora, en un terreno similar (gravas con recubrimiento areno-arcilloso cuaternario), bajaron a menos de 7 mm.

Otro caso es el de los túneles ejecutados con métodos no mecanizados, como el del «Método tradicional de Madrid». El sostenimiento con madera y longarinas metálicas longitudinales queda perdido cuando se hormigona el revestimiento cada día. Es muy difícil que el hormigón penetren los huecos que pueden quedar entre la entibación de madera y el terreno excavado. Hace cerca de cuarenta años, el profesor Sagaseta —en la instrumentación que desarrolló para su tesis doctoral— demostró que los huecos que quedan pueden hacer trabajar la sección a flexiones contrarias de las que se suponía existían, debido a que los huecos concentran las cargas en zonas y producen empujes simétricos.

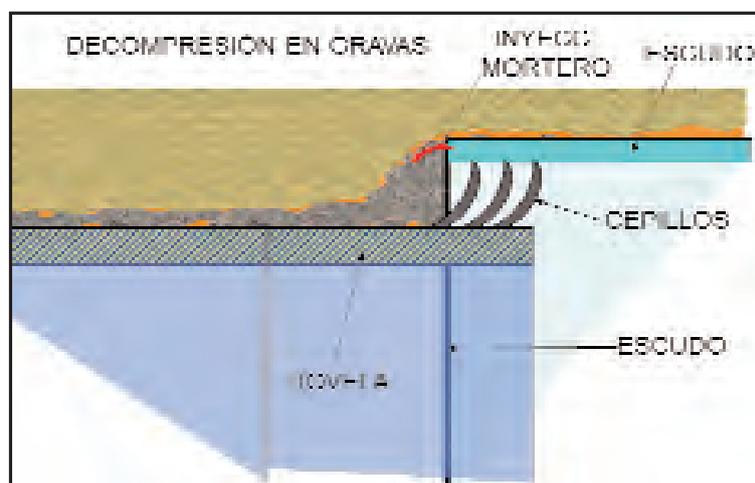


Figura 49. DETALLE DE RELLENO DEL GAP SOBRE DOVELAS.

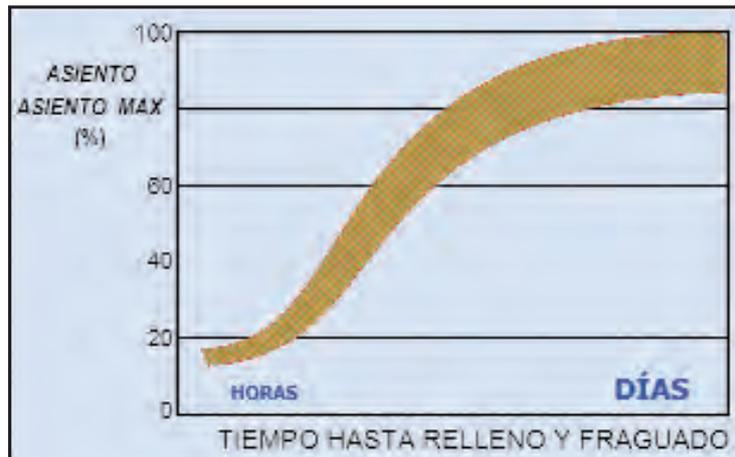


Figura 50. RELACION ENTRE EL ASIENTO Y EL TIEMPO DE FRAGUADO (Oteo, 2009).

Por eso conviene taladrar el revestimiento e inyectar la zona de unos 30 cm más allá del revestimiento. Suelen hacerse tres taladros por sección de avance (2,5 m).

En la figura 52 pueden observarse los resultados de la admisión tomada en esos taladros en un tramo dificultoso del túnel de María de Molina, en Madrid. Como se aprecia, hay zonas en que no se admite lechada y en otros anillos se llega a casi 10.000 kg de cemento por anillo.

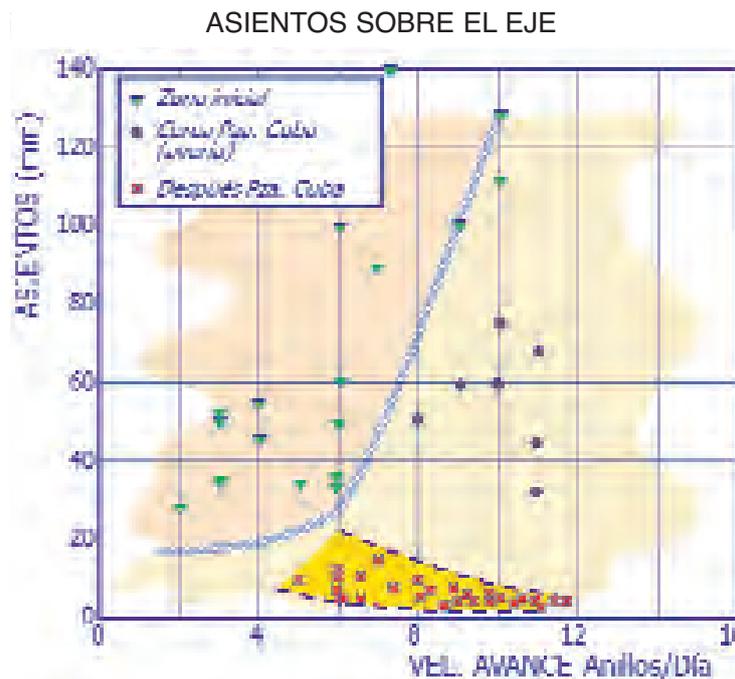


Figura 51. ASIENTOS EN LA LINEA 1 DEL METRO DE SEVILLA (Oteo, 2009).

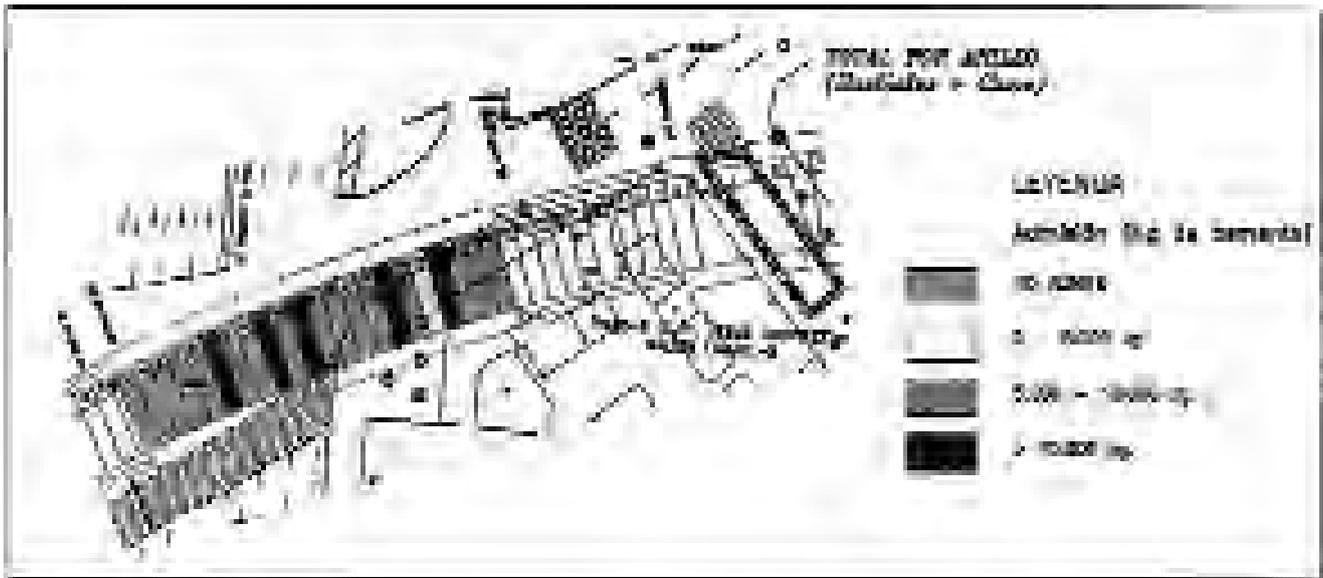


Figura 52. ADMISIONES HETEROGENEAS EN EL TUNEL DE MARÍA DE MOLINA, EN MADRID.

3.4. OTRAS TECNICAS SIMPLES O COMBINADAS

No siempre se emplea una sola técnica. Por ejemplo, para resolver problemas de falta de cohesión (pocos finos) e impermeabilidad pueden usarse inyecciones de silicatos con la técnica de manguitos (Fig. 53). No obstante, aun así, esta técnica suele ser mixta:

- Primero se hacen pasadas (una al menos) con lechada de cemento para rellenar grandes huecos.
- Después se hacen las pasadas que sean necesarias con el silicato.

Esta forma de trabajar trata de disminuir el volumen de silicatos a utilizar, dado que son más costosos que el cemento.

En algún caso de excavación de túnel con tuneladora y muy poco recubrimiento se han usado soluciones diversas:

- La figura 54 corresponde al arranque del túnel bajo el aeropuerto de Málaga, en que el terreno por encima de la clave (blando y de poco espesor) se armó con pilotes de madera, construyéndose, además, una losa superficial apoyada en pilotes. La losa impedía que se vieran socavones y servía de zona de aparcamiento de dovelas.
- Excavación de terreno superficial y su recolocación estabilizado con cemento. En este caso, bajo las obras de la nueva pista del aeropuerto de Málaga, se aumentó el relleno de precarga previsto para la pista, a fin de aumentar las tensiones efectivas en la zona a excavar y su resistencia al corte a corto plazo (Fig. 55).

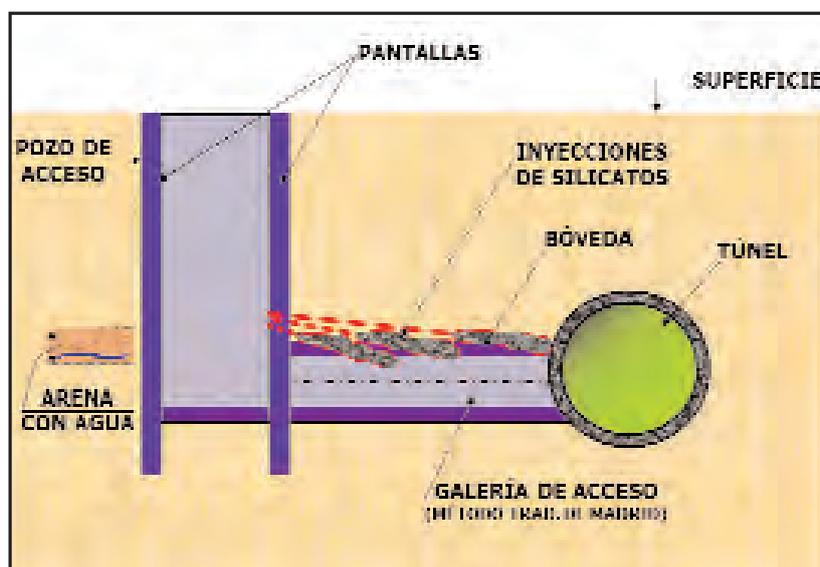


Figura 53. TRATAMIENTO CON SILICATOS EN UNA GALERIA DE UNION POZO-TUNEL.

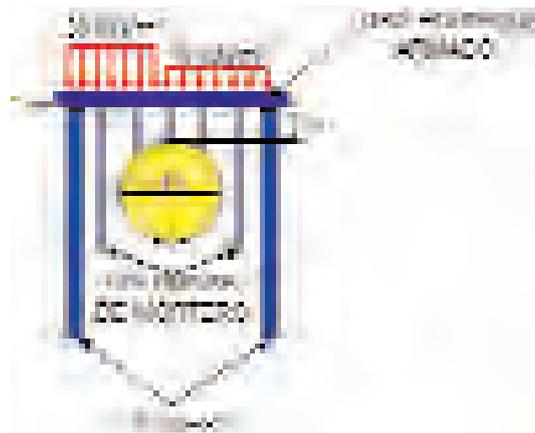


Figura 54. TRATAMIENTO INICIAL (T-3) EN EL TUNEL BAJO EL AEROPUERTO DE MALAGA (Oteo y otros, 2010).

Otras veces se utilizan técnicas muy diferentes de forma simultánea. Es el caso de la figura 56, en la calle de López de Hoyos de Madrid (túnel de María de Molina):

- Primero se hicieron barreras inclinadas de *jet-grouting* para proteger los edificios.
- La presencia de un antiguo socavón cerca de clave (anteriormente no detectado) y filtraciones (por capas de arenas sin finos) paralelas al túnel originó mayores movimientos de los esperados y dió lugar a que la protección del *jet-grouting* fuera poco eficaz.
- Además, el edificio de la izquierda de la figura había tenido una historia complicada, años antes, por otra obra subterránea.
- Para evitar los asientos de ese edificio, se hicieron taladros desde el túnel y se aplicó la técnica de compensación, lográndose finalmente resolver el problema.

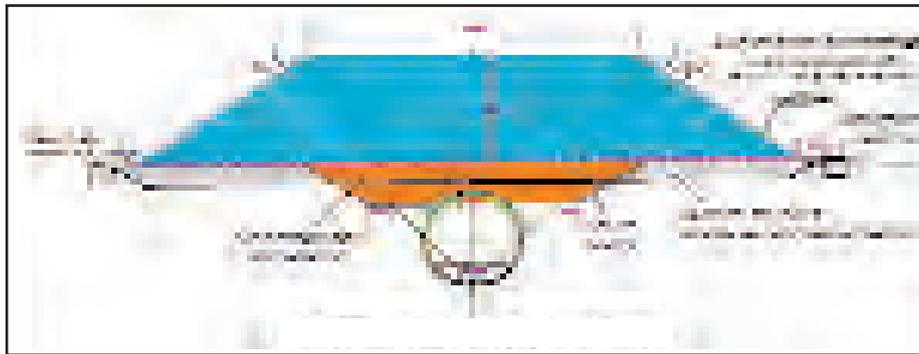


Figura 55. TRATAMIENTO BAJO LAS NUEVAS PISTAS EN EL AEROPUERTO DE MALAGA (Oteo y otros, 2010).

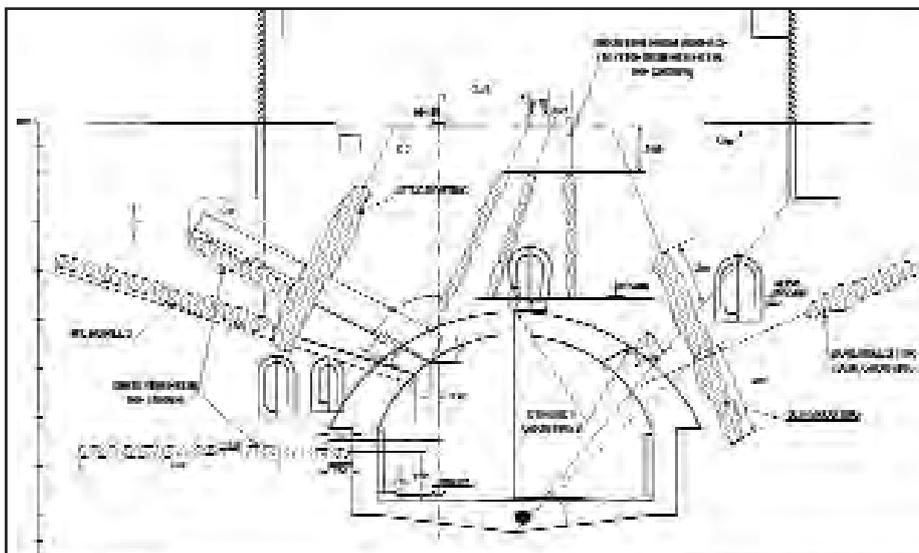


Figura 56. TRATAMIENTOS EN LA CALLE DE LOPEZ DE HOYOS DE MADRID: TUNEL DE MARIA DE MOLINA.

4. Previsión de asientos

Como se ha indicado anteriormente, la aplicabilidad de las inyecciones de compensación no sólo necesita disponer de una zona desde donde realizar los taladros y la inyección (un pozo auxiliar, una estación o aparcamiento subterráneo próximos, etc.), sino de una previsión de movimientos que justifique su aplicación y permita establecer los programas adecuados del tratamiento.

Esta previsión no sólo debe incluir el valor máximo de los movimientos, sino también su generación –aproximada– en el tiempo, ya que la inyección ha de aplicarse a cierta distancia del frente de avance. Si la velocidad de la excavación es alta (p.e., con tuneladora), la intervención ha de estar preparada e iniciarse de forma que se corte la cubeta de asientos antes de que se alcancen sus valores máximos. Si el avance es lento (excavación semimanual, como la del «Método tradicional de Madrid»), se dispone de más tiempo para intervenir. La toma de decisión, por tanto, depende:

- De los movimientos previsibles.
- De los movimientos que, realmente, se produzcan.
- De la velocidad de asiento.

Por ello es necesario disponer del mejor sistema de previsión de asientos, a fin de poder decidir cuándo y cómo se inyecta (y si se inyecta en la fase de compensación).

Sagaseta y Oteo, en 1974, elaboraron un sistema semiempírico (desarrollado a lo largo de los años) que –considerando la curva de Gauss– permitía calcular la posición del punto de inflexión desde el eje de simetría (distancia i) y el asiento máximo, $\delta_{\text{máx}}$ sobre el eje del túnel. El área encerrada por la curva de asientos, o volumen de asientos, V_s , está relacionada con los parámetros siguientes:

$$I = V_s = 2,5 \cdot \delta_{\text{máx}} \cdot i$$

$$\delta_{\text{máx}} = \frac{\gamma D^2}{E} (0,85 - \nu) \cdot \psi$$

El valor de i está avalado por bastantes medidas, tanto españolas como inglesas, norteamericanas, etc. En estas expresiones: γ = densidad aparente del terreno; E = módulo de deformación aparente; ν = módulo de Poisson; D = diámetro de la excavación; H = profundidad del eje del túnel, y ψ = coeficiente constructivo dimensional (que depende de la velocidad de avance, o de la decompresión permitida en la excavación, del tipo de terreno y de la calidad de la ejecución del túnel. En Madrid, en túneles con frente abierto, puede valer 0,35-0,40 para arenas y 0,25 para arcillas. Para obras con tuneladoras de frente cerrado, tipo E.P.B., hemos podido comprobar que vale del orden de 0,07-0,10.

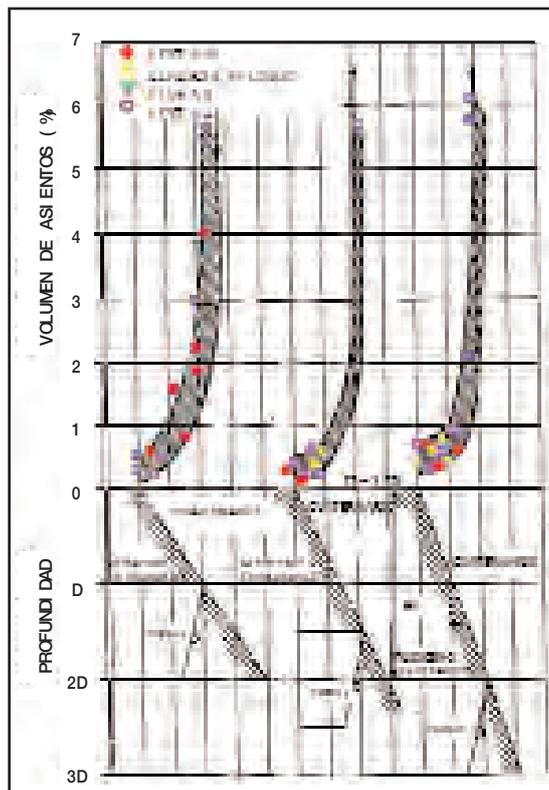
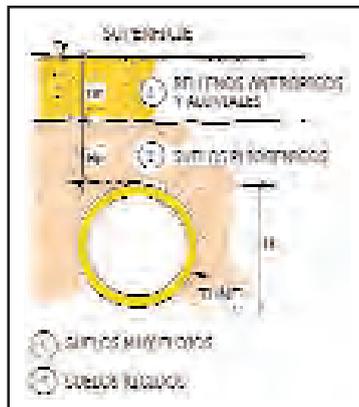


Figura 57. PERFIL ESQUEMATICO PARA ANALISIS DE SUBSIDENCIA EN MADRID Y GRAFICO PARA EL CALCULO DE VOLUMEN DE ASIENTO (Oteo y otros, 1999).

Este sistema supone un terreno medio homogéneo alrededor del túnel. Si se quiere introducir un modelo bicapa con recubrimiento cuaternario (aluvial y/o antrópico) de espesor H_1 y una capa de terreno resistente, con espesor H_p entre la clave y el terreno blando superior (que son las hipótesis del «Modelo Madrid»), puede obtenerse el valor de V_s con las gráficas de la figura 57. Calculado V_s y con el valor de i antes deducido, pueden obtenerse $\delta_{m\acute{a}x}$ y la ley de asientos superficiales y profundos (Oteo y otros, 1999). En la figura 57, la zona inferior de cada huso corresponde a tuneladoras E.P.B., y la zona media superior, a túneles con frente abierto. Con este modelo se han obtenido resultados muy aceptables, a veces algo conservadores.

Recientemente, Díez (2010), en su tesis doctoral (dirigida por el autor de estas páginas y leída en enero de 2011), ha reelaborado este «Modelo Madrid», ajustándole a numerosas medida obtenidas en diversas líneas del metro de Madrid.

En la figura 58 aparece la propuesta del «Nuevo Modelo Madrid».

El «Modelo Madrid» es utilizable en otros terrenos sin más que determinar la relación del módulo del terreno en que se hace la excavación y el valor medio del terreno de Madrid en extensión (del orden de 800-1500 kp/cm²).

Por supuesto, también puede usarse la idea desarrollada por Sagaseta (1987) de integrar una excavación circular elemental a la superficie total de la excavación, obteniéndose buenos resultados.

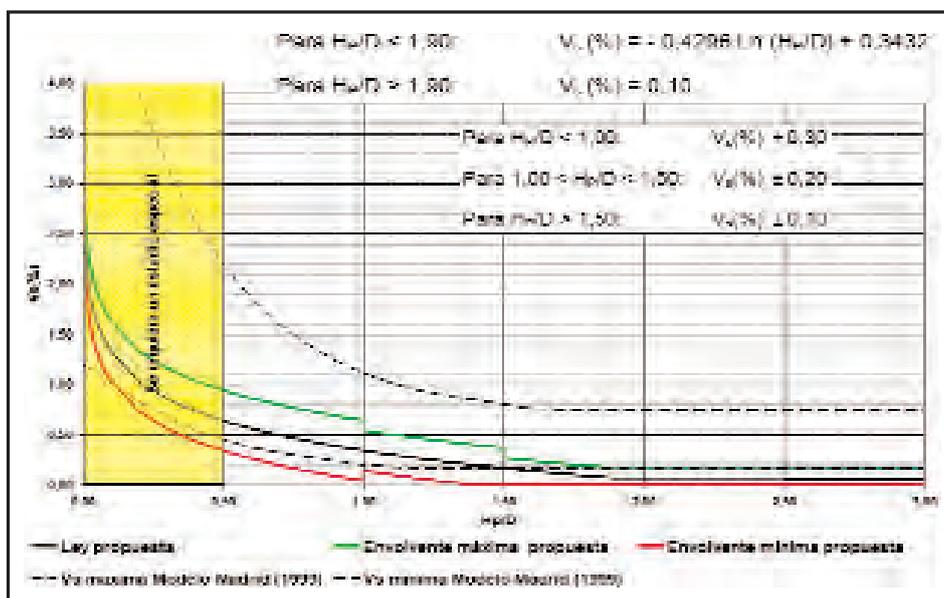
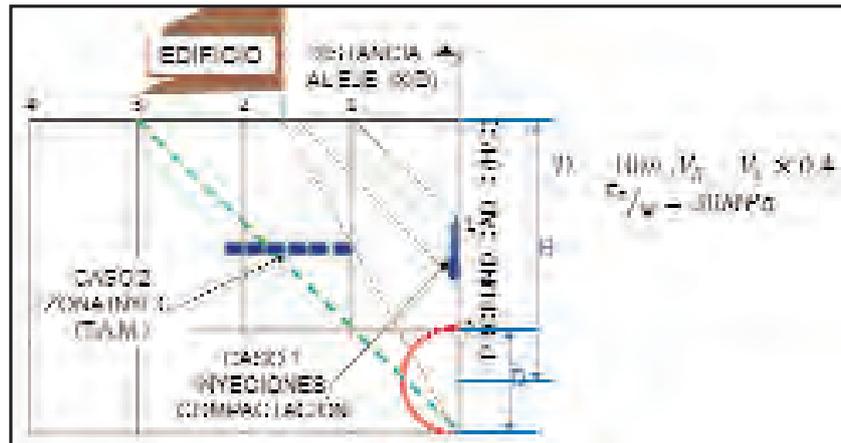


Figura 58. «NUEVO MODELO MADRID» PARA PREDICCIÓN DE ASIENTOS: H_p = espesor de plioceno sobre la clave del túnel (Díez, 2010).

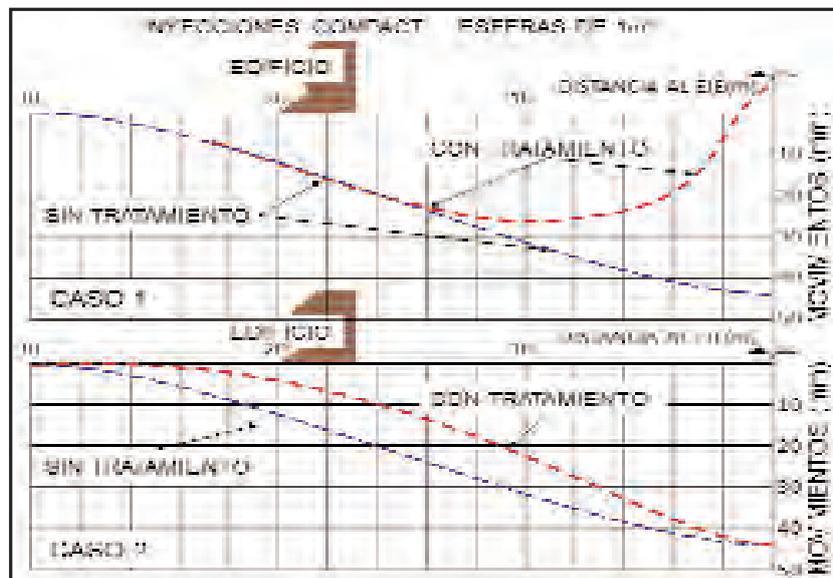
5. Conclusiones

A modo de conclusiones de todo lo anteriormente expuesto puede decirse:

- La técnica de las inyecciones de compensación ha permitido excavar cerca y debajo de estructuras sin que éstas experimenten movimientos no admisibles.
- El tratamiento se aplica en una primera fase (acondicionamiento), con inyección a través de la técnica TAM (y de poca eficacia, ya que hay que introducir de 15 a 20 veces el volumen a levantar), para levantar tan sólo del orden de 3-4 mm la estructura. Después, la segunda fase (o de compensación) intenta ir compensando los asientos que pueden ir produciéndose (hay que inyectar de 2 a 5 veces el volumen a compensar).
- A veces, el efecto de armado de taladros horizontales inyectados (y con tubo metálico) es suficiente para proteger el edificio y no es necesario llegar a la fase de compensación.
- No se debe inyectar, por lo general, a menos de 2 m del túnel y a menos de 3 m de las cimentaciones.
- La instrumentación de la estructura –y del terreno próximo– es imprescindible para conocer los asientos que realmente se producen y su velocidad.
- Existen métodos teóricos y empíricos para estimar las relaciones entre los volúmenes compensados y los volúmenes inyectados.
- Es necesario disponer de un buen sistema de previsión de asientos, a fin de tomar la decisión de si debe emplear esta técnica o no.
- A manera de ejemplo de la aplicación de un tratamiento de compensación en la «sombra» túnel-edificio (con la técnica de tubos-manguito o T.A.M.) frente a la de un tratamiento con inyecciones de compactación sobre el eje, se ha elaborado el caso descrito en la figura 59. El caso 1 reproduce el tratamiento de compactación sobre



Casos estudiados.



Resultados de tratamientos.

Figura 59. EJEMPLOS DE APLICACIÓN DE INYECCIONES DE COMPENSACION Y COMPACTACION.

el eje, y el caso 2, el de compensación, cortando la «sombra» de influencia del efecto del túnel sobre el edificio. Como se aprecia en el primer caso, la zona efectiva es la de unos 4-5 m cerca del eje (en el edificio no hay compensación de asentamientos), mientras que en el caso 2 se disminuyen apreciablemente los efectos sobre el edificio.

6. Agradecimientos

El autor de estas páginas desea expresar su agradecimiento a las autoridades que le han permitido ganar experiencias con esta técnica (Mintra, Ayuntamiento de Madrid, Dirección General de Infraestructuras Ferroviarias y ADIF), así como a las empresas especializadas que realizaron con él diversas obras de este tipo (Grupo Rodio-Kronsa, Terratest y, especialmente, Geocisa), así como a todas las personas que se vieron involucradas en ellas, cuya enumeración sería excesivamente larga. Sin olvidar las experiencias con la empresa de H. W. Baker en Caracas (y, más tarde, en Londres). A todos ellos: muchas gracias por vuestras ideas, apoyo y colaboración.

7. Bibliografía

Arnáiz, M. (2003). *Sobre la inestabilidad de terrenos arenosos en túneles de Madrid perforados con tuneladora*. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. E.T.S. de Ing. de C. C. y P.

Arnáiz, M.; Oteo, C., y Rojo, J.L. (1999). *Tratamiento del terreno en túneles de la Línea 1 del Metro de Madrid*. III Congreso Mexicano de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas. Amitos, noviembre. México D.F.

Baker, H.W.; Cording, R., y Macpherson, H. (1983). «Compaction grouting to control movements during tunnelling». *Underground Space*, vol. 7, págs. 205-12.

Díez, F. (2010). «"Nuevo Modelo Madrid"» para la estimación de asentamientos producidos en túneles con tuneladoras E.P.B. de gran diámetro. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. E.T.S. de Ing. de C. C. y P.

- Domínguez, E. (2001). *Análisis de la compensación de movimientos originados por la excavación de túneles*. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. E.T.S. de Ing. de C. C. y P.
- Domínguez, E.; Oteo, C., y De la Fuente, P. (2002). «Tratamientos del terreno mediante inyecciones de compensación. Análisis numérico». *Métodos numéricos en Ingeniería*, V, junio. Madrid.
- Esparcia, A., y Arcos, J.L. (2000). *Tratamiento del terreno en túneles de la Línea 1 de Metro de Madrid con inyecciones de compensación y «jet-grouting»*. Simposio sobre Geotecnia de las Infraestructuras del Transporte. Barcelona.
- Geocisa (1999). *Inyecciones de compensación en los metros de Madrid, Londres y Lisboa*. Jornadas sobre Obras de Interés Geotécnico ejecutadas por los Constructores Españoles. S.E.M.S.I.G. Madrid.
- González, C. (2002). «Deformaciones alrededor de túneles en suelos». Tesis doctoral. Univ. de Cantabria. Santander.
- González, C., y Sagaseta, C. (2001). «Patterns of soil deformations around tunnels. Application to his extension of Madrid Metro». *Computers and Geotechnics*, 28, págs. 445-68.
- Harris, D.I.; Mair, R.J.; Burland, J.B., y Standing, J.R. (1999). *Compensation grouting to control the tilt of Big Ben clock tower*. Proc. Int. Symp. on Geotech. Aspects of Underground Construction in soft groundágs. 225-32. Ed. Balkemo. Tokio.
- Henríquez, C.I. (2007). *Mejora de terrenos potencialmente licuables con inyecciones de compactación*. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Madrid. E.T.S. de Ing. de C. C. y P.
- Kummerer, C.; Gollegger, J.; Schweiger, H. F.; González, C., y Sagaseta, C. (2002). *Numerical and Analytical Studies of the Effects of Compensation Grouting*. Proc. Int. Symp. on Numerical models in Geomechanics. Roma.
- Mair, R. (1994). *Report on Session 4. Displacements grouting*. Proc. Int. Cong. on Grouting in the Ground. Noviembre, págs. 375-83. Londres.
- Melis, M.; Oteo, C.; Trabada, J., y Sola, P. (1998). *Crossing of an underground tunnel bored in clayey sand under an old railway tunnelling Madrid*. Proc. I.T.A. World Tunnel Symp. Sao Paolo.
- Melis, M.; Trabada, J., y Rodríguez Ortiz, J.M^a (1999). *Construction of a large cavern beneath existing buildings for the Madrid Subway*. Proc. World Tunnelling Congress '99. Vol. 1, págs. 267-72. Oslo.
- Melis, M.; Oteo, C.; Rodríguez Ortiz, J.M^a, y Sola, P. (2003). *Compensación de movimientos mediante inyecciones en el entorno de los túneles de la Ampliación del Metro de Madrid*. I Jornadas Hispano-lusas sobre Obras Subterráneas SEMSIG-CEDEX-SGP. Págs. 33-42. Madrid.
- Oteo, C. (2000). *Actuaciones en el terreno en ámbito urbano*. Simposio sobre Geotecnia de las Infraestructuras del Transporte. Págs. 673-86. Barcelona.
- Oteo, C. (2003). *Dorsal instability problems in tunnels bored in sands*. Proc. Int. Conf. on Soil Mech and G. Eng. Panel. Praga.
- Oteo, C. (2006). *Inyecciones de compensación. Jornadas sobre mejora y refuerzo del terreno*. Colegio de Ing. de C. C. y P. Noviembre. A Coruña.
- Oteo, C.; Arnáiz, M.; Trabada, J., y Melis, M. (1999). *The Madrid Model: A semiempirical method subsidence estimating*. Symp. Proc. I.T.A. World Tunnel. Oslo.
- Oteo, C.; Catala, F.; Presa, J.; Corres, H., y Baudot, R. (2003). *The design and construction of the María de Molina tunnel in the Madrid down torn*. Symposium on Underground Construction. Londres.
- Oteo, C.; García, J.; Moreno, H.; Ávila, F., y Oteo, J. (2010). «Soterramiento del ferrocarril Málaga-Fuengirola. Nuevo túnel en terrenos blandos». *Revista de Obras Públicas*, junio, págs. 19-34.
- Rodríguez Ortiz, J.M^a (2000). *Compensación de asentos*. III Jornadas Técnicas sobre la Ampliación del Metro de Madrid. FAB-Colegio ICCP-AETOS. Vol. III. Madrid.
- Sagaseta, A.C. (1987). «Analysis of undrenaided soil deformation due to ground loss». *Géotechnique*. Vol 37 (3), págs. 301-20.
- Sagaseta, C. (2006). *Avances en el diseño de las técnicas de mejora del terreno*. 6^a Jornada SEMSIG-AETESS. Técnicas de Mejora del Terreno, págs. 13-26. Madrid.
- Sagaseta, C., y González, C. (2003). *Predicción de movimientos producidos por inyecciones de compensación en túneles*. I Jornadas Hispano-lusas sobre Obras Subterráneas. Septiembre, págs. 93-98. Madrid.
- Schweiger, J.F., y Falk, E. (1998). *Reduction of settlements by compensation grouting. Numerical studies and experience from Lisbon underground*. Proc. World Tunnel Congress, págs. 1047-52. Ed. Balkemo. Sao Paolo.
- Zeigler, E.J., y Wirth, J.L. (1982). *Soil stabilization by grouting on Baltimore subway*. Proc. on Conf. on Grouting in Geotech. Eng. Febrero. Nueva Orleans.

The ADECO-RS approach as design and construction system to industrialize tunnel excavation: the Italian experience

Pietro LUNARDI
LUNARDI'S GEOENGINEERING OFFICE

Abstract

Italy, which as is well known, competes with Japan for the largest number of tunnels in the country, has been making exclusive use of the ADECO-RS approach to tunnelling for more than twenty years now. The results achieved, illustrated in this paper, confirm the soundness of this choice and they demonstrate that this approach can be used to industrialise tunnel excavation even under the most difficult stress-strain conditions.

1. Introduction

The invitation to prepare this conference for the "11a Sesión, Tratamientos en túneles y galerías" of the "Jornadas Técnicas SEMSIG-AETESS" in Madrid gives me the opportunity to illustrate the results we have achieved in Italy in the difficult field of tunnel excavation. I have therefore decided to take the example of the tunnelling projects completed on the Apennine section of the new High Speed/High Capacity Milan-Rome-Naples railway line: more than 73 km of twin track tunnels with a 140 sq m. cross section all fully excavated in less than six years since the start of the first tunnelling work.

This was a pilot experience for the whole of the major infrastructure sector and not just because the project was awarded to a single general contractor for the first time in Italy, but also because of the technical difficulties that had to be overcome.

The geological and geotechnical context appeared to be and in fact was one of the most difficult and complex in the world. A broad and heterogeneous variety of grounds had to be tunnelled, affected by groundwater and gas at times and under overburdens ranging from nil to very deep.

A new design and construction approach was selected to tackle the heterogeneity of the materials and conditions, which is based on the "Analysis of the COntrolled DEformation in Rocks and Soils" (ADECO-RS). By using this approach, which is based on a clear distinction between the design stage and the construction stage of tunnels, it was possible to reliably estimate construction costs and times for the project in advance and this in turn made it possible to award contracts for the work on a lump sum "turnkey" basis for the first time in the history of underground works for projects of these dimensions and difficulty.

Other important characteristics of the ADECO-RS approach are the centrality of the deformation response of the ground to the action of excavation and the use of full face advance employed even under the most difficult conditions after first using the core of ground ahead of the face (appropriately protected or reinforced) as a structural element capable of guaranteeing the formation of an "arch effect" close to the walls of an excavation and therefore also the long and short term stability of a tunnel.

On conclusion of any pilot experience, whether large or small, it is important and necessary to examine the results achieved at the end of the day to assess the effectiveness and the real potential of the innovations introduced.

The length of the alignment that runs underground, the heterogeneity of the ground tunnelled and the extremely difficult stress-strain conditions to be overcome on the section between Bologna and Florence of the new high speed/capacity Milan-Rome-Naples railway line, certainly constituted a severe test of the actual capacity of this new design and construction approach to come up to expectations. This paper furnishes an illustration of what emerged and the results that were achieved.

2. General background of the project

The new railway line between Bologna and Florence is part of the Italian Milan-Rome-Naples route of the High Speed/Capacity Train which constitutes the southern terminal of the European rail network (Fig. 1).

the total length of the alignment is more than 78.5 km. of which 70.6 km. (approximately 90% of the total length) is in twin track underground tunnel.

The project involved the construction of:

- * 9 nine line tunnels with a cross section of 140 sq m. and lengths of between 528 m. and 16,775 m.;
- * 14 access tunnels for a total of 9,255 m.;
- * 1 service tunnel for a total of 10,647 m.;
- * 2 interconnecting tunnels for a total of 2,160 m.



Figure 1. LOCATION OF THE WORK.

As already mentioned, the detailed and construction designs for all these works were performed using the ADECO-RS approach. the design and construction therefore took place in two distinctly different stages from a chronological view-point and more precisely by means of:

- * a survey phase, a diagnosis phase and a therapy phase at the design stage;
- * an operational phase and a construction monitoring phase at the construction stage.

3. Design

3.1 THE GEOLOGICAL-GEOTECHNICAL CONTEXT (SURVEY PHASE)

The exceptional complexity of the ground involved was well known. It had already been tackled with great difficulty for the construction of the “Direttissima” railway line inaugurated in 1934 and currently in service. Consequently it was decided to invest a sum of € 84 million, 2% of the total cost of the project in the geological survey campaigns required for detailed

design of the new high speed/capacity railway line. This provided a geological-geomechanical characterisation of the ground to be tunnelled that was very detailed and above all accurate.

As is shown in Fig. 2, the formations are primarily of flyschoid, clay and argillite formations and loose grounds, at times with substantial water tables, accounting for more than 70% of the underground alignment, with overburdens varying between 0 and 600 m. Some of the formations also presented the problem of gas, always insidious and delicate to deal with. During the survey phase, the route was subdivided into sections with similar geological and geomechanical characteristics on the basis of the information acquired. Strength and deformation parameters were attributed to these as assumptions for the subsequent phases of diagnosis and therapy.

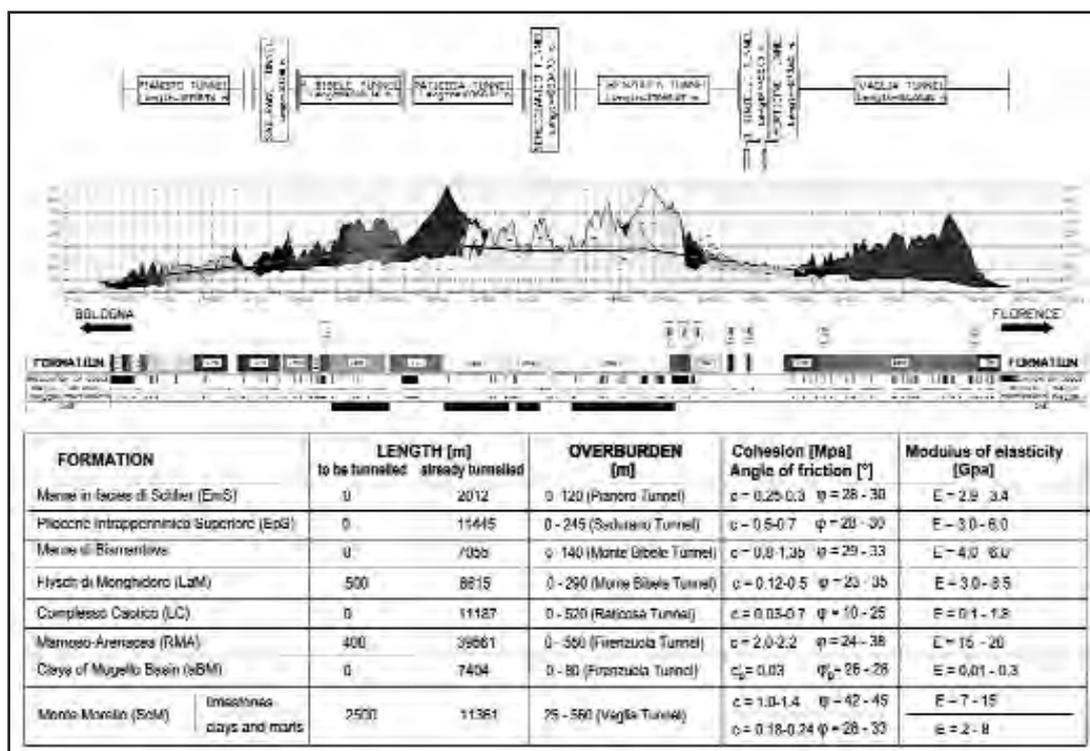


Figure 2. SURVEY PHASE: VARIABILITY OF STRENGTH AND DEFORMATION PARAMETERS FOR THE MAIN FORMATIONS.

3.2 PREDICTING THE BEHAVIOUR OF THE ROCK AND SOIL MASSES IN RESPONSE TO EXCAVATION (DIAGNOSIS PHASE)

It became immediately clear in the diagnosis phase that the tunnels to be constructed whether because of the different geotechnical characteristics of the ground or the widely differing overburdens would be driven under extremely different stress-strain conditions.

The underground alignment was therefore divided into sections with uniform stress-strain behaviour as a function of the predicted stability of the core-face in the absence of stabilisation measures. This was performed on the basis of the geological, geotechnical, geomechanical and hydrogeological information acquired and of the results of the analytical and/or numerical calculations of stability performed. The sections were as follows:

- * stable core-face (behaviour category A; deformation phenomena in the elastic range, prevailing manifestations of instability: falling ground at the face and around the cavity);
- * core-face stable in the short term (behaviour category B; deformation in the elastic-plastic range; prevailing manifestations of instability: spalling at the face and around the cavity);
- * core-face unstable (behaviour category C; deformation phenomena in the failure range: consequent manifestations of instability: failure of the face and collapse of the cavity).

It was found from this analysis that 17% of the alignment would pass through ground which would have reacted to excavation with behaviour in category A, 57%, it was predicted would be affected by deformation phenomena in the elastic-plastic range of behaviour category B and finally approximately 26% would have been characterised, in the absence of appropriate intervention, by serious instability of the core-face typical of behaviour category C.

3.3 DEFINITION OF EXCAVATION METHODS AND STABILISATION MEASURES (THERAPY PHASE)

Once reliable predictions of the stress-strain behaviour of the ground when excavated had been formulated, the action required (preconfinement and/or ordinary confinement) to guarantee the formation of an arch effect as close to the profile of the excavation as possible, in each situation hypothesised, was identified for each section of tunnel with uniform stress-strain behaviour. The advance methods (method of actual excavation, length of tunnel advance steps) and the most appropriate techniques for producing that action and guaranteeing, as a consequence, the long and short term stability of the excavation were then designed.

The variable character of the ground, present to a greater or lesser extent in all the tunnels, meant that totally mechanised technologies were not advisable with the exception of the service tunnel of the Vaglia tunnel. The basic concepts on which the design of the tunnel section types were based were therefore as follows:

1. full face tunnel advance always, especially under difficult stress-strain conditions: due to its peculiar static advantages and because large and powerful machines can be profitably used in the wide spaces available, it is in fact possible to advance in safety with excellent and above all constant advance rates even through the most complex ground by using full face advance after core-face reinforcement, when necessary;
2. containment, where necessary, of the alteration and decompression of the ground that excavation causes by the immediate application of pre-confinement and/or confinement of the cavity (sub-horizontal jet-grouting, fibre glass structural elements in the core and/or in advance around the cavity, fitted, if necessary, with valves for pressure cement injections, shotcrete, etc.) of dimensions sufficient, according to the different cases, to absorb a significant proportion of the deformation without collapsing or to anticipate and neutralise all movement of the ground at the outset;
3. placing a final lining in concrete, reinforced if necessary, complete with the casting of a tunnel invert in short steps immediately behind the face where the need to halt deformation phenomena promptly was recognised.

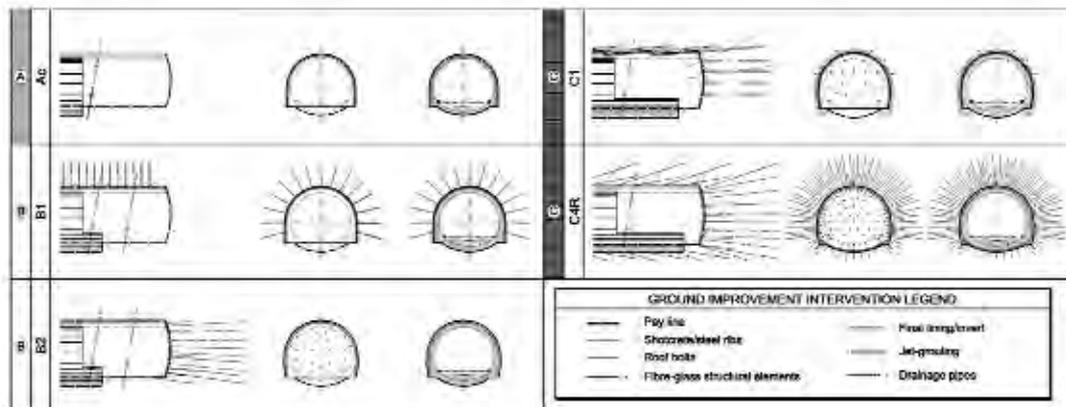


Figure 3. MAIL DESIGN SECTION TYPES.

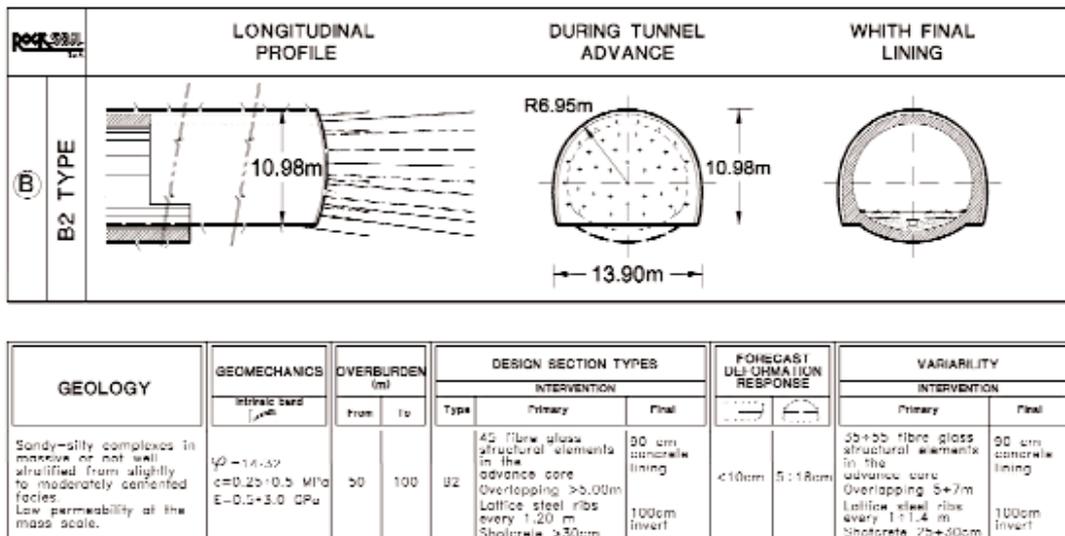


Figure 4. SECTION TYPE VARIABILITY AS A FUNCTION OF THE ACTUAL RESPONSE OF THE GROUND TO THE EXCAVATION.

The most appropriate longitudinal and cross section types were therefore identified to deal with the different ground conditions. The range of geological and geomechanical and stress-strain (extrusion and convergence) conditions within which they were to be applied was clearly defined for each type as well as the position in relation to the face, the intensity and the phases and intervals for placing the various types of intervention (advance ground improvement, preliminary lining, tunnel invert etc). Very reliable work cycles based on a considerable number of previous experiences were drawn up from which precise predictions of daily advance rates could be made. Figure 3 shows the main section types adopted (there were 14 in all), grouped according to the type of behaviour category, A, B and C. Variations to be applied were designed for each section type for statistically probable conditions, the location of which could not, however be predicted on the basis of the available data (see example in Fig. 4).

The identification of admissible variability in advance for each section as a function of the actual response of the ground to excavation, always and in any case, within the deformation ranges predicted, is a fundamental part of the ADECO-RS approach. It allows highly detailed definition of the design and at the same time the flexibility required for the useful application of ISO 9002 quality assurance systems during construction without impairment of the basic principles of such systems. By employing this method Non Conformities (i.e. differences between as built and design) are avoided which oblige partial redesign each time a change in conditions is encountered even if it involves only a minor change to the design.

Each section type was analysed as a function of the loads mobilised by excavation as determined in the diagnosis phase, with regard to both the different construction phases and the final service phase by employing a series of calculations on plane and three dimensional finite element models in the elastic-plastic range.

Finally, precise specifications were formulated for the implementation of a proper monitoring campaign, which, according to the different types of ground tunnelled, would both guarantee the safety of tunnel advance and verify the appropriateness of the design and allow it to be optimized in relation to the actual conditions encountered.

Detailed design also obviously concerned indispensable accessory works, such as portals, large chambers and access and service tunnels, which for the sake of brevity we will not dwell on here.

4. Tunnel construction

4.1 TYPE OF CONTRACT

The contract for the entire section of the railway between Bologna and Florence was awarded on a rigorous lump sum basis (€ 4,209 million) by FIAT S.p.A., the general contractor, which accepted responsibility for all unforeseen events, including geological risks on the basis of the final design as illustrated above. It subcontracted all the various activities out to the CAVET consortium (land expropriation, design, construction, testing, etc.).

4.2 OPERATIONAL PHASE

Immediately after the contract was awarded, the construction design of works began at the same time as excavation work (July 1996).

Additional survey data and direct observation in the field generally confirmed the validity of the detailed design specifications, while the following minor refinements were made in the construction design phase:

* to deal specifically with particularly delicate stress-strain conditions a steel strut was introduced as a variation to section types B2 and C4 in the tunnel invert to produce much more rapid confinement of deformation. This modifi-

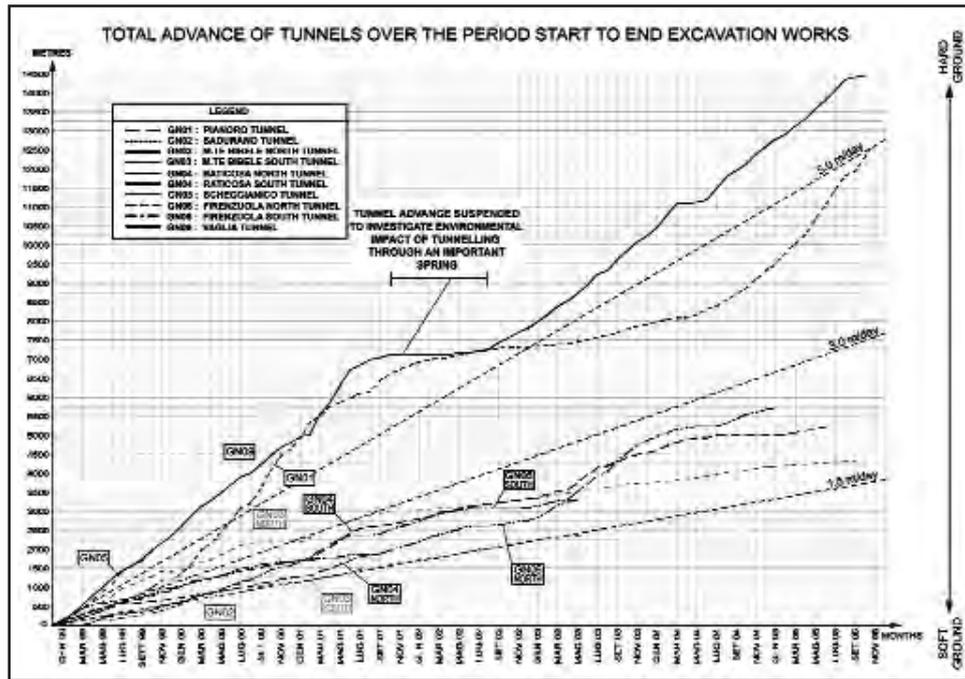


Figure 5. ADVANCE RATES OBTAINED IN THE DIFFERENT STRESS-STRAIN CONDITIONS FOUND.

cation of the B2 section type was found to be much more versatile and appropriate even for many situations where the core-face was unstable. Use of the heavier C section types was thus limited to the more extreme stress-strain conditions.

- * the effectiveness of core-face ground improvement using fibre glass structural elements was increased considerably by introducing an expansive cement mix to cement the fibre glass nails;
- * as a consequence of positive results acquired during the construction of tunnels on the Rome-Naples section of the same railway line, a section type B2pr was designed for underground construction of the Sadurano, Borgo Rinzelli and Morticine tunnels originally designed as artificial tunnels;
- * finally it was decided to replace section types B3 and C3, which involved the use of mechanical pre-cutting with section C2 (ground improvement in the core-face and around it with fibre glass structural elements) better suited to the ground to be tunnelled.

The final result of construction design was the definition of the following percentages of tunnel section type:

- * section type A: 20.5 %; section type B: 57.5 %; section type C: 22.1 %.

In less than six years approximately 70.6 km. of running tunnel have been driven and lined, 100% of the total. Average monthly advance rates of finished tunnel were around 1,000 m. of finished tunnel with peaks of 2,000 m reached in March 2001, working simultaneously on 30 faces.



Figure 6. BORGO RINZELLI TUNNEL: THE FACE DURING THE ADVANCE UNDER ARTIFICIAL GROUND OVERBURDEN.



Figure 7. FIRENZUOLA TUNNEL: THE FACE REINFORCED WITH FIBRE GLASS STRUCTURAL ELEMENTS INSERTED INTO MICRO JET-GROUNDED COLUMNS.

Fig. 5 gives the production graphs for the different tunnels constructed. It can be seen that not only were the advance rates very high in relation to the type of ground tunnelled, but above all they were very constant, a sign of the excellent match between design and the actual reality encountered. Even for the Raticosa tunnel, driven under extremely difficult stress-strain conditions in the Caotic Complex formation consisting of the much feared scaly clays, average advance rates were never less than 1.5 m per day. Table 1 gives a comparison of daily advance rates forecast by the detailed design specifications for some section types and the actual advance rates achieved.

Table 2 on the other hand gives the distribution of differences in section types between the detailed design specifications and the tunnel as built. Even if account is taken of the increased rigidity introduced to the B2 section type, which made it possible to employ the type in many situations typical of behaviour category C, there was nevertheless a significant reduction in the use of the more costly section types in favour of more economical solutions.

This result was to a large extent due to the exceptional effectiveness of the preconfinement methods employed even under large overburdens. It was the first time they had been used with overburdens greater than 500 m.. Some consider tunnel advance after first making the face-core more rigid as counter productive under large overburdens. However, if it is properly performed and the continuity of the action from ahead of the face back down into the tunnel is ensured, with the placing of a steel strut in the tunnel invert it is, as was demonstrated, extremely effective even with large overburdens and resort to the heavier section types was only necessary in the most extreme situations. Another reason for the greater use of section type A was that there are only minor differences between it and the B0 sections types such as the thickness of the final lining or the distance from the face at which the tunnel invert is cast. As a consequence, section type A was adopted in place of section types B0 or B0V, whenever the ground conditions allowed this to be done without risk (e.g. in long sections of the Vaglia tunnel where the presence of the adjacent service tunnel already built made the situation particularly clear). The differences found between the detailed design specifications and the tunnel as built did not reveal any sensational discrepancies, neither in terms of the overall cost of the works, which was a little less than budgeted under the detailed design specifications (~ -5%) nor with regard to construction times. While the contractor will benefit from the lower cost, a reward for the greater risk run by agreeing to sign a rigorously lump sum, all-in contract, the client and citizens will benefit from the punctual observance of time schedules because they will be able to use the new transport services without intolerable delays.

Table 1

SECTION TYPE	TENDER FORECAST ADVANCE RATES (m. per day of finished tunnel)	ACTUAL ADVANCE RATES (m. per day of finished tunnel)
A	5.40	5 - 6
B0	4.30	5 - 5.5
B2	2.25	2.10 - 2.2
C1	1.40	1.40
C2	1.25	0.85
CAV	1.25	1.63

Tabla 2

TUNNEL	HIGH SPEED/CAPACITY TRAIN - High to High Line between Bologna and Firenze - SECTION TYPES DISTRIBUTION																												
	DETAILED DESIGN													AS BUILT															
	Length (m)	SECTION TYPES DISTRIBUTION (m)													Length (m)	SECTION TYPES DISTRIBUTION (m)													
	A	B0	B0V	B1	B2	B3	B4	C1	C2	C3	C4	CAV	C5	(%)	(%)	A	B0	B0V	B1	B2	B3	B4	C1	C2	C3	C4	CAV	C5	
Pesenti	1799.4	551.8			3886.8	3028		420	348.3	1083	310		15.3	70.78	700.0	180.0		6791.0	682.5	87.0	3.5							1164.5	
Castello	3776.8	64.0	2380.8		7070.0			780.0	780.0					2067.0	700.0	3760.0	2201.1	1408.0	85	53			8						
Al. Giacobbe	6118.0	878.2	1334.6		4521.1	5212.2		150	1112.8		115.6			9180.0	180.0	3161.1	2935.3	2915.7	2866.6			37.3	41	45					
Raticosa	13081.0	3043.0			972.8	738.4		-40.0	786.7		1485.1		315.0	10367.0	100.0	10367.0	3584.0	786.0	557		25	25				1458	573.4	2722.5	
Scogliolo	3330.0	2050.0			1404.7				35.0					3535.0	100.0	3535.0	3517.0	35.0											
Falchioni	14391.5	3528.7			5850.4	716	412.3		271.3	511.9	2298.8	738.1		15271.0	180.0	15271.0	6833.1	3596.3	3261.8			263.5	577.1	9			125.80	45.45	
S. Ruffini	459.0								180		285			520.5	780.0	528.5						309.5				225.1			
Montebello	773.0								80	140.1				385.5	100.0	385.5						301.0				28.5			
Ussita	18757.0	2017.2	3104.0	1128.8	8625.0				1191.2	832	788.5			18787.0	180.0	18787.0	5257.0	5285.0	30.0	1847.0			229.70	128.28	301.4				
TOTAL LENGTH (m)	88888.8	11721.0	7731.0	1128.8	18485.3	7417.3	3448.2	1151.3	1405.4	4488.8	3044.8	6628.8	2325.2	3311.2	70542.8	700.0	71044.8	24665.1	25200.5	96.5	10319.4	833.5	746.1	834.8	417.0	1468.0	2590.5	2337.1	
SECTION TYPES DISTRIBUTION (%)		A	B0	B0V	B1	B2	B3	B4	C1	C2	C3	C4	CAV	C5		A	B0	B0V	B1	B2	B3	B4	C1	C2	C3	C4	CAV	C5	
		17.0	11.3	1.5	20.8	18.8	5.0	1.7	3.0	6.5	5.2	8.2	3.4	6.5		81.7	25.7	0.1	44.5	1.3	1.1	3.7	0.8	2.1	1.7	2.1	1.7	4.0	

4.3 THE MONITORING PHASE

4.3.1 Monitoring during construction

The particular nature and the importance of the project required a thorough monitoring programme both during construction and for the completed tunnel in service.

The following was monitored during construction:

- * the tunnel faces by means of systematic geomechanical surveying of the ground at the face. The surveys were conducted to I.S.R.M. (International Society of Rock Mechanics) standards and gave an initial indication of the characteristics of the ground to be compared with design forecasts;
- * the deformation behaviour of the core-face by measuring both surface and deep core-face extrusion, with measurements carried out taken as a function of the different behaviour categories. Systematic measurements of this kind under difficult stress-strain conditions are crucial: in fact monitoring convergence alone, which is the last stage of the deformation process, under these conditions is not sufficient to prevent tunnel collapse. Extrusion, on the other hand is the first stage in the deformation process and if it is kept properly under control will allow time for effective action to be taken.
- * the deformation behaviour of the cavity by means of systematic convergence measurements;
- * the stress behaviour of the ground-lining system by placing pressure cells at the ground-lining interface and inside the lining itself, both in the preliminary and the final lining.

The results of monitoring activity during construction guided design engineer and the project management in deciding whether to continue with the specified section type or to modify it according to the criteria already indicated in the design, by adopting the “variabilities” contained in it. Obviously, in the presence of particular conditions that were not detected at the survey phase and therefore not provided for in the design, which can occur, it is always possible to design a new section type. This method of proceeding allowed the uncertainty connected with underground works to be managed satisfactorily even with a rigorously lump sum contract like that between CAVET and TAV.

Most of the instrumentation already used during construction, and connected to automatic data acquisition systems will continue to be employed for monitoring when the tunnel is in service. The automatic data acquisition system can be interrogated at any moment in the life of the works to obtain data and verify the real behaviour of the tunnels and compare it with design predictions.



Figure 8. THE FACE OF THE VAGLIA TUNNEL IN THE MONTE MORELLO FORMATION (limestones, marls and sandstones).

5. Conclusions

New pre-confinement techniques such as horizontal jet-grouting, full face mechanical pre-cutting, advance core reinforcement using fibre glass structural elements have certainly produced a technological leap ahead in the tunnelling field similar to that which occurred at the beginning of the twentieth century with the introduction of cavity confinement techniques such as shotcrete, steel ribs and steel anchors, allowing previously impossible conditions to be tunnelled with success.

Nevertheless, as in the last century, when design and construction engineers had to make an effort to abandon old theories and practices in favour of more efficient and more adequate methods in order to reap the full benefit of the potential offered by the new technologies, they must again make the same effort.

The experience acquired in the construction on time and to budget of this project to cross the Apennines with a new high speed/capacity railway line, which was exceptional in terms of its size and the heterogeneity and difficulty of the ground demonstrates that a more aware and more correct use of new technologies can open up exceptional new prospects for tunnelling and make it finally possible to fully industrialise it and thereby produce that certainty over construction times and costs which until only recently had been lacking. This is, however, on condition that the technologies are employed in an integrated manner, in the framework of design and construction approaches like ADECO-RS and consistently with the principles that generated them.

References

- Lunardi, P., 2008. "Design and construction of tunnels – Analysis of controlled deformation in rocks and soils". Springer, Berlin Heidelberg.
- Bindi, R., Cassani, G., 2004. "New prospects for tunnelling with the ADECO-RS approach". EUROCK 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium. Salisburgo, 7 October 2004.
- Bindi, R., 2002. "Il recupero di gallerie in situazioni difficili. Ruolo e valorizzazione dei consolidamenti". Quarry and Construction, October 2002.
- Lunardi, P., 2000. "Design & constructing tunnels – ADECO-RS approach". Tunnels & Tunnelling International, Special supplement, May 2000.
- Lunardi, P., 2001. "The ADECO-RS approach in the design and construction of the underground works of Rome to Naples High Speed Railway Line: a comparison between final design specifications, construction design and "as built"". AITES-ITA World Tunnel Congress on "Progress in tunnelling after 2000", Milan, 10th-13th June 2001, Vol. 3, 329-340.
- Lunardi, P., 2000. "Tunnelling under the Via Appia Antica in Rome". Tunnels & Tunnelling International, April 2000.
- Lunardi P. and others, 1989. "Nouvelles orientations pour le projet et la construction des tunnels dans des terrains meubles. Études et expériences sur le preconfinement de la cavité et la preconsolidation du noyau au front" Colloque International "Tunnels et micro-tunnels en terrain meuble" - Paris 7th-10th February 1989.
- Lunardi, P. and others, 1993. "Technical and financial planning of underground works: the ADECO-RS method". VI Forum Europeo di Ingegneria Economica - Università Bocconi - Milan, 13th-14th May 1993.
- Martel, J., Roujon, M., Michel, D., 1999. "TGV Méditerranée – Tunnel Tartaiguille: méthode pleine section". Proceedings of the International Conference on "Underground works: ambitions and realities" Paris, 25th-28th October 1999.

MESA REDONDA SOBRE

Diseño y Control

PRESIDENTE:

D. Manuel ARNÁIZ RONDA

PRESIDENTE DE AETOS

MIEMBROS DE LA MESA:

D. José María RODRÍGUEZ ORTIZ

D. Carlos OTEO MAZO

D. Pietro LUNARDI

Manuel Arnáiz Ronda

PRESIDENTE

Dada la extensión de las ponencias, hemos reducido este tiempo de debate de media a un cuarto de hora. Ruego os identifiquéis para la grabación.

Juan José Muñoz

TERRABAUER

Para el profesor Lunardi. Usted entiende perfectamente el español, porque yo hablo verdaderamente mal el italiano: «*Scusi mai perverso italiano*». Por lo que he entendido, toda la teoría de los túneles para usted es muy parecida a la transformación de un túnel en un gran pilote-palo horizontal. La importancia que tiene la perforación de un pilote vertical, la estabilización por efecto arco de la s_1 y s_2 y la problemática del levantamiento del fondo de la excavación, que sería el s_3 , se transforman, en el túnel, en algo exactamente igual. Es decir, en terrenos donde no tenemos la seguridad del comportamiento de un efecto arco –ni siquiera con la adecuación del taladro ejecutado bajo lodo bentonítico– tenemos que entubar el pilote.

Sería un caso parecido a la utilización de las tuneladoras, de las TMB, con el escudo tratado con presión y con la dovela; lo que llamamos las tuneladoras cerradas, no de frente abierto. En el caso del método austriaco, si la galería la pudiéramos llenar de un lodo bentonítico que mantuviera la presión s_3 sobre el frente de la excavación, el problema lo tendríamos resuelto. Así pues, el tratamiento de todo el frente de la excavación lo que trata es de darnos la reacción de la s_3 para que no se desestabilice el fondo. Entonces, la perforación de una gran galería, ¿es algo similar a un gran pilote?

Pietro Lunardi

PONENTE

Sicuramente il problema è molto simile perché esiste sempre una direzione d'avanzamento in verticale o in orizzontale; il problema della stabilità del fondo a seguito dell'annullamento della sollecitazione principale minore σ_3 esiste in un caso e nell'altro. L'importante è ricordarsi, cosa che il NATM non ha fatto, che il problema è a tre dimensioni, non solo a due dimensioni! Perché avete visto in passato che tutti gli studi fatti secondo il NATM sono sempre stati su sezioni trasversali nel piano e non si è mai considerata l'influenza del fronte di scavo. Il problema della stabilità del fronte di scavo il NATM lo «risolve» semplicemente parzializzando la sezione, ma in questo modo non è possibile realizzare un vero arco rovescio e occorre limitarsi agli archi rovesci provvisori assai meno efficaci. Anche nel caso di una TBM EPB, la pressione che questa esercita con la schiuma sul fronte d'avanzamento è una forma di stabilizzazione del nucleo-fronte al pari dell'effetto prodotto dai chiodi in vetroresina con i quali si rinforza il nucleo quando non si usa la macchina. Il concetto è lo stesso, però le macchine i sistemi meccanizzati operano solo a valle del fronte di scavo, di conseguenza, quando i terreni sono molto difficili questi sistemi non si possono adoperare. Infatti in questi casi occorre esercitare azioni di precontenimento del cavo, cioè intervenire con interventi di stabilizzazione che operino a monte del fronte di scavo per irrigidire adeguatamente il nucleo-fronte. È molto importante ricordarsi che il nucleo-fronte è proprio quello che contrasta la pre-convergenza, impedendo di conseguenza la convergenza del cavo. La pressione esercitata sul fronte di scavo è quello che effettivamente avvicina il sistema meccanizzato al sistema convenzionale a piena sezione, il concetto è lo stesso...

(TRADUCCION) *Seguro que el problema es muy similar, porque siempre existe una dirección de avance en vertical o en horizontal; el problema de la estabilidad del fondo tras la anulación de la tensión principal menor σ_3 existe en un caso y en el otro. Lo importante es recordar, lo que el NATAM no ha hecho, que el problema es de tres dimensiones, no sólo de dos dimensiones. Porque ya han visto en el pasado que todos los estudios realizados según el NATAM siempre han sido sobre secciones transversales en el plano y nunca se ha tenido en consideración la influencia del frente de excavación. El problema de la estabilidad del frente de excavación lo «resuelve» el NATAM parcializando simplemente la sección; pero de esta manera no es posible realizar un verdadero arco inverso y es necesario limitarse a los arcos inversos provisionales, bastante menos eficaces. Incluso en el caso de una TBM EPB, la presión que la misma ejerce con la espuma en el frente de avance es una forma de estabilización del frente equivalente al efecto producido por los bulones de fibra de vidrio con los que se refuerza el frente cuando no se usa la máquina. El concepto es el mismo; sin embargo, las máquinas con sistemas mecanizados operan sólo por detrás del frente de excavación. En consecuencia, estos sistemas no se pueden adoptar cuando los terrenos son muy difíciles. De hecho, en estos casos es necesario realizar acciones de contención previa de la excavación; es decir, intervenir con elementos de estabilización que operen por delante del frente de excavación para estabilizarlo adecuadamente. Es muy importante acordarse de lo que se podría denominar núcleo-frente: es precisamente el que contrarresta la preconvergencia, impidiendo así la convergencia de la excavación. La presión ejercitada sobre el frente de excavación es lo que efectivamente acerca el sistema mecanizado al sistema convencional de plena sección: el concepto es el mismo.*

José Miguel Fernández de Castro

AMBAR SISTEMAS

Es una pregunta para el profesor Lunardi. Entiendo, a la vista de su magnífica exposición, que es partidario de la excavación de los túneles a sección completa. En España, últimamente, en los proyectos se está recurriendo cada vez más al avance y la destroza. A mí me gustaría conocer su opinión, en general, sobre la excavación a sección completa en cualquier tipo de terreno tomando las medidas y cálculos correspondientes utilizando el método proyectado.

Pietro Lunardi

FONENTE

No entiendo muy bien la pregunta.

José Miguel Fernández de Castro

AMBAR SISTEMAS

Me gustaría saber su opinión sobre la excavación de todos los túneles a sección completa habiendo proyectado previamente los sistemas de ejecución.

Pietro Lunardi

FONENTE

In base agli studi che abbiamo fatto in questi ultimi 30 anni su molte gallerie posso dire che non esiste caso in cui vada applicata la sezione parzializzata, cioè in tutti i casi, in tutti i tipi di terreno, va sempre applicata la sezione piena. Non esiste terreno in cui non si possa applicare la piena sezione: vi ho fatto vedere prima il caso della Bologna-Firenze, in cui avevamo nove tipi di terreni diversi, ognuno con coperture variabili da 10 m a 600 m, avevamo quindi delle situazioni tensionali molto diverse e di conseguenza comportamenti al fronte d'avanzamento molto diversi, però non abbiamo mai avuto, su 100 km di gallerie scavate, un problema di stabilità o un problema di convergenza che abbia prodotto dei danni. Questo dice che pur nella variabilità dei terreni che andava dalle sabbie alle argille e alle rocce, la piena sezione è sempre applicabile. Ovviamente quando le rocce o i terreni sono buoni non ci sono difficoltà, negli altri casi, come vi dicevo prima, se siamo in la categoria C, che è quella a fronte instabile o in categoria B, che è quella a fronte stabile a breve termine, occorre operare con azioni di rinforzo o protettive del nucleo-frente in modo da ricondurre la situazione alla categoria A, che è quella a fronte stabile. In conclusione, si deve sempre lavorare in sicurezza e questo è possibile con tutti i terreni. Non ci sono dubbi! Lo abbiamo sperimentato anche lavorando su sezioni molto grandi, anche di 250 m², abbiamo sempre operato a piena sezione senza problemi, si tratta solo di entrare nella mentalità. Ovviamente bisogna lavorare con tutti i presupposti: con l'arco rovescio vicino al fronte, tenendo la forma del fronte concava, eseguendo un buon trattamento di consolidamento, ecc.. E qui è importante che chi fa i consolidamenti li faccia bene, cioè faccia bene le perforazioni, faccia bene le iniezioni di intasamento, ecc.. Credo che questo debba essere una prerogativa degli esecutori cioè di quegli specialisti che sono indispensabili e molto importanti per la realizzazione delle nostre idee.

(TRADUCCION) *En base a los estudios que hemos hecho en muchos túneles en estos últimos treinta años, puedo decir que no hay ningún caso en el que se aplique la sección parcializada; es decir, en todos los casos, en todos los tipos de terreno siempre se aplica la sección completa. No existe terreno en el que no se pueda aplicar la sección completa: antes les he hecho ver el caso de la Bologna-Firenze, en el que teníamos nueve tipos de terrenos diferentes, cada uno con coberturas variables de 10 metros a 600 metros; por tanto, teníamos situaciones de tensión muy diferentes y, en consecuencia, comportamientos en el frente de avance muy distintos. Sin embargo, nunca hemos tenido, en los 100 kilómetros de túneles excavados, un problema de estabilidad o un problema de convergencia que haya producido daños. Esto quiere decir que incluso con terrenos variables, desde la arena a la arcilla y la roca, la sección completa siempre es aplicable. Obviamente, cuando las rocas o los terrenos son buenos no hay*

dificultades; en los otros casos, tal y como les decía antes, si estamos en la categoría C, que es la del frente inestable, o en la categoría B, que es la del frente estable a corto plazo: es necesario operar con acciones de refuerzo o protectoras del frente de manera que se pueda reconducir la situación a la categoría A, que es la del frente estable. En conclusión, se debe trabajar siempre con seguridad y esto es posible en todos los terrenos. ¡No hay ninguna duda! Lo hemos experimentado también trabajando en secciones muy grandes, incluso de 250 metros cuadrados; siempre hemos operado a sección completa sin problemas, se trata sólo de entrar en esa mentalidad. Obviamente, es necesario trabajar con todos los supuestos: con el arco inverso cerca del frente, manteniendo la forma del frente cóncava, llevando a cabo un buen tratamiento de consolidación, etc. Y lo que es importante es que quien hace la consolidación la haga bien; es decir, haga bien la perforación, haga bien la inyección de relleno, etc. Creo que esto debe ser una prerrogativa de los ejecutores; es decir, de los especialistas que son indispensables y muy importantes para la realización de nuestras ideas.

Luis Tissera Bracamonte

MAC INGEO S.L

Un comentario y una duda. Se nos ha mostrado que hay unos métodos de tratamiento que entrañan un cierto riesgo, como puede ser el *jet* o el *superjet* para columnas de gran diámetro cuando existe una construcción vecina. Mi experiencia al respecto, que es limitada, me ha hecho entender que el riesgo no pasa tanto por el tratamiento en sí como por la metodología que se aplica; es decir, que a veces el riesgo de esos tratamientos de *superjet* surge al no controlar bien el rechazo, por ejemplo; o bien, una metodología en lo que a distribución de puntos de inyección se refiere, y más cosas, probablemente...

Por otra parte, tengo cierta duda en cuanto al control de las muestras para control de calidad de la columna terminada. Como vosotros habéis llevado un gran volumen de muestras, ¿cuál es vuestro criterio a la hora seleccionar un análisis de tipo químico?; o, si hay otro, para determinar el contenido de cemento en el suelo de la columna. Hablamos de una muestra representativa de un sondeo en la propia columna.

Carlos Oteo Mazo

PONENTE

Sobre lo último, depende de para qué haces ese *jet* o *superjet*. Nosotros en Málaga hemos recalzado unos cajones con *superjet* porque se quedaron apoyados en fangos, y no sólo es que influyera ese terreno en la calidad del cemento, sino también en su resistencia al corte. El diseño exige que definamos eso con absoluta claridad. Hicimos columnas fuera, un recinto de tablestacas, con unos fangos similares, y no sólo hicimos columnas, sino que tomamos muestras y hasta metimos un gato entre ellas. Nos fuimos al laboratorio —una caja grande—, y llegamos a ensayar como con cualquier otro material y determinar la resistencia al corte. Ahora, en otros tratamientos, la verdad, que quede un poco peor o un poco mejor, tampoco tiene tanta importancia. Lo que hemos hecho a veces, tanto para *jet* como para otros tratamientos de inyecciones, es aplicar técnicas de geofísica... En el Cedex se usaban mucho —cuando yo estaba por allí—, y seguirán usándolo, las ondas superficiales para ver en conjunto cuánto mejoraba los módulos de deformación, eso que antes José María nos contaba.

Dependiendo de la función, el control debe ser específico. Incluso para realizar columnas a veces hemos tenido que hacer taladros de alivio, porque si hay un nivel freático alto puede afectar a las instalaciones próximas, y hay que hacer taladros de alivio para que se disipe la presión intersticial. Cada caso necesita un tipo de especificación y control.

José María Rodríguez Ortiz

PONENTE

Sobre la primera parte. Estoy de acuerdo en que tiene mucha importancia el control, y lo que suele pasar muchas veces es que se atasca el rechazo de la tubería y se pone todo en presión y estalla por todos los lados. Pero el problema del *jet* es que tiene un conducto de alimentación a las bombas que está a 400 ó 500 bar, y entonces el tiempo de respuesta es insuficiente. Es decir, desde el momento en que el operario que está allí a pie de máquina se da cuenta de que se está produciendo un atasco, aunque en ese momento él dé la orden de parar todo el sistema y aliviar las bombas, no hay manera: es tan instantáneo que el daño se hace, y ese riesgo que no hay por qué correrlo.

Manuel Arnáiz Ronda

PRESIDENTE

Si no hay más intervenciones... Creo que ha sido muy densa la sesión y que todo el mundo quiere tomar un café. Muchas gracias. Seguimos en unos momentos.

Segunda Sesión:

EJECUCIÓN

Ponentes: D. Gustavo Armijo Palacio
D. Leoncio Prieto Tercero
D. Juan Carlos Novarece
D. Goran Vukotic

Actuamos en el presente,

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

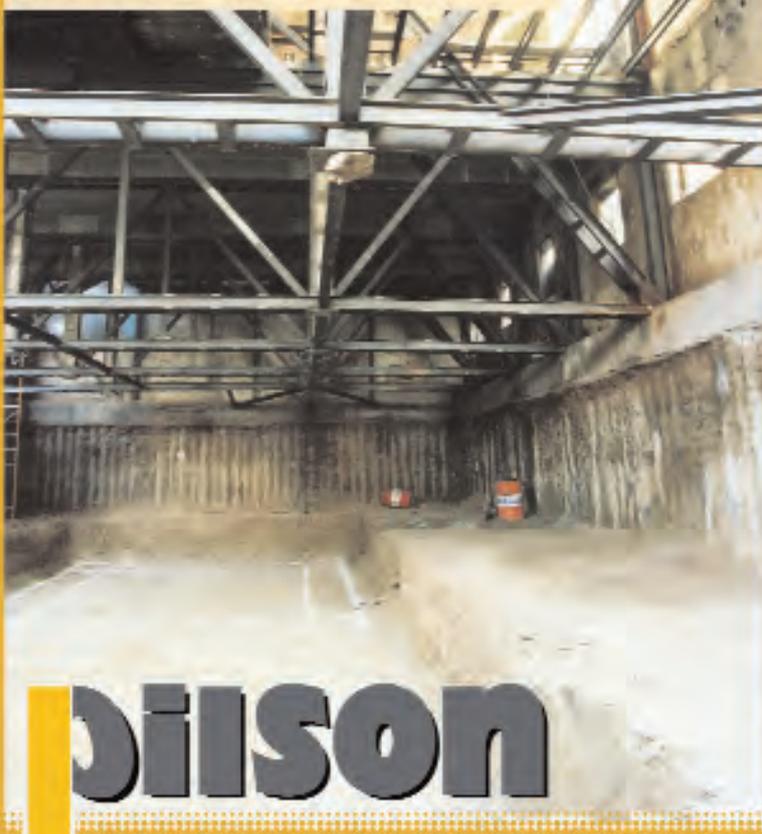


Rehabilitación y creación de sótano en un edificio para el Museo de Artes y Tradiciones Populares de Madrid (C/ Carlos Arniches)

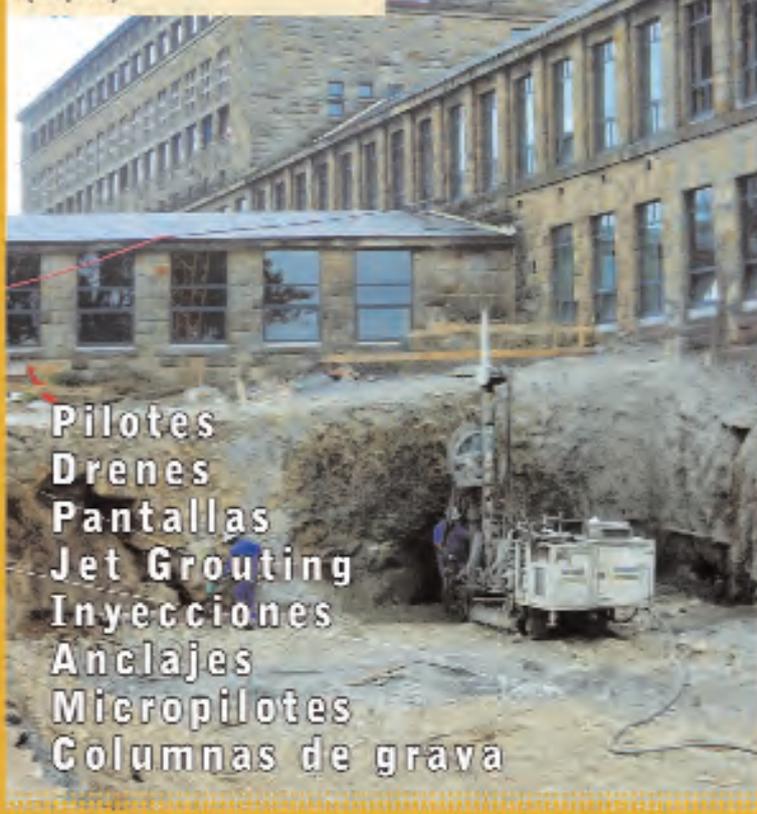


Rehabilitamos el pasado

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



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



Pilotes
Drenes
Pantallas
Jet Grouting
Inyecciones
Anclajes
Micropilotes
Columnas de grava

PILSON

TECNICAS DEL SUBSUELO

www.pilson-ts.com

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



Asociación Española de Geotécnicos (AEGE)
Asociación Española de Mecánica de Suelos y Cimentaciones (AECS)
Asociación Española de Geotécnicos (AEGE)

Tratamientos en terrenos carstificados: túneles de Abdalajís

Gustavo ARMIJO PALACIO

DR. INGENIERO DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS
GEOCISA

1. Introducción

En este artículo se analizan las inyecciones realizadas con objeto de disminuir el ingreso de agua a los dos túneles de la línea de alta velocidad Córdoba-Málaga, en el valle de Abdalajís, al atravesar zonas de falla y de terreno carstificado.

En primer lugar se revisa la información aportada por los estudios previos sobre las zonas mencionadas y el comportamiento observado durante la construcción de ambos túneles, el cual condujo a la realización de tratamientos del terreno circundante con inyecciones y a la ejecución en cada uno de ellos de un anillo de refuerzo de hormigón armado, *in situ*.

A continuación se describe el comportamiento observado después de la realización de los tratamientos mencionados, en función de los datos aportados por la instrumentación colocada en los propios túneles y en el terreno circundante.

2. Información aportada por los estudios previos

Los túneles atraviesan, de sur a norte, las unidades Alpujárride, Maláguide y Penibética (Fig. 1). Las dos primeras están formadas por rocas metamórficas con grado elevado de tectonización (filitas, pizarras y areniscas), mientras que la tercera está compuesta por rocas carbonatadas en estructura anticlinal fuertemente tectonizada y vergencia norte (calizas, dolomías, margas, lutitas y yeso/anhidrita). En ambos emboquilles se intersectan unidades de *flyshes* arcillosos del mioceno.

Los túneles, cuya mayor parte está bajo el nivel freático, atraviesan tres acuíferos principales: Huma, valle de Abdalajís y Sierra Llana (Fig. 2). Se trata de acuíferos carbonatados, de elevada permeabilidad en las zonas fracturadas y carstificadas, con una conexión hidráulica entre ellos muy débil. La columna de agua sobre la clave de los túneles puede alcanzar hasta 300 m en el acuífero de Huma.

Antes de comenzar con la excavación de los túneles se estableció una red de control hidrogeológico compuesta por tres pozos en los que se hicieron los pertinentes ensayos de bombeo (Fig. 3), que confirmaron los datos de permeabilidad de proyecto (de 10^{-6} a 10^{-7} m/s). También se instrumentaron todos los sondeos, pozos y manantiales de la zona, se preparó el sistema de control de caudales a instalar en las bocas de los túneles y se perforó un piezómetro en la zona de los pozos de Abdalajís.

Los tres pozos mencionados se ubicaron en las tres escamas que podían verse afectadas por la obra de los túneles; a saber: escama valle de Abdalajís (sondeo A), escama Capilla-Tajo del Cuervo (sondeo B) y escama sierra de Huma (sondeo C).

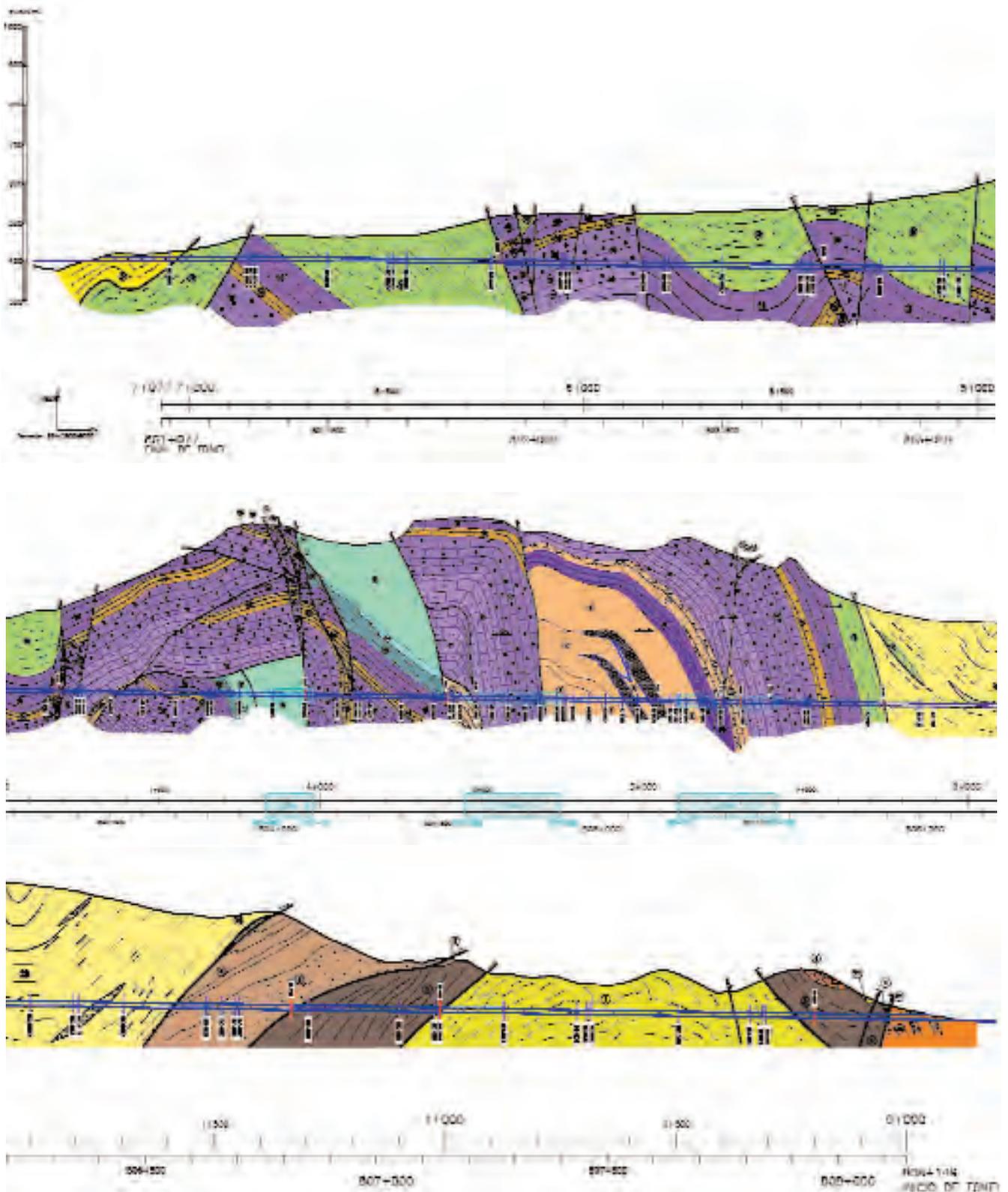


Figura 1. PERFIL GEOLOGICO LONGITUDINAL DE UNO DE LOS TUNELES.

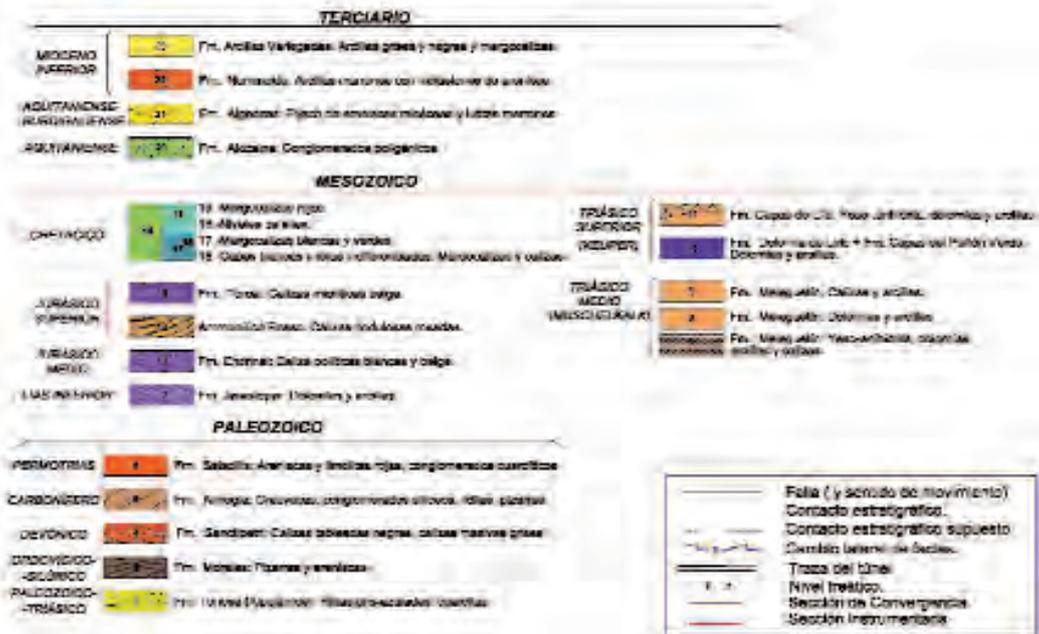


Figura 1 (continuación). PERFIL GEOLOGICO LONGITUDINAL DE UNO DE LOS TUNELES. (Las tres zonas de afluencia de agua durante la excavación están indicadas en azul.)

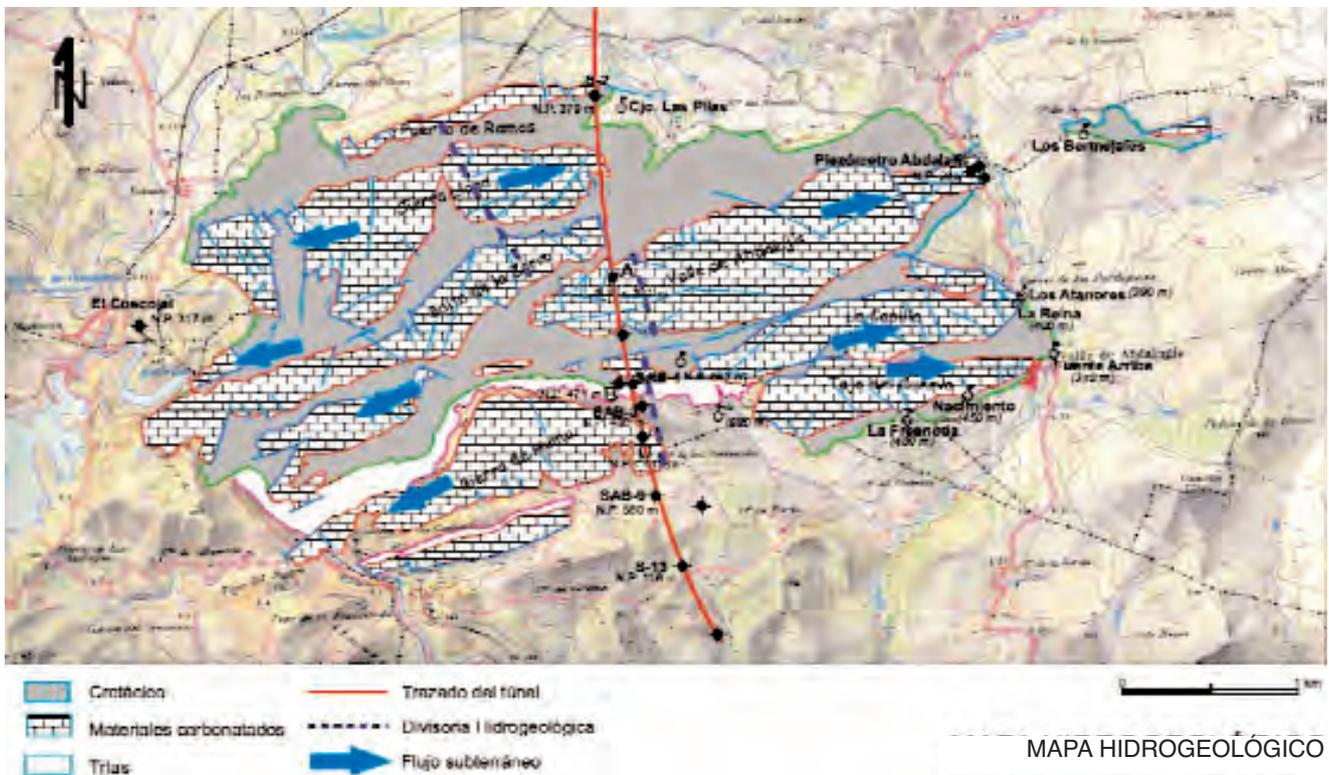


Figura 2. UNIDADES GEOLOGICAS REGIONALES.

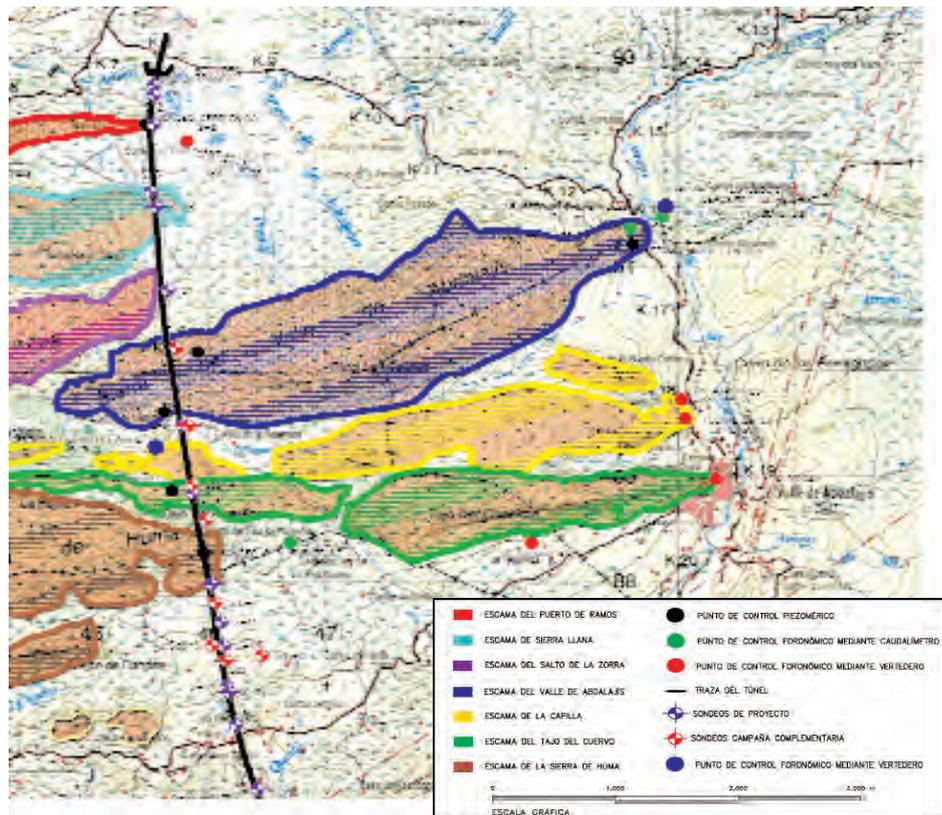


Figura 3. RED DE CONTROL HIDROGEOLOGICO.

3. Comportamiento observado durante la construcción de los túneles

Durante la excavación se han atravesado tres zonas con varias fallas y tramos carstificados que han dado lugar a entradas de agua a los túneles (Foto 1). El máximo caudal instantáneo ha sido de unos 450-500 l/s (suma de los dos túneles).

En la figura 4 se muestra un perfil longitudinal de uno de los túneles con los puntos principales de afluencia de agua, según la inspección del frente de excavación realizado por la asistencia técnica de la obra.

Seis meses antes del comienzo de la excavación de los túneles (septiembre de 2003) se inició el seguimiento de la red de control hidrogeológico, el cual fue manual al principio y se automatizó unos meses después. Se controlaron los niveles en pozos y piezómetros, los caudales en sondeos y manantiales mediante vertederos y caudalímetros, las variables meteorológicas, primero a partir de estaciones de la Junta de Andalucía, luego con estaciones propias y los caudales en las bocas de ambos túneles. En la figura 5 se representan en función del tiempo los datos obtenidos con este seguimiento.

Después de la entrada repentina y masiva de agua que se produjo en uno de los túneles en marzo de 2005, se realizó un modelo hidrogeológico para evaluar el impacto sobre el acuífero causado por la construcción de los túneles y el drenaje de agua a través de ellos. Para ello se utilizó el programa Modflow del USGS, estándar actual para este tipo de estudios, junto con la aplicación informática Pmwin, que facilita el tratamiento de datos y resultados.

El modelo se construyó a partir de los datos de proyecto, posteriores investigaciones de tipo geológico e hidrogeológico y los datos aportados por el seguimiento hidrogeológico llevado a cabo desde el año 2003.

En una primera fase se introdujeron todos los datos concernientes al terreno y a los acuíferos, así como los puntos de extracción de agua subterránea (manantiales, pozos y sondeos). También se introdujeron en el modelo los túneles en construcción, con los valores de drenaje medidos, así como los ríos que rodean el macizo de Abdalajís, que constituyen los bordes de drenaje y, por tanto, los límites del modelo. Se adoptaron los valores de recarga propuestos en proyecto y los observados por el seguimiento, y se realizó una calibración del modelo en régimen pseudopermanente primeramente y en situación estacionaria a continuación. Esta segunda calibración se realizó en un periodo del seguimiento (con datos reales tanto en las descargas como recargas del sistema) que incluía los episodios de drenaje masivo acaecidos en ambos túneles a partir de marzo de 2005.



Foto 1. ENTRADA DE AGUA A UNO DE LOS TUNELES.

Una vez lograda la calibración y verificada la coherencia y bondad en los resultados de simulación del modelo, se utilizó el mismo para evaluar la respuesta del medio hidrogeológico ante los distintos escenarios considerados. De este modo se podían prever las distintas situaciones posibles en lo relativo a la evolución de niveles freáticos, caudales de descarga y productividad o vida útil en los recursos hidrogeológicos explotados, así como afluencias de agua esperables al interior de los túneles. En esencia, se evaluó el comportamiento futuro del acuífero ante diferentes supuestos de recarga (lluvias normales o sequía), drenaje de los túneles o extracciones de los sondeos de abastecimiento de Abdalajís. También se analizó la situación en caso de que se cortaran nuevas zonas de falla permeables en el progreso de excavación de los túneles.

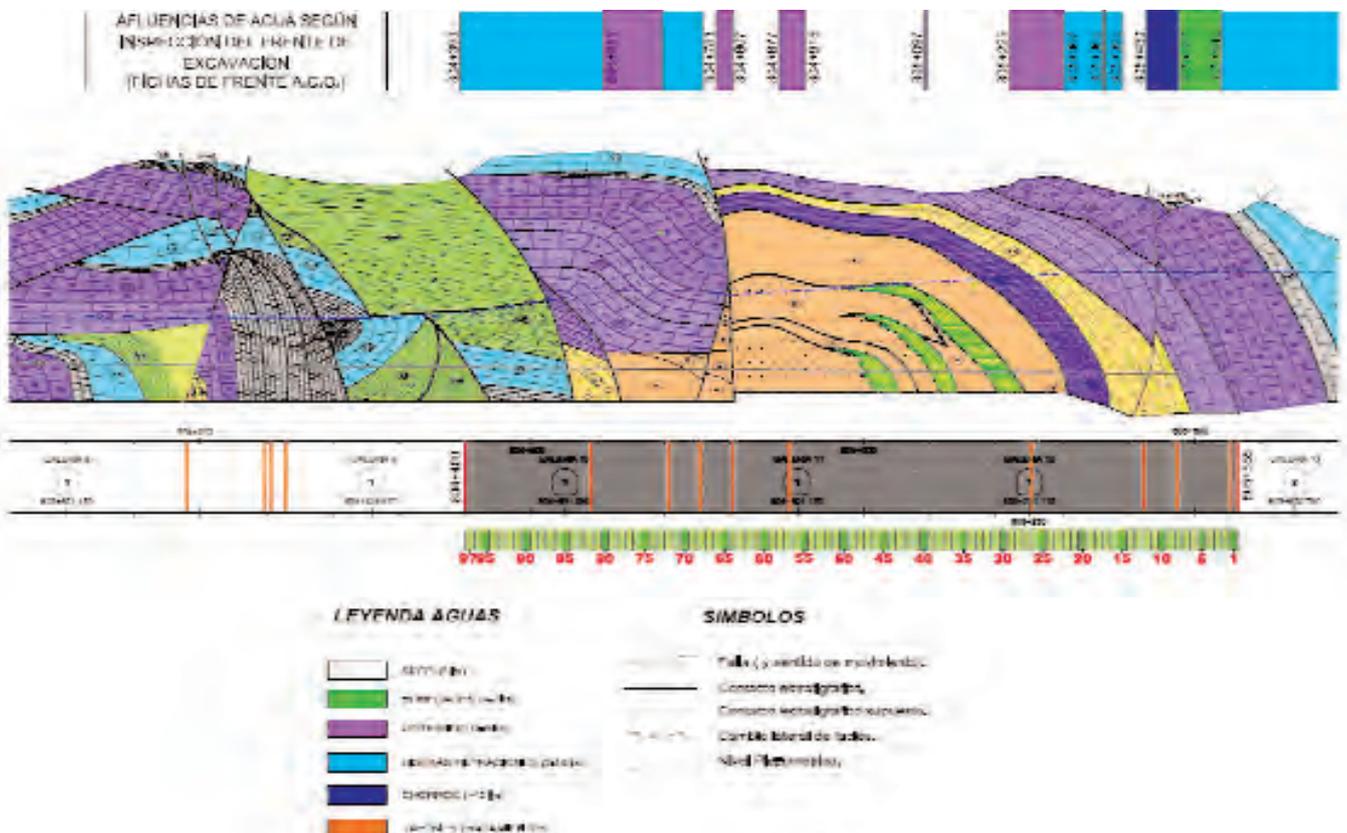


Figura 4. PERFIL DEL TUNEL OESTE CON LAS AFLUENCIAS DE AGUA (según inspección del frente de excavación por parte de la Asistencia Técnica de la obra).

4. Medidas adoptadas

En las tres zonas mencionadas en el apartado anterior se produjeron ingresos de agua con caudales considerables y arrastre de finos en algunos casos. Debido a ello se decidió realizar un tratamiento del terreno circundante con inyecciones y construir un anillo de refuerzo de hormigón armado en ambos túneles.

4.1. TRATAMIENTO CON INYECCIONES DEL TERRENO CIRCUNDANTE

Definición y objetivos

Este tratamiento se realizó desde el interior del túnel, por medio de taladros radiales cuyo número y localización varió en función de la extensión y distribución de las zonas carstificadas o alteradas. Su principal objetivo fue disminuir el ingreso de agua a los túneles mediante la inyección adecuada del macizo rocoso con lechada de cemento-bentonita, y la mejora del contacto revestimiento-terreno con inyecciones adicionales del *gap* entre las dovelas de hormigón y el terreno.

Su principal objetivo fue disminuir el ingreso de agua a los túneles mediante la inyección adecuada del macizo rocoso con lechada de cemento-bentonita, y la mejora del contacto revestimiento-terreno con inyecciones adicionales del *gap* entre las dovelas de hormigón y el terreno.

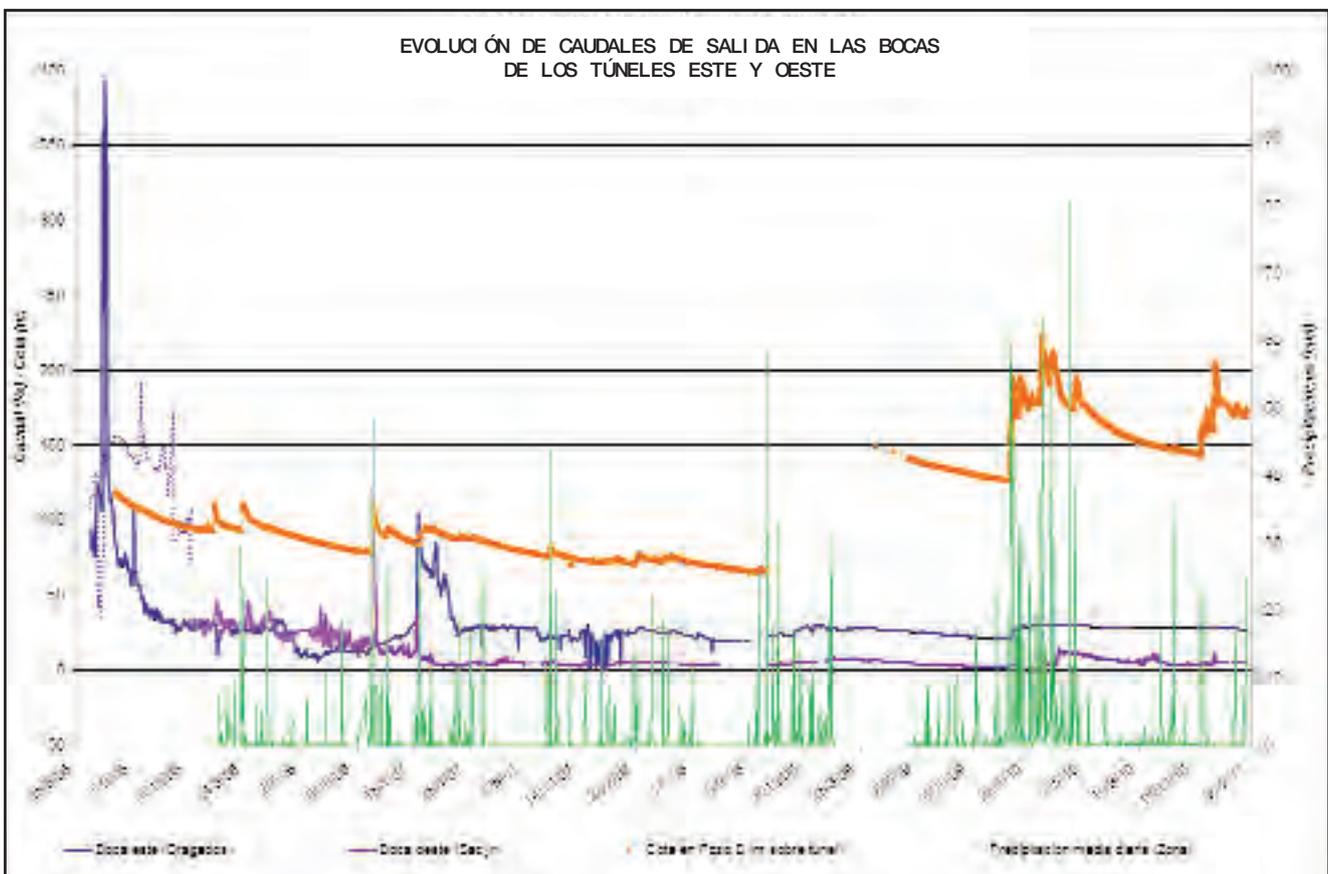


Figura 5. PRECIPITACIONES, CAUDALES EN LAS BOCAS DE AMBOS TUNELES Y ALTURA DE AGUA SOBRE LA CLAVE DEL TUNEL EN EL POZO PIEZOMETRICO B EN FUNCION DEL TIEMPO (véase situación en figura 3).

Además se buscó:

- Caracterizar el macizo rocoso mediante ensayos de permeabilidad, midiendo presiones de agua antes y después de ejecutado el tratamiento.
- Utilizar dispositivos especiales de control del proceso, dadas las circunstancias singulares que concurrían en este caso, planteando una instrumentación adicional.
- Evaluar la generación de sobrepresiones hidrostáticas actuantes sobre el revestimiento durante y después del tratamiento.

El tratamiento se realizó en cada una de las tres zonas de afluencia de agua (Fig. 1), por secciones, con inyecciones de cemento-bentonita formando barreras de 16 taladros dispuestos en tres anillos o dovelas (8 taladros en el anillo central y 4 taladros adicionales en cada uno de los anillos extremos), de acuerdo con el esquema que aparece en la figura 6.

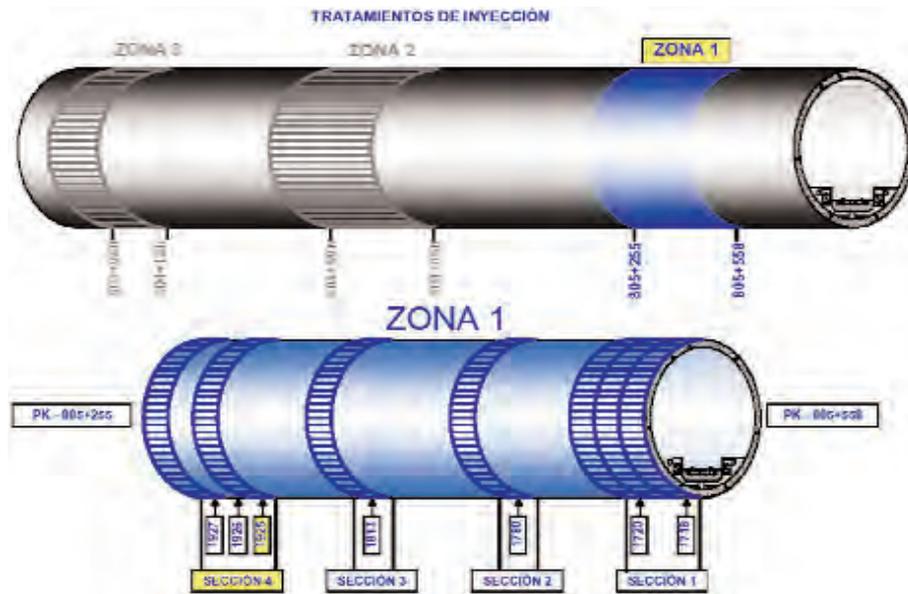


Figura 6a). TRATAMIENTO CON INYECCIONES DEL TERRENO CIRCUNDANTE: ESQUEMA DE ZONAS A INYECTAR (detalle de las secciones a inyectar en la zona 1, a modo de ejemplo).

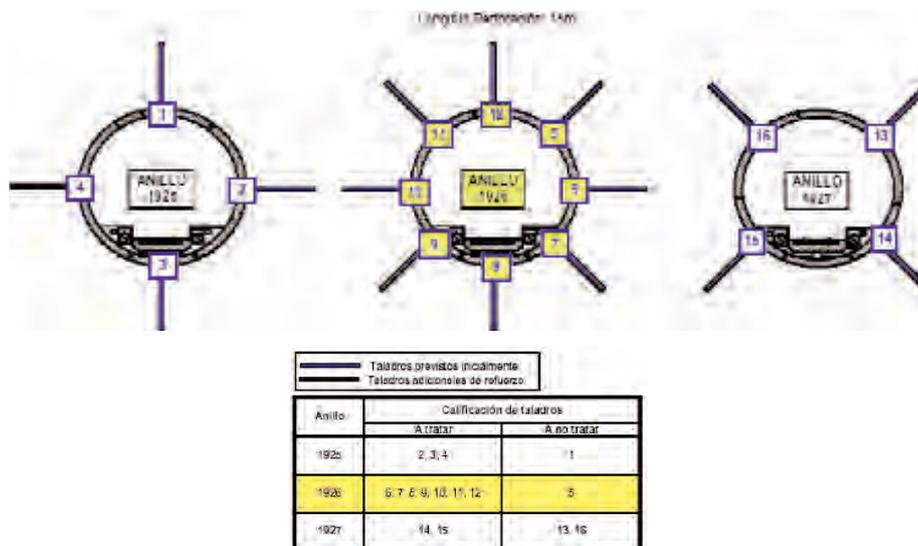


Figura 6b). TRATAMIENTO CON INYECCIONES DEL TERRENO CIRCUNDANTE: DISTRIBUCION DE TALADROS EN LA SECCION 4 DE LA ZONA 1 (detalle).

Criterio de selección de las zonas a tratar

Con los datos aportados por la perforación de los taladros (presencia de agua y velocidad de avance de la perforación) y los resultados de los ensayos de permeabilidad se determinó cuáles zonas debían ser tratadas.

Aquellos taladros que durante la perforación manifestaron importantes flujos de agua se calificaron directamente como taladros «a tratar», mientras que en los taladros que no se observó ningún indicio de agua la calificación fue determinada por los resultados de los ensayos Lugeon realizados en ellos, considerándose como taladros «a tratar» aquellos con una permeabilidad superior a una «unidad Lugeon» y (> 1 U.L.), y como taladros «a no tratar», aquellos con una permeabilidad menor a una «unidad Lugeon» (< 1 U.L.).

Cuando los resultados del ensayo Lugeon estuvieron por encima de 3 U.L. se realizaron taladros adicionales de reconocimiento en la misma sección, en un número tal que permitiera delimitar las zonas de falla. En estos taladros se llevaron a cabo las mismas comprobaciones que en los taladros de control previos.

Geometría del tratamiento

Se adoptaron 4 taladros de 15 m de longitud para los tratamientos de las barreras extremas, suponiendo que al estar éstas alejadas de la zona pésima (zona central) en ellas existía menor probabilidad de carstificación o alteración del macizo y, en consecuencia, se trataría, en una primera aproximación, únicamente una cuarta parte del volumen total del macizo.

Para las barreras centrales se adoptaron 8 taladros de 7,5 m de longitud, suponiendo que en ellas la probabilidad de carstificación o alteración era más elevada que en el caso de las extremas y, por tanto, se podía considerar razonablemente que aproximadamente un 40 % del macizo a tratar estaría carstificado o alterado.

Ejecución del tratamiento

El tratamiento se realizó con lechada de cemento-bentonita, con el eventual añadido de aditivos (acelerantes de fraguado) para ajustar el tiempo de fraguado al mínimo que permitiera lograr una impermeabilización efectiva y disminuir el riesgo de lavado de las lechadas por las corrientes de agua que pudieran existir en el macizo.

Las bombas de inyección estaban dotadas de dispositivos de medida y registro electrónico de caudales, presiones y volúmenes, con lo que se tuvo en todo momento un conocimiento adecuado de la marcha del proceso.

A modo de ejemplo de este control, en la figura 7A se presenta un resumen de los parámetros del tratamiento registrados en el anillo central (núm. 2167) de la sección 1 de la zona 2 de tratamiento (véase también la figura 6).

Los taladros se inyectaron a través de tubos-manguito o directamente en boca, en función de que se calificaran como «a tratar» o «a no tratar», respectivamente.

a) Taladros inyectados a través de tubos-manguito:

Una vez colocados los tubos manguito en los taladros calificados como «a tratar» y sellado el espacio anular entre ellos y el terreno, se realizó la inyección a través de los manguitos, empleando un obturador donle, con lechada de cemento-bentonita, con dosificación de A/C: 1/1 + 3% de bentonita resistente a los sulfatos con añadido de acelerantes de fraguado. Esta dosificación se aumentó a 1/1,5 + 3% bentonita en zonas donde se detectó presencia de agua.

La inyección se efectuó por episodios o pasadas hasta alcanzar los criterios adoptados para el cese de la misma y que se indican a continuación:

• POR PRESION:

Barreras extremas (longitud taladros = 15 m):

- 0-1,5 m: $P < 5$ bares (próximo a la dovela).
- 1,5- 5 m: $P < 35$ bares).
- 5-15 m: $P < 50$ bares.

Barreras centrales (longitud taladros = 7,50 m):

- 0-1,5 m: $P < 5$ bares) próximo a la dovela.
- 1,5- 5 m: $P < 35$ bares).
- 5-7,5 m: $P < 50$ bares).

• POR VOLUMEN:

Volumen máximo de inyección = 200 l/manguito/pasada

• POR CAUDAL:

Caudal de inyección mínimo = 2 l/min.

b) Taladros inyectados en boca:

En aquellos taladros calificados como «a no tratar» la inyección se realizó con obturación simple en boca contra las paredes del propio taladro, con una dosificación A/C: 1/1 + 3% bentonita

Los criterios adoptados para el cese de inyección fueron:

Presión máxima = 10 bares.

Volumen máximo de inyección por metro de taladro = 500 l.

Caudal de inyección mínimo = 2 l/min.

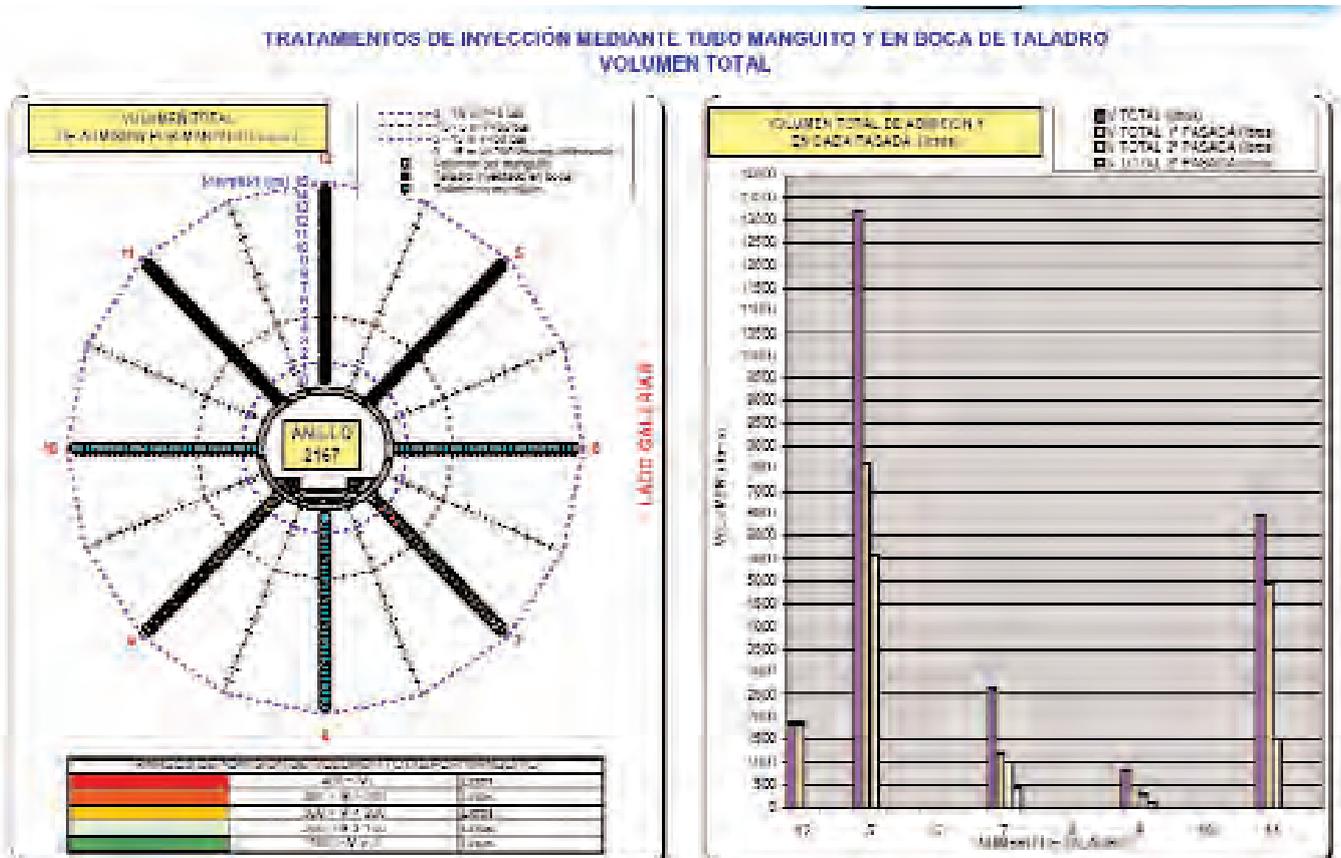


Figura 7a). REPRESENTACION GRAFICA DE LOS DATOS DEL CONTROL DE EJECUCION DE LAS INYECCIONES.

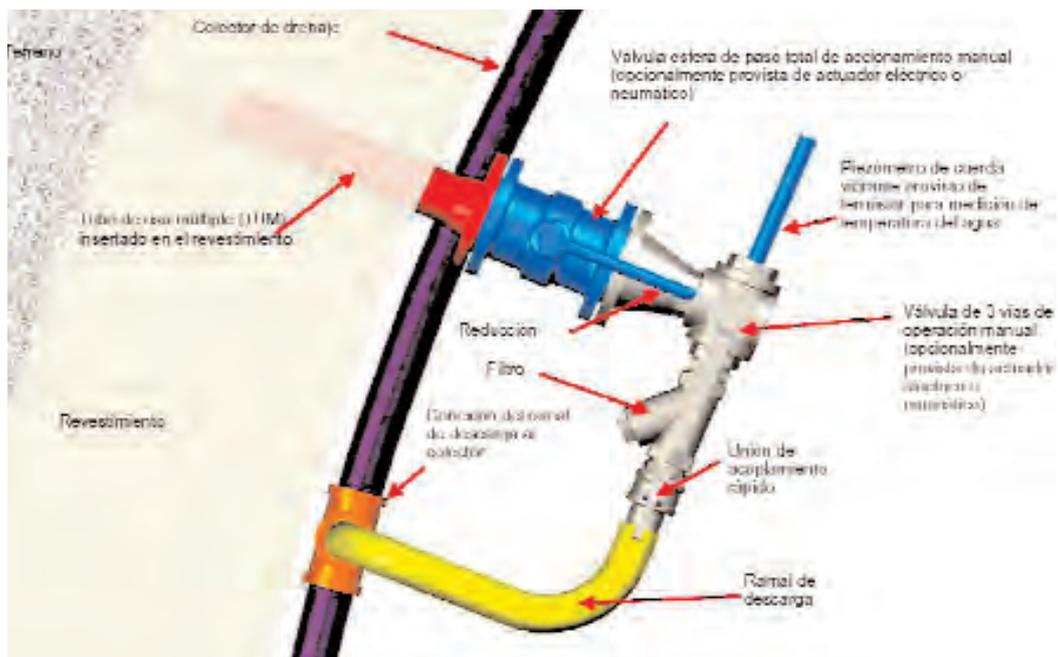


Figura 7b). ESQUEMA DEL DISPOSITIVO DE MEDICION MULTIPLE Y DRENAJE (DMMD).

Control del tratamiento

Se llevó a cabo por medio de la medida de convergencias en los anillos centrales de cada sección de tratamiento.

Las secciones de convergencia se leyeron con frecuencia diaria durante el tiempo de duración de las inyecciones en la sección correspondiente. En ningún caso se superó el umbral verde, fijado en 7,5 mm.

Adicionalmente se realizó un control de las presiones hidrostáticas y caudales de infiltración en las zonas de afección del túnel, utilizando un sistema denominado «dispositivo de medición múltiple y drenaje» (DMMD), antes y después de la inyección de los taladros correspondientes a cada barrera (Fig. 7b).

La finalidad del sistema ha sido medir en tiempo real la distribución de las presiones hidrostáticas actuantes sobre el revestimiento del túnel, generando alarmas en caso de anomalías e interactuando con el resto del sistema de control. Este sistema permitió, además, controlar que no se superaran los umbrales de sobrepresión admisible sobre el revestimiento, generada por las inyecciones.

Además permitió analizar posibles conexiones hidráulicas, en el terreno tratado, entre diferentes puntos instrumentados del mismo anillo o de diferentes anillos.

Se ejecutaron ensayos de reconocimiento y de comprobación antes y después de finalizadas las inyecciones, respectivamente.

Los ensayos de comprobación permitieron verificar la efectividad del tratamiento por medio de la comparación de los resultados obtenidos con los de los ensayos de reconocimiento previos. En efecto los caudales medios de 33 l/min registrados en el túnel oeste, antes del tratamiento bajaron a 1,5 l/min después de éste, con unos valores medios de presión estabilizados en torno a 6 metros de columna de agua.

4.2. CONSTRUCCION DE UN ANILLO DE REFUERZO EN CADA TUNEL

El anillo se diseñó para resistir cargas de agua de 200 a 300 m y para contribuir a disminuir la entrada de agua al túnel.

Consiste en un anillo de refuerzo interior con tapones extremos e internos hechos con inyección de lechada y posee un espesor de un mínimo de 40 cm de hormigón armado autocompactable de 55 y 80 MPa, aunque a efectos de cálculo se ha considerado un espesor de 35 cm.

Entre las dovelas y el anillo se colocó una barrera de impermeabilización compuesta por un geotextil y una lámina de PVC.

Las longitudes del anillo son 1.130 m en el túnel Este y 1165 m en el túnel Oeste.

En la figura 8 se muestran los detalles de la sección transversal de uno de los túneles con el anillo de refuerzo, mientras que en la foto 2 se presentan aspectos de su construcción y en la foto 3 se observa el anillo terminado.

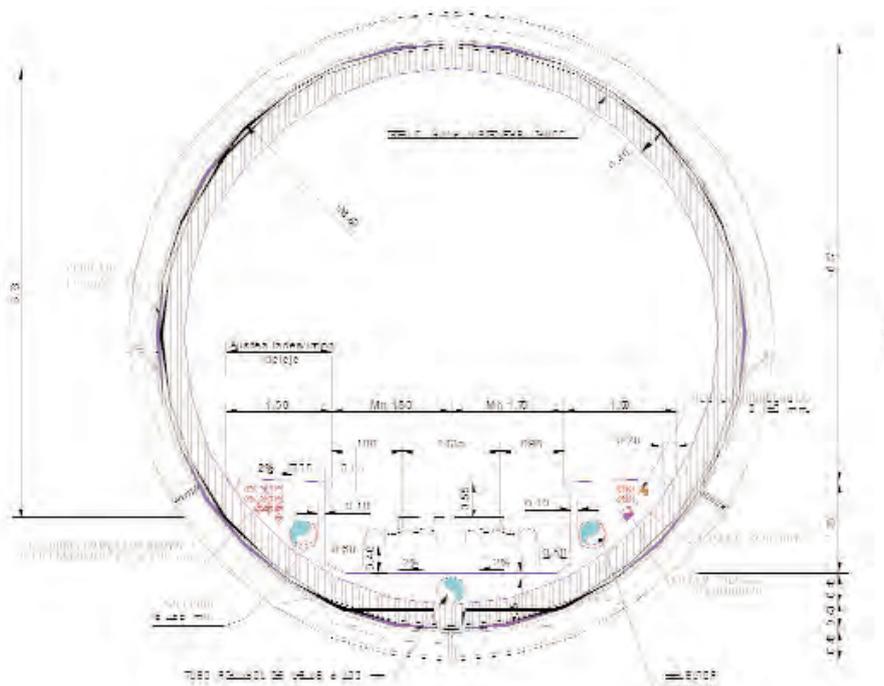


Figura 8. SECCION TRANSVERSAL DE UNO DE LOS TUNELES CON ANILLO DE REFUERZO.



Foto 2. CONSTRUCCIÓN DEL ANILLO DE REFUERZO.



Foto 3. ANILLO DE REFUERZO TERMINADO.

5. Comportamiento observado después del tratamiento

Después de realizarse las inyecciones y de construirse el anillo de refuerzo se observó que se cumplía el objetivo de reducir el caudal de agua que entraba a los túneles, ya que se registró un descenso del caudal que salía por ambas bocas, el cual se estabilizó en torno a 15-20 l/s (véanse en la figura 5 los caudales correspondientes a agosto de 2006). También se estabilizó el nivel piezométrico en el pozo B, con unas subidas puntuales en coincidencia con las lluvias registradas a partir de diciembre de 2007. Este comportamiento indicaría el inicio de un proceso natural de recarga del acuífero.

6. Conclusiones

1. Durante la excavación de los túneles se atravesaron tres zonas con varias fallas y tramos carstificados que dieron lugar a entradas de agua a los túneles con caudales máximos de unos 450-500 l/s (suma de los dos túneles).
2. Desde antes de comenzar la excavación de los túneles se ha realizado un intenso seguimiento de los acuíferos por medio de una red de control hidrogeológico instalada al efecto. Además, se ha realizado un modelo hidrogeológico para evaluar el impacto sobre el acuífero causado por la construcción de los túneles y el drenaje de agua a través de ellos. Para ello se utilizó el programa Modflow del USGS, estándar actual para este tipo de estudios.
3. Con objeto de disminuir la entrada de agua a los túneles se decidió realizar un tratamiento del terreno circundante con inyecciones y construir un anillo de refuerzo de hormigón armado en ambos túneles.
4. Como consecuencia de las acciones anteriores, la suma de los caudales de agua medidos en las bocas de ambos túneles se ha estabilizado en torno a 20 l/s. A su vez, el nivel piezométrico se ha estabilizado también en los pozos y piezómetros de la red de control hidrogeológico, registrándose subidas puntuales en coincidencia con las lluvias registradas a partir de diciembre de 2007. Este comportamiento indicaría el inicio de un proceso natural de recarga del acuífero.



RodioKronsa

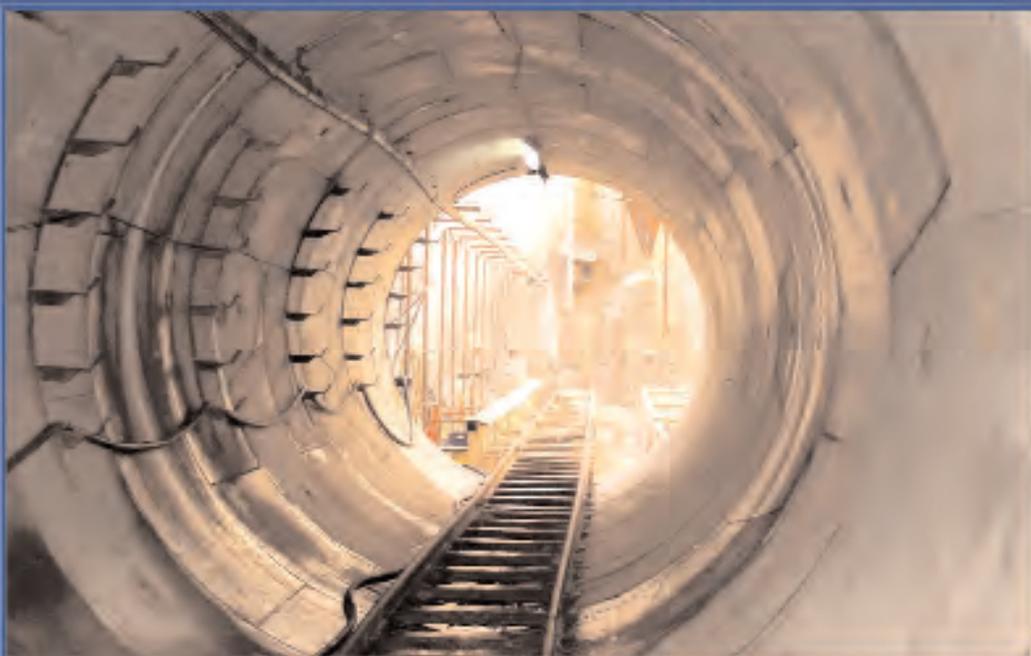
Velázquez,50-7ª Planta / 28001 MADRID

Tfno.: 91 781 71 69 / 91 562 46 10

Fax: 91 561 30 13 - 91 564 14 40

E-mail: rodiokronsa@rodiokronsa.es

www.rodiokronsa.es



INGENIERÍA DEL SUBSUELO

RodioKronsa nace de la fusión de dos de las compañías con más prestigio en el campo de la ingeniería del suelo. Con una trayectoria de más de 80 años en el sector de la geotecnia y las cimentaciones especiales, RodioKronsa ofrece soluciones expertas y a medida frente a los retos de la moderna Ingeniería Civil y los problemas de Interacción suelo-estructura.

El compromiso ético de sostenibilidad en nuestro grupo, se fundamenta en garantizar la satisfacción de sus Clientes, el mantenimiento de la Calidad, la Seguridad y Prevención de Riesgos Laborales y el respeto al Medio Ambiente.

Infraestructuras del transporte y Aparcamientos
Edificios, centros comerciales e industriales
Tratamiento y estabilización del terreno
Obras hidráulicas
Restauración del Patrimonio
Obras Marítimas
Túneles
Medio Ambiente
Instrumentación
Tanques y dispositivos de torques y obras de saneamiento

Aplicando en todos los casos las últimas tecnologías:

- Anclajes
- Inyecciones
- Jet grouting
- Pilotes hormigonados "in situ"
- Pilotes Prefabricados y Protensados
- Micropilotes
- Pantallas continuas
- Mejora de Suelos
- Túneles

Sede central: Madrid

Delegaciones en:

- Andalucía
- Cataluña
- Levante
- Norte

Filiales
Extranjeras

- Rodio Portugal
- Solsit Maroc
- Rodio Swissboring
Centroamerica
- Rodio Swissboring
Costa Rica
- Rodio Swissboring
Honduras
- Rodio Swissboring
El Salvador
- Rodio Swissboring
Panamá
- Rodio Cimentaciones
Mexico



Pantallas con Hidrofresa

Línea 9 del Metro de Barcelona. Pozos de Acceso a Estaciones



Descripción de los Trabajos

Localización: **BARCELONA**

Nº de Pozos: **11 Unidades**

Diámetro: **30,00 m**

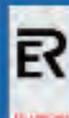
Profundidad de las Pantallas: **desde 51,90 a 72,00 m**

Espesor: **1.200 mm**

Medición: **71.930 m²**



Miguel Yuste, 45 Bis
28037 Madrid
Tel.: 914 44 53 72
Fax: 914 46 99 89
<http://www.terrabauer.com>
E-mail: terrabauer@terrabauer.com



Actuaciones con *superjet-grouting* en pozo de ventilación del Tr. Sants-Sagrera Lav (Barcelona) y aplicación del Método ADECO-RS en túnel de Pozzolatico (Florencia)

Goran VUKOTIĆ
INGENIERO CIVIL
KELLERTERRA

RESUMEN

En este artículo se presentan dos casos de aplicación de técnicas especiales empleadas en obras de túneles. Por un lado se aborda el *jet-grouting* como una de las técnicas más adecuadas y versátiles para el tratamiento y mejora del terreno en obras de túneles y galerías, siendo aplicable para casi todos los métodos de excavación de túneles y todos los tipos de suelo, pudiendo emplearse tanto para soluciones ejecutadas desde el interior del túnel como para soluciones ejecutadas desde una plataforma exterior. En función de los objetivos de la mejora, pueden aplicarse distintos tipos de *jet-grouting* (*jet I*, *II*, *III*, o *superjet-grouting*). En concreto se analiza un caso particular de aplicación de *superjet-grouting* como barrera hidráulica, destacando los aspectos más importantes de la solución adoptada y del proceso constructivo realizado. También se analiza el control y auscultación efectuado durante el proceso de ejecución, así como la verificación general de la idoneidad del tratamiento.

Por otro lado se presenta un ejemplo referente a la aplicación del método ADECO-RS (Análisis de la DEformación COntrolada en Rocas y Suelos; Lunardi, 2000), el cual consiste, básicamente, en un tipo de excavación tradicional de la sección completa del túnel. En concreto se analizarán los detalles más importantes del diseño y ejecución del túnel de Pozzolatico (Florencia), que representa uno de los tramos más importantes del proyecto de ampliación del tercer carril de la autopista Florencia Norte-Florencia Sur, realizado en zonas con baja cobertera y escasas propiedades geotécnicas de los macizos rocosos.

1. Actuaciones con *superjet-grouting* en pozo de ventilación del Tr. Sants-Sagrera Lav (Barcelona)

1.1. INTRODUCCIÓN

La construcción del túnel Sants-La Sagrera (Barcelona) representa uno de los principales hitos en el desarrollo de la L.A.V. Madrid-Barcelona-Frontera francesa, que permitirá a España integrarse próximamente en la futura red transeuropea de alta velocidad.

Este túnel urbano de una longitud de 5,6 km, de doble vía, con una sección de 85 m² y 10,4 m de diámetro, unirá las estaciones de Barcelona Sants con la estación de La Sagrera, atravesando la ciudad de Barcelona, desde el barrio de Sants (distrito de Sants-Montjuïc), pasando por debajo de la calle de Provença, la avenida Diagonal y la calle Mallorca, hasta llegar al barrio de la Sagrera (distrito de Sant Andreu).

La excavación se realiza en su mayor parte mediante tuneladora del tipo EPB (escudo de presión de tierras), como método más seguro en entornos urbanos, dado que no altera las condiciones originales del terreno en el frente y al



Figura 1. TRAZADO DEL TUNEL SANTS-LA SAGRERA (Barcelona).

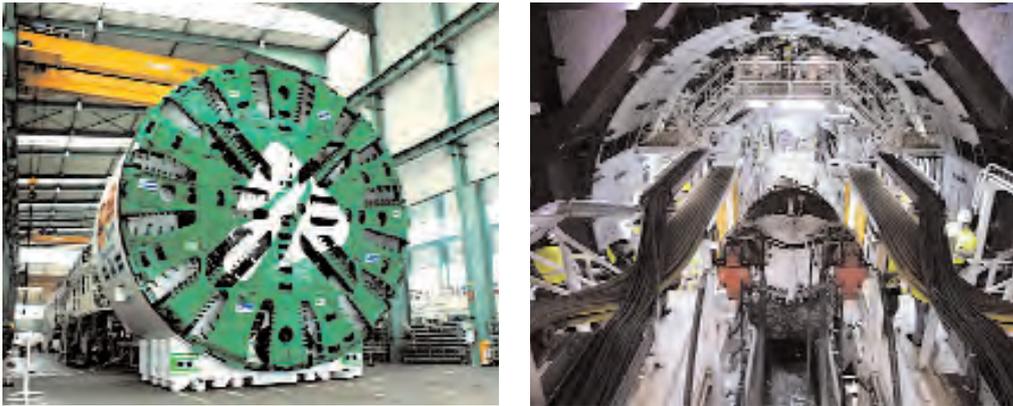


Figura 2. TUNELADORA «BARCINO» DEL TIPO EPB (escudo de presión de tierras).

tiempo que avanza va colocando las dovelas o piezas de hormigón armado que forman el revestimiento del túnel. La tuneladora, bautizada con el nombre latino de Barcelona, «Barcino», tiene una longitud de 105 m y un peso de 2.300 ton.

La construcción del tramo de la L.A.V. Sants-La Sagrera requería la construcción de varios pozos de ventilación y salidas de emergencia, que también serían aprovechables para tareas de mantenimiento de la tuneladora. La construcción de los pozos se realizó mediante la excavación de recintos apantallados circulares, de profundidades en algunos casos superiores a los 60 m, ejecutados mediante el sistema de hidrofresa, minimizando el impacto sobre el terreno.

En el pozo ubicado en el cruce de la calle Padilla con calle Mallorca, en el PK 3+925, durante la ejecución de la pantalla de 46 m de profundidad, se decidió realizar un tratamiento del terreno por debajo de la pantalla debido a su considerable conductividad hidráulica, con objeto de solventar los siguientes aspectos:

- Permitir el drenaje del recinto y trabajar en condiciones prácticamente secas.
- Reducir al mínimo el bombeo por debajo del pie de pantallas, evitando las posibles afecciones a los edificios y servicios colindantes.
- Aumentar los factores de seguridad de la estabilidad hidráulica de la excavación.

Se analizaron diversas alternativas técnicas teniendo en cuenta los diferentes condicionantes, entre los cuales destacaban los siguientes:

- **Seguridad como máxima prioridad**, tanto durante la ejecución de los trabajos como posteriormente debido a los efectos de los trabajos realizados.
- Restricciones y particularidades de trabajar en el centro urbano de una gran ciudad.
- Integración obra nueva con obra ya ejecutada (pantalla circular de hormigón armado), como uniones de distintos materiales y tratamiento puntuales.
- Características y profundidades del terreno a tratar. La cota inferior de la pantalla estaba a 46 m desde la superficie, y el estrato del terreno que a efectos prácticos se consideraba impermeable, a más de 60 m (arcillas margosas de consistencia dura).
- Plazo de ejecución.



Figuras 3 y 4. EJECUCION DE LA PANTALLA MEDIANTE HIDROFRESA EN POZO PADILLA (cortesía de Terrabauer).

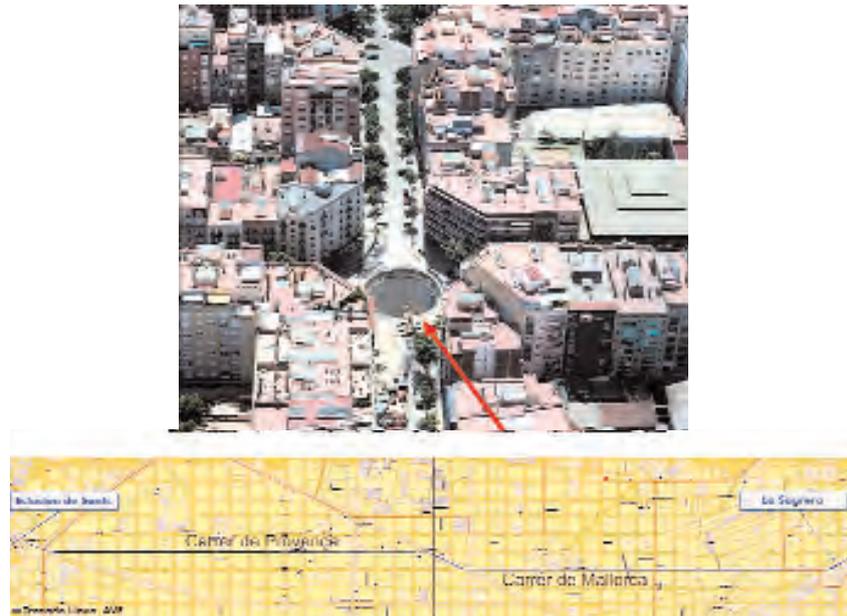


Figura 5. EMPLAZAMIENTO Y VISTA GENERAL DEL POZO EN EL CRUCE DE LA CALLE PADILLA CON CALLE MALLORCA.

Finalmente, por las ventajas técnico-económicas que presentaba en este caso particular, y teniendo en cuenta la profundidad del tratamiento y las características del terreno a tratar, asimismo como la distribución geométrica más eficaz, se eligió el sistema de mejora del terreno mediante *superjet-grouting*.

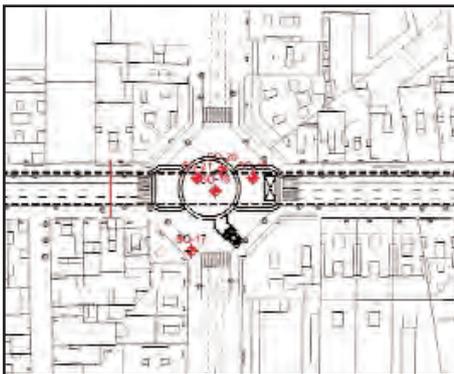


Figura 6. SONDEOS REALIZADOS EN LA ZONA OBJETO DE ESTUDIO.

1.2. CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS

De acuerdo con las distintas campañas de caracterización realizadas en las proximidades de la zona del tratamiento, se consideraron las siguientes unidades o niveles geotécnicos:

- **Nivel I:** Rellenos antrópicos superficiales formados predominantemente por limos de color marrón, de consistencia media, con espesor de entre 1 y 3 m.
- **Nivel II:** Arcillas de color marrón con intercalaciones de grava, muy carbonatadas, con abundantes nódulos dispersos de orden centimétrico, de consistencia dura (golpeo representativo de N_{SPT} superior a 25). Su espesor es de 6 a 9 m aproximadamente.
- **Nivel III:** Arenas medias limosas, compactas a muy compactas ($N_{SPT} = 30$ -Rechazo), con porcentaje de material fino de hasta 35%, de color ocre.
- **Nivel IV:** Arcillas margosas de color ocre-verdosas, con algo de arena, de consistencia firme a dura.
- **Nivel V:** Arcillas margosas de color gris, de consistencia dura, a efectos de conductividad hidráulica considerado como impermeable.

El nivel freático se detectó a partir de 10 m de profundidad, aproximadamente.

1.3. DESCRIPCIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

Según lo indicado en los apartados anteriores, la excavación del pozo en la calle de Padilla debía realizarse con aplicación de algún sistema de tratamiento del terreno que funcionara como un *elemento reductor de permeabilidad*, o «*barrera hidráulica*», por debajo del pie de pantalla, de 46 m de profundidad, aumentando de esta manera la estabilidad hidráulica de la excavación, reduciendo los caudales de bombeo y evitando los posibles asentamientos en los edificios y servicios colindantes. Además se pretendía realizar la excavación en condiciones secas con la mayor seguridad posible. Según los estudios realizados y para

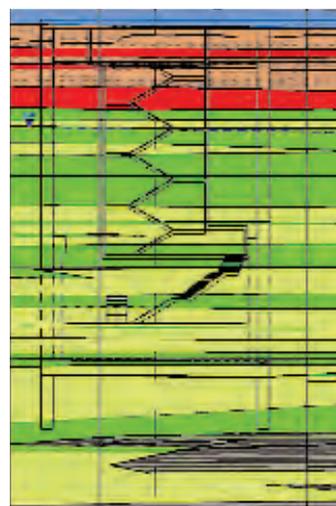
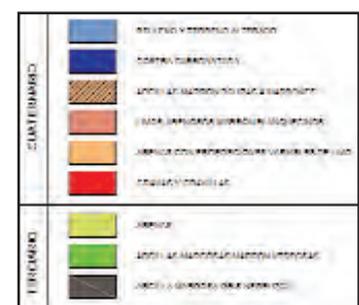


Figura 7. PERFIL DEL TERRENO CON LA SECCION DEL POZO.



cumplir con los objetivos mencionados, los caudales de bombeo después del tratamiento tenían que ser inferiores a 30 l/seg.

Considerando tanto los objetivos de la mejora como las restricciones impuestas por la cercanía de los edificios existentes y el ámbito urbano en general, los primeros análisis de alternativas demostraron que el sistema de *superjet-grouting* representaba la solución más viable y adecuada, tanto por su capacidad para tratar volúmenes del terreno natural muy superiores a cualquier otra técnica o tipo de *jet-grouting* como por la integración con la pantalla ya ejecutada.

1.3.1. Superjet-grouting

La técnica de *superjet-grouting* representa una evolución tecnológica del sistema convencional de *jet-grouting* de doble fluido (lechada-aire), mejorándose por un lado la herramienta de inyección y el sistema de transporte de la lechada, juntamente con el perfeccionamiento del diseño hidráulico del circuito y configuración de las toberas, lo que incrementa de modo considerable la energía de inyección y su capacidad para erosionar el terreno circundante a mayor distancia.



Figura 8. COLUMNAS DE SUPERJET-GROUTING DE DIAMETRO > 3 m: CAMPOS DE PRUEBA DE KELLERTERRA.

La aplicación de esta técnica, tan versátil, permite introducir en el terreno nuevos materiales que consiguen mejorar las características geotécnicas resistentes de la zona tratada, reduciendo su deformabilidad y disminuyendo drásticamente su permeabilidad. Cabe mencionar que la resurgencia es expulsada a la superficie, simultáneamente a la inyección, evitándose la presurización e hidrofractura y dejando un material resultante de gran calidad.

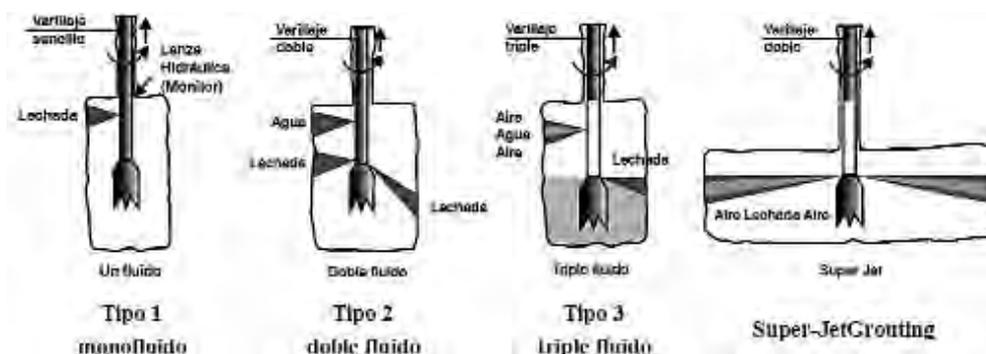


Figura 9. DISTINTOS TIPOS DE JET-GROUTING: EVOLUCION Y PERFECCIONAMIENTO.

El *superjet-grouting*, con parámetros de ejecución adecuados, ha permitido construir columnas con diámetros superiores a los 5 m, mejorando los diámetros alcanzados y los volúmenes del terreno tratado en más de un 400 % comparado con los sistemas convencionales de *jet-grouting* (*jet I*, *jet II* o *jet III*). Asimismo hay que subrayar que la calidad y resistencia del terreno tratado con *superjet-grouting* es de igual o superior calidad a la obtenida con los sistemas convencionales del *jet-grouting*.

Es importante resaltar que esta nueva tecnología es efectiva en todo tipo de suelos, siempre que se use correctamente. Tal y como se indica en la figura 8, suelos de diferentes tipos muestran mayor o menor dificultad para ser disgregados o erosionados. Las arcillas plásticas, de consistencia dura, son difíciles de erosionar, mientras los suelos de tipo granular son relativamente fáciles de disgregar, y son de hecho autoerosionables cuando están sometidos a un ambiente turbulento como el alcanzado por el *superjet-grouting*.

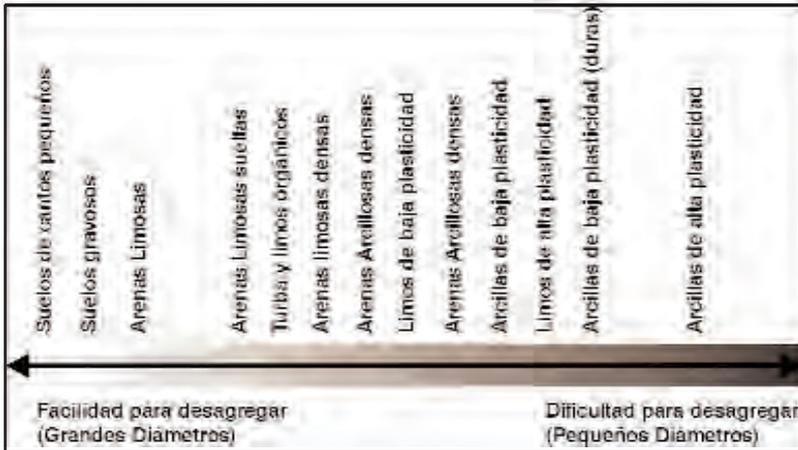


Figura 10. NIVELES DE DIFICULTAD DE DISGREGACIÓN EN DIFERENTES TIPOS DE TERRENO.



Figura 11. COLUMNA DE SUPERJET-GROUTING REALIZADA CON LOS MISMOS PARÁMETROS DE EJECUCIÓN EN DOS CAPAS DE GRANULOMETRÍA DIFERENTE.

1.3.2. GEOMETRÍA Y JUSTIFICACIÓN DE LA SOLUCIÓN ADOPTADA

La geometría del pozo en planta es circular y está formada por 26 módulos de pantalla, con el centro del pozo situado sobre el eje del túnel. El diámetro exterior es de 22,10 m, con un espesor de la pantalla de 1,20 m, según se ilustra en la figura siguiente.

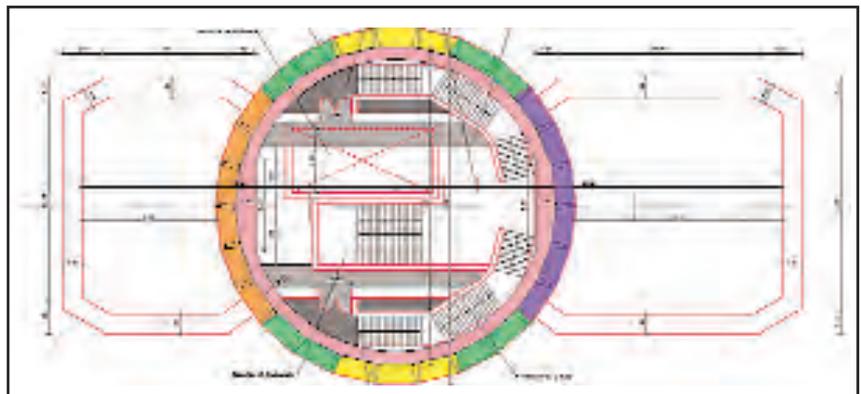


Figura 12. SECCION EN PLANTA DEL POZO FORMADO POR 26 MODULOS DE PANTALLA.

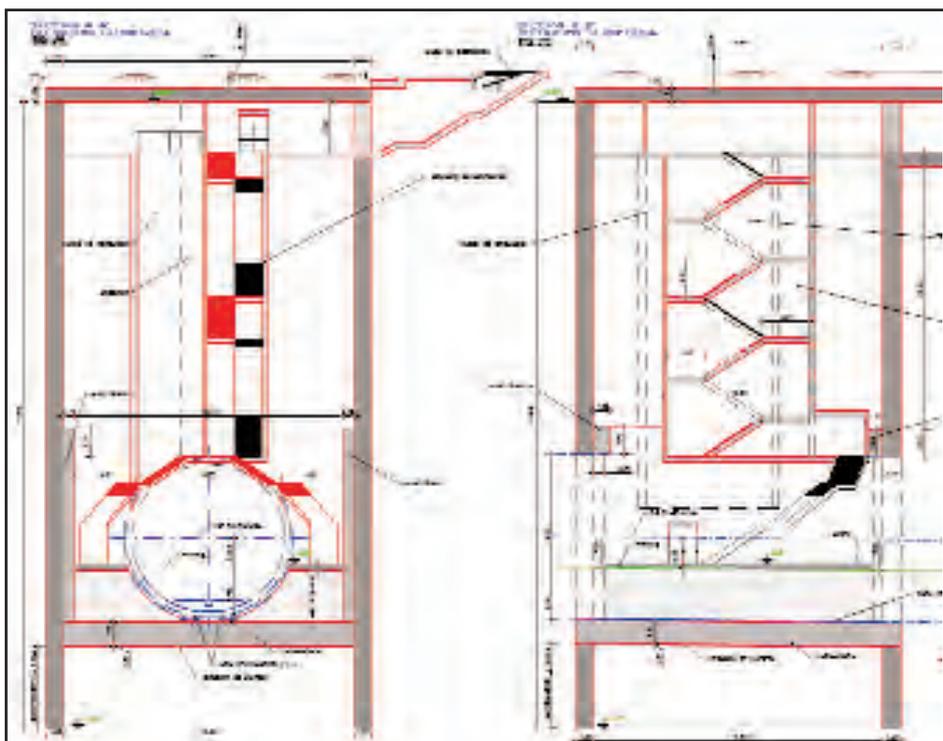


Figura 13. SECCION DEL POZO CON EL EMPLAZAMIENTO DEL TUNEL.

La altura total de las pantallas es de 44 m, entre las cotas 26,20 y - 17,80 m. Respecto a las cota de la calle, el pie de pantallas estaba a 46 m de profundidad, aproximadamente.

Dado que la capa impermeable formada por arcillas marrones grisáceas se encontraba a partir de 60 m de profundidad desde la cota de la calle, se optó por una solución que suponía la realización de una corona perimetral de columnas de *superjet-grouting*, formada en principio por dos anillos concéntricos, con el objetivo de reducir los aportes laterales de agua.

Previamente se analizaron varias soluciones mediante *jet-grouting* convencional (tipo I, II y/o III), las cuales fueron descartadas debido a la limitación de los diámetros que podían alcanzarse, así como debido al nivel de desviaciones que suponía la ejecución de tratamientos situados a 60 m de profundidad.

Asimismo se analizaron otras variantes también con *superjet-grouting*, como la ejecución de un tapón de fondo. Sin embargo, este tipo de solución fue descartado debido a la dificultad de lograr el equilibrio de fuerzas entre la subpresión provocada por la diferencia de cotas del nivel freático, entre la zona con achique en el interior del pozo y zona sin achique en el exterior y las excavaciones a realizar, así como por el incremento sustancial de plazos de ejecución y costes que conllevaba dicha solución.

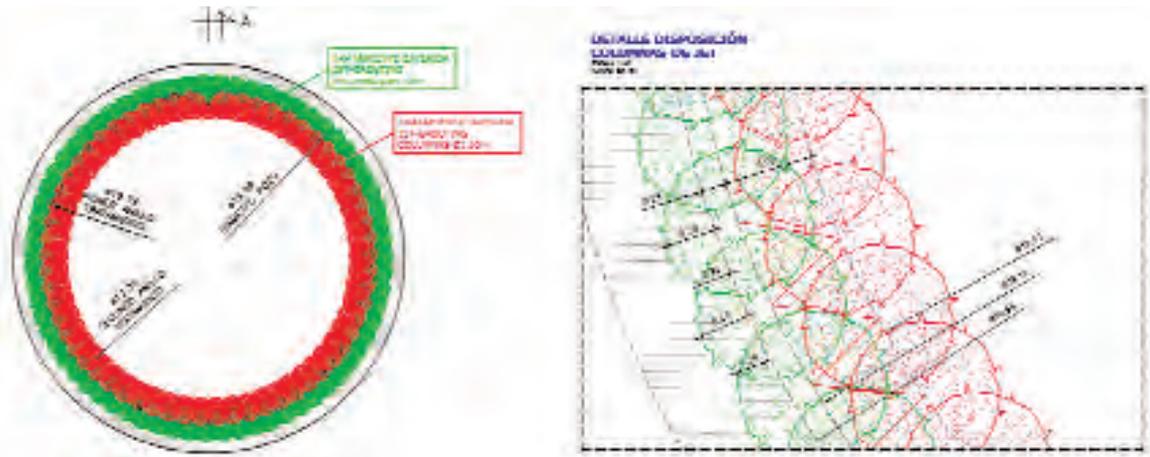


Figura 14. SECCION EN PLANTA DEL POZO FORMADO POR 26 MODULOS DE PANTALLA.

Al analizar las características del terreno natural se estimó un diámetro de columnas de *superjet-grouting* de 1,50 m, que podría ser superior en las capas formadas puramente por materiales granulares, aportando de esta manera un factor de seguridad adicional, dado que el solape entre las columnas colindantes en estas capas podría ser superior a lo previsto.

Es importante subrayar que la correcta función de una barrera hidráulica de *jet-grouting* está condicionada básicamente por el diámetro, la distribución y el nivel de desviación de las columnas durante su ejecución; es decir, por la geometría definitiva del terreno mejorado. La permeabilidad del propio terreno tratado no suele ser el factor determinante, sino la continuidad y la geometría global creada mediante el terreno mejorado.

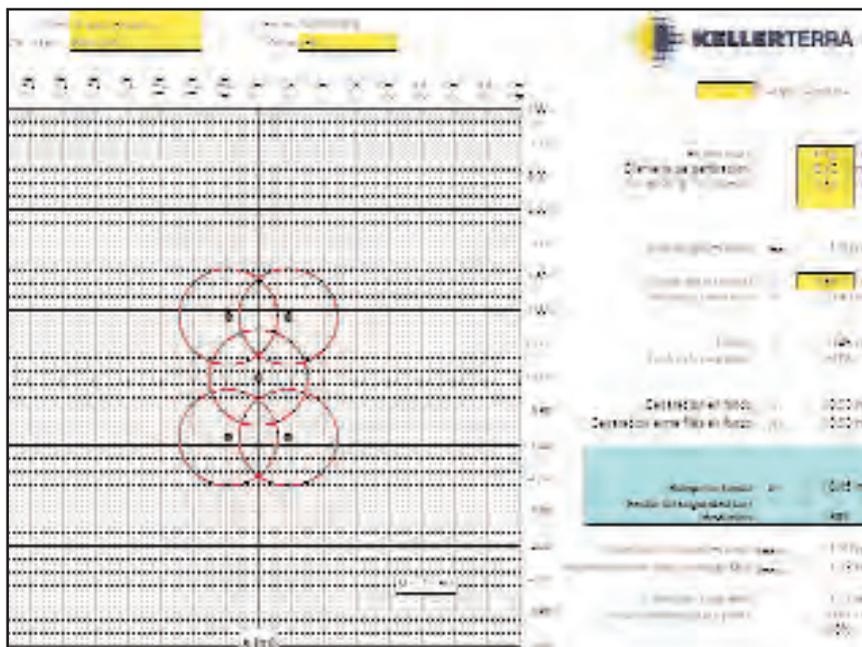


Figura 15. SOLAPE TEORICO ENTRE LAS COLUMNAS QUE FORMAN EL ANILLO.

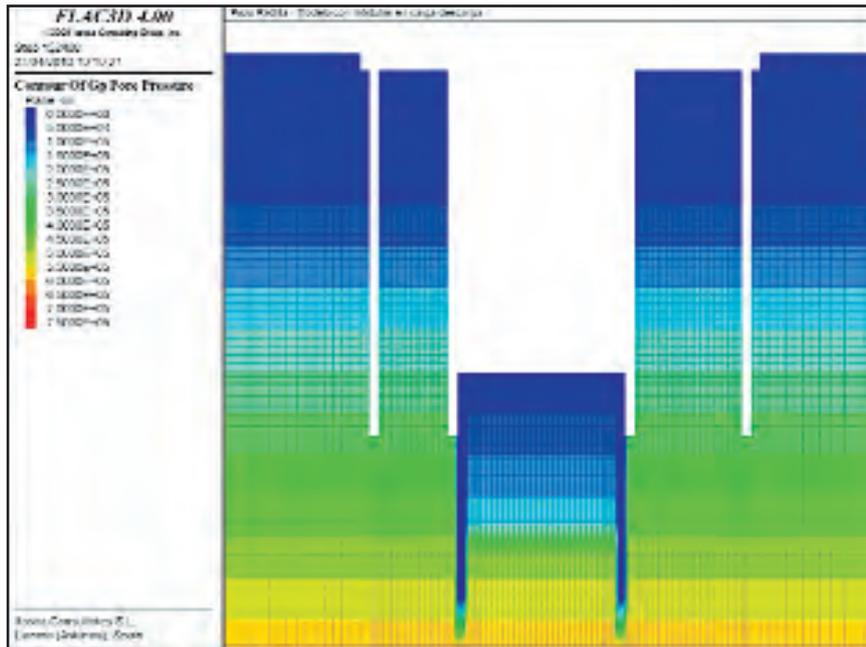


Figura 16. DISTRIBUCION DE PRESIONES INTERSTICIALES (cortesía de Geoconsult).

Para minimizar los efectos de las posibles desviaciones inherentes a la ejecución del tratamiento y para garantizar la formación de elementos compactos se adoptó una separación entre columnas de 0,90 m, con un solape teórico del 60 % entre las columnas que forman el anillo.

Para garantizar la funcionalidad del tratamiento se adoptó un solape en profundidad entre la pantalla y las columnas de *jet-grouting* de 4 m, con un empotramiento en el estrato formado por arcillas margosas duras de al menos 1 m, lo que suponía un tratamiento de 19 m de columna de *superjet-grouting*.

Una vez ejecutadas las columnas de *superjet-grouting*, y transcurrido el tiempo estimado de fraguado del terreno tratado, se dispuso la realización de pruebas de bombeo como única verificación de la idoneidad del tratamiento realizado.

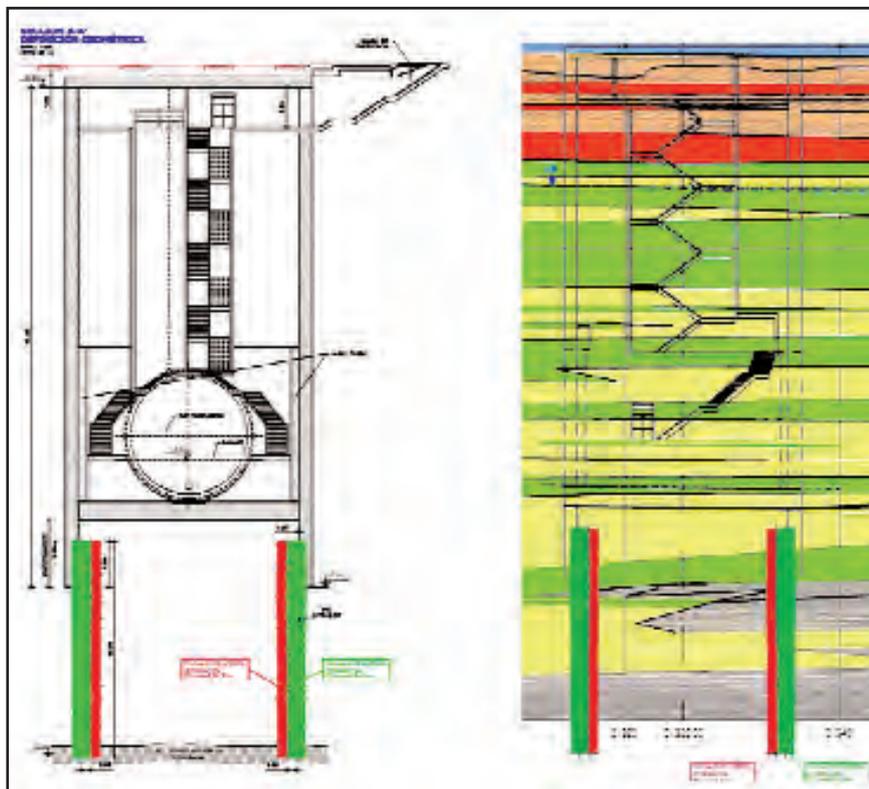


Figura 17. SOLAPE DEL POZO CON LAS COLUMNAS DE SUPERJET-GROUTING QUE FORMAN LA BARRERA HIDRAULICA.

1.4. EJECUCIÓN DE LOS TRABAJOS

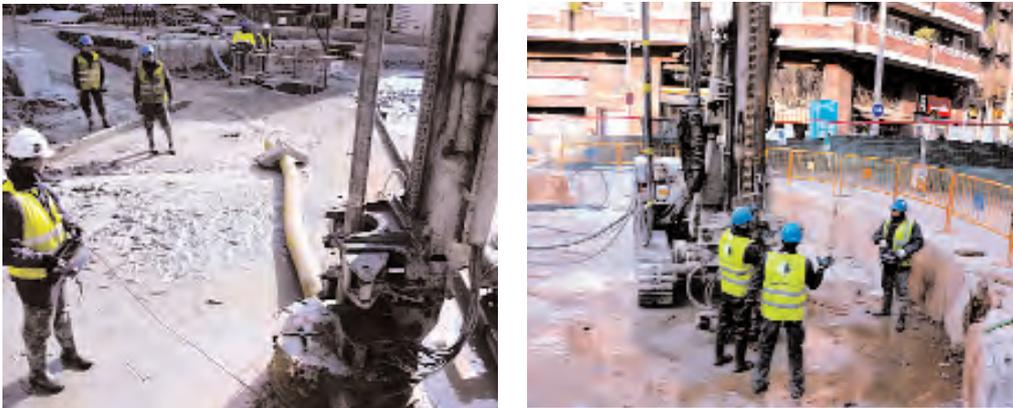
La realización de la mejora mediante *superjet-grouting* contempló las siguientes fases:

- Preparación de la plataforma de trabajo y montaje del sistema de gestión de resurgencia.
- Columnas de prueba para verificar la evolución de resistencia del terreno mejorado.
- Ejecución de las columnas de *superjet-grouting*.
- Control durante la ejecución.
- Realización de pruebas de bombeo una vez transcurrido el tiempo de fraguado del terreno mejorado.

1.4.1. Preparación de la plataforma de trabajos

Teniendo en cuenta las limitaciones y restricciones relacionadas con la ejecución de la obra, algunos de los puntos de mayor importancia fueron la disposición de una adecuada plataforma de trabajo y de los accesos para los suministros necesarios.

Se realizó un rebaje de toda la plataforma de aproximadamente 1 m, aprovechando la pantalla ya ejecutada para recoger la resurgencia y el material procedente de la perforación. Se preparó un sistema de canaletas y mangueras que conducían la resurgencia hacia dos pozos que contaban con sendas bombas de lodos para el transporte de la misma hasta los tres depósitos de almacenamiento y decantación, con capacidad de 200 m³ cada uno y situados a unos 30 m respecto de la plataforma de trabajo.



Figuras 18 y 19. PLATAFORMA DE TRABAJO, CON EL REBAJE DE 1 m Y SISTEMA DE CANALIZACION DE RESURGENCIA.



Figura 20. DEPOSITOS DE ALMACENAMIENTO Y DECANTACION DE RESURGENCIA.

1.4.2. Ejecución de las columnas

En total se ejecutaron 126 columnas, de 61 m de perforación y 19 m de tratamiento. Se perforaron en total 7.686 m, con la formación de 2.394 m de columna.

Los equipos básicos utilizados para la ejecución del *superjet-grouting* fueron los siguientes:

- Equipos de perforación y realización de *superjet-grouting*: Comacchio 1200 y MDT 230.
- 2 bombas de alta presión tipo Tecniwell TW-600 con sus correspondientes centrales de bombeo.
- 2 plantas de fabricación de mezcla de inyección con mezcladora, agitadora y bombas auxiliares tipo Tecniwell TW-30.



Figuras 21 y 22. EQUIPOS DE PERFORACION Y REALIZACION DE SUPERJET-GROUTING TRABAJANDO SIMULTANEAMENTE.

Los parámetros de ejecución han sido los siguientes:

- Varillaje de *superjet-grouting* de 114 mm.
- Monitor de inyección dotado con dos toberas de 4,6 mm.
- Densidad lechada: 1,5 t/m³.

PRESIÓN DE INYECCIÓN (bar)	CAUDAL DE MEZCLA INYECTADA (l/min)	VELOCIDAD DE EXTRACCIÓN DE LA LANZA (min/m)	VELOCIDAD DE ROTACIÓN (r.p.m.)	PRESIÓN DE AIRE (bar)
300	390-400	6-8	10	10-12

Figura 23. PARAMETROS DE EJECUCION.

Las columnas con un diámetro previsto de 1,50 m han sido dispuestas en dos anillos concéntricos en el interior del pozo, tal y como se ha indicado en los apartados anteriores. Hay que subrayar la importancia del orden de ejecución de las columnas de *superjet-grouting* para una correcta formación de los elementos reductores de permeabilidad. La secuencia de ejecución planteada establecía la ejecución en primer lugar de las columnas del anillo interior, dejando una separación mínima de 3 a 4 columnas entre las ejecutadas en un mismo día. En una segunda etapa se ejecutaron las columnas del anillo exterior, más próximo a la pantalla, respetando el mismo criterio de espacio entre las columnas ejecutadas en un mismo día.

1.5. CONTROL DE EJECUCIÓN Y DE RESULTADOS

1.5.1. Control durante la ejecución de la obra

Durante la ejecución de la obra se llevó a cabo un estricto control sobre los siguientes aspectos:

- Control de parámetros de ejecución en tiempo real (presión, caudal, velocidad de subida, etc.)
- Orden de ejecución y control topográfico.
- Control de verticalidad en superficie, ejecutando las columnas siempre con la misma orientación de la máquina respecto a la pantalla, minimizando de esta manera los riesgos de inclinaciones diferenciales entre columnas contiguas.
- Verificación del perfil del terreno durante la perforación de todas las columnas.

Sobre la resurgencia se realizó un control tanto del volumen obtenido como de la calidad de la misma, como una forma indirecta de verificación del diámetro, la calidad del terreno mejorado y el control del fraguado.

En el centro del pozo se realizaron tres columnas de prueba en una capa más superficial al tratamiento, con características similares a las de las capas del tratamiento general, con objeto de verificar la curva de obtención de resistencia del terreno mejorado, así como el diámetro conseguido.

Aunque las columnas de prueba se realizaron a menores profundidades que el tratamiento definitivo, permitieron obtener los datos fundamentales para ajustar y calibrar el diseño, y planificar la prueba de bombeo que se pretendía realizar una vez terminada la mejora, minimizando el riesgo de que la misma produjera el lavado de las columnas de *superjet-grouting*.

Por otro lado, se llevó a cabo un control mediante la toma de muestras en fresco, a las cuales se les realizaron pruebas de laboratorio para analizar la evolución del fraguado y la resistencia. Estos datos se correlacionaron con los datos obtenidos *in situ* mediante sondeos con extracción de testigos sobre las columnas de prueba y los controles permanentes que se realizaban sobre la resurgencia.

Finalmente, cabe destacar que durante toda la obra se realizó un programa de auscultación e instrumentación relativo a los movimientos en tiempo real de las estructuras colindantes, sin que se detectase ninguna anomalía de importancia.

1.5.2. CONTROL DEL TRATAMIENTO REALIZADO- PRUEBA DE BOMBEO

Una vez finalizada la ejecución del *superjet-grouting* y el fraguado del terreno mejorado, en el recinto se efectuó un ensayo de bombeo para conocer la conductividad hidráulica de la barrera creada.

El pozo de bombeo estaba situado en el interior de la futura excavación y las observaciones se tomaron tanto en el interior como en el exterior mediante piezómetros. El ensayo de bombeo duró cuatro días, de los cuales dos fueron para el bombeo y dos para la recuperación del nivel freático.

El resultado del ensayo fue plenamente satisfactorio. Los caudales detectados resultaron muy por debajo del nivel de bombeo máximo establecido (30 l/seg).



Figura 24. FOTO AÉREA DEL POZO EXCAVADO (cortesía de Sacyr).



Figura 25. REALIZACION DE TRABAJOS DE EXCAVACION (cortesía de Sacyr).

Hay que subrayar que el objetivo de la prueba fue comprobar el correcto funcionamiento de la barrera hidráulica formada por dos anillos concéntricos de columnas de *superjet-grouting*, que viene definido básicamente por la geometría y la continuidad del terreno mejorado, en lugar de la permeabilidad del propio material mejorado.

Por último, la prueba que no dejó ninguna duda sobre la bondad del tratamiento realizado fue la excavación del pozo, que se realizó en condiciones de perfecta estabilidad hidráulica y casi sin necesidad de bombeo.

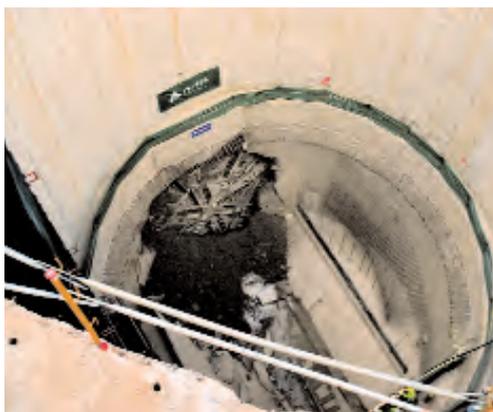


Figura 26. MOMENTO DE ENTRADA DE LA TUNELADORA AL POZO.



Figura 27. TRABAJOS DE MANTENIMIENTO DE LA TUNELADORA UNA VEZ EJECUTADO EL POZO.

AGRADECIMIENTOS

Kellerterra, S.L., quiere agradecer la colaboración de la empresa Sacyr, tanto durante la ejecución de la obra como durante la elaboración de este artículo.

1.6. BIBLIOGRAFIA

Grupo de Hidrología Subterránea de la UPC (septiembre de 2009). *Estudio previo a la ejecución de pantallas para la construcción del pozo, Calibración del ensayo de bombeo y cálculo del factor de seguridad.*

Grupo de Hidrología Subterránea de la UPC (mayo de 2010). *Ensayo de bombeo posterior a la ejecución del recinto de «superjet-grouting» en el pozo de mantenimiento situado en la calle Padilla.*

Geoconsult Catalunya (2010). «Modelización numérica de la construcción del pozo de la calle Padilla, Tr.Sants-La Sagrera (Barcelona)»

http://www.adif.es/es_ES/infraestructuras/lineas_de_alta_velocidad/madrid_barcelona_frontera_francesa/tunel_sagrera.shtml

T. Inui, K. Soga, H. Ji, Y. Ando, (2005). «Jet-grouting technology and design guideline». *Japan Jet Grouting Association*. Technical Information 13th edition.

C.Mora (2010). *Tratamiento de mejora en el puerto de Huelva*. 10ª Jornada Técnica SEMSIG-AETESS

Heng Ji (2008). «Physical modelling of jet-grouting process». PhD-Thesis at the University of Cambridge.

2. Aplicación del sistema ACEDO-RS para la excavación del túnel de Pozzolatico (Florencia)

2.1. INTRODUCCIÓN

El proyecto de la autopista Barberino-Incisa (Fig. 1) supone una ampliación de dos a tres carriles a lo largo de los 60 km de la autovía A1, entre Barberino e Incisa. En este tramo de la autopista se sitúa el «Nudo de Florencia», de 22 km de longitud, conectando la parte norte con la parte sur de la ciudad de Florencia, en Italia.

La nueva carretera de tres carriles entre Barberino e Incisa representa uno de los puntos estratégicamente más importantes del enlace entre el norte y el sur de Italia, ya que, una vez completado el tramo, se resolverá la congestión actual del tráfico en el cruce de Florencia. Cabe mencionar que este tramo representa también la continuación de la variante de la autovía A1,

entre Sasso Marconi y Barberino di Mugello, que también se encuentra en construcción.



Figura 1. NUDO DE FLORENCIA: TRAMOS A, B Y C.

Los trabajos correspondientes al nudo de Florencia se pueden dividir en tres tramos principales, A, B y C, como se puede ver en la figura 1. En el tramo C (lotes 7-8), la ampliación de la carretera supone la construcción de una nueva calzada hacia el sur, mientras la carretera actual será utilizada para la dirección norte. En el resto de los tramos los trabajos de ampliación se han realizado directamente sobre las calzadas existentes.

El túnel de Pozzolatico, realizado mediante la aplicación del método ADECO-RS, de 2.418,35 m de longitud y sección transversal excavada de 190 m² aproximadamente, forma la parte más importante de los trabajos correspondientes al tramo C del nudo de Florencia.

La excavación del túnel comenzó a finales de septiembre de 2005 en la boca norte y a finales de septiembre de 2007 en la boca sur. El 10 de diciembre de 2010 se concluyó el último tramo del túnel, con objeto de poner en servicio la nueva calzada en dirección sur para junio de 2011, lo que supone la apertura de un tramo estratégico de 22 km que unirá el norte y el sur de Florencia. Según la previsión general, el resto de los tramos se estima que estarán terminados y abiertos al tráfico en mayo de 2012.

La estructura del túnel se ajusta a un diseño que contempla la presencia de siete puntos de S.O.S. y una parada o zona de descanso, con una longitud de 86 m, y un punto de S.O.S. incorporado a la misma. Además, para

compensar la ausencia de un carril continuo de emergencia se diseñó una galería peatonal de evacuación que se sitúa justo por debajo del nivel de la calzada, en posición central, con una longitud igual a la del túnel, conectando así los 8 puntos de S.O.S. que se encuentran distribuidos por el túnel cada 300 m.

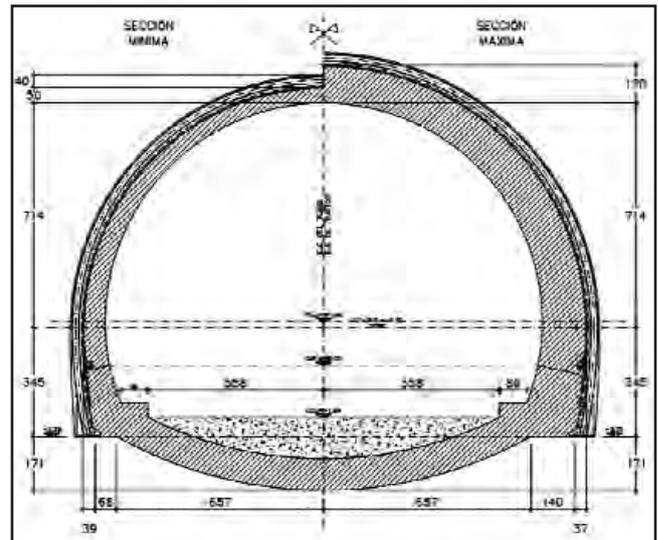


Figura 2. SECCION TIPO DEL TUNEL DE POZZOLATICO.

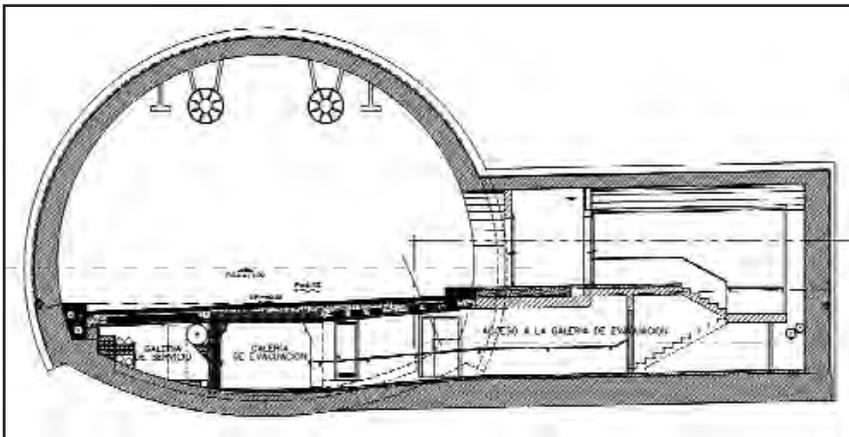


Figura 3. SECCION DEL TUNEL CON EL EMPLAZAMIENTO DE LA GALERIA DE EVACUACION Y EL PUNTO S.O.S.

2.2. PERFIL GEOLÓGICO DEL TERRENO

El trazado del túnel de Pozzolatico está situado en una zona montañosa al norte de la ciudad de Impruneta (Florencia), con una altura máxima de aproximadamente 150 m sobre el nivel del mar. La cobertera sobre el túnel varía desde unos pocos metros en los emboquilles hasta un máximo de 50 m a lo largo del trazado.

Las formaciones geológicas de interés para la excavación del túnel son las siguientes (Sillano, Pietraforte y Monte Morello son denominaciones locales para diferentes tipos de suelo y roca):

- **Formación 1. Sillano tipo A:** Argilitas muy laminadas, en algunos tramos muy fracturadas, con intercalaciones esporádicas de calizas margosas y margas.
- **Formación 2. Sillano tipo B:** Alternancia de arenisca calcárea y arcilla marrón. Arenisca calcárea de grano fino a grueso, de color gris con venas de calcita, en capas de espesor variable de entre 2 y 80 cm, muy fracturada. Arcilla marrón grisácea, con niveles muy heterogéneos, de entre 1 y 60 cm.
- **Formación 3. Pietraforte:** Alternancia de arenisca gris, en capas de un espesor de hasta 15 cm, y lutitas de espesor de hasta 30 cm. Esporádicamente se detecta la presencia de niveles de arenisca de hasta 150 cm.
- **Formación 4. Monte Morello tipo A:** Margas de color gris-rosado en capas decimétricas y margas calcáreas de espesor variable, de entre 5 y 60 cm.
- **Formación 5. Monte Morello tipo B:** Alternancias de margas y calizas con niveles de calcarenita intercalada, generalmente, en la base de las capas margosas.

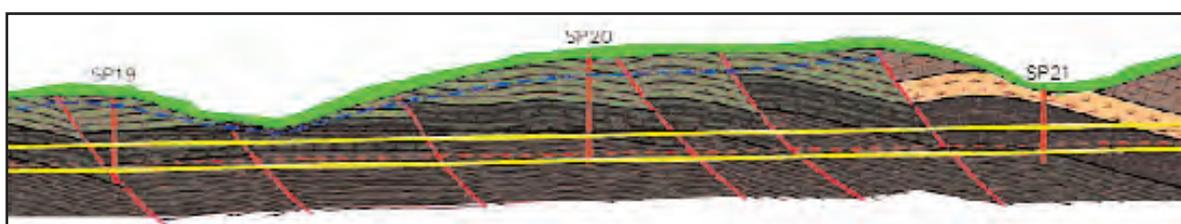


Figura 4. PARTE DEL PERFIL GEOLOGICO LONGITUDINAL.

El perfil longitudinal del túnel, en función de los tipos de formaciones geológicas que predominan en cada zona, se puede dividir en tres zonas tipo:

- **Zona I:** Desde la boca norte, PK 0 +420 hasta la PK 2+050, compuesta casi en su totalidad por la formación 1 y 2 (Sillano tipo A y B), con algunos tramos de Pietraforte.
- **Zona II:** Se extiende a través de las formaciones de Monte Morello (tipo A y B), desde PK 2+050 hasta PK 2+570.
- **Zona III:** Completamente formado por la formación de Sillano, desde PK 2+570 hasta la boca sur del túnel, en el PK 2+838,35.

Durante la realización de los trabajos, las infiltraciones de agua subterránea en el túnel fueron muy limitadas y prácticamente irrelevantes para las distintas operaciones de consolidación y excavación en general. En las zonas de transición entre las distintas formaciones litológicas, así como en los puntos donde los materiales presentaban un elevado grado de fracturación, se detectaron entradas de agua, pero siempre dentro de unos rangos mínimos previstos.

2.3. SOLUCIÓN ADOPTADA

2.3.1. ADECO-RS: Datos básicos

El método ADECO-RS (Análisis de la DEformación COntrolada en Rocas y Suelos; Lunardi, 2000) consiste en la ejecución sistemática de la excavación del túnel a sección completa, introduciendo un nuevo concepto de preconfiamiento del núcleo de suelo o roca, situado en el frente de la excavación, lo que permite abordar y resolver problemas de estabilidad de forma planificada y controlada. La filosofía del método consiste en utilizar el análisis y tratamiento del núcleo del frente como herramientas de prevención y corrección de la estabilidad, y de esta manera solucionar la causa cuyos efectos pueden dar lugar a deformaciones inadmisibles o incluso a inestabilidades del túnel.

Este sistema facilita el empleo de maquinaria polivalente de grandes dimensiones y, sobre todo, permite hacer frente a condiciones de excavación frecuentemente difíciles, industrializando el proceso de excavación y avanzando conforme al presupuesto y plazos previstos y garantizando siempre unas máximas condiciones de seguridad.

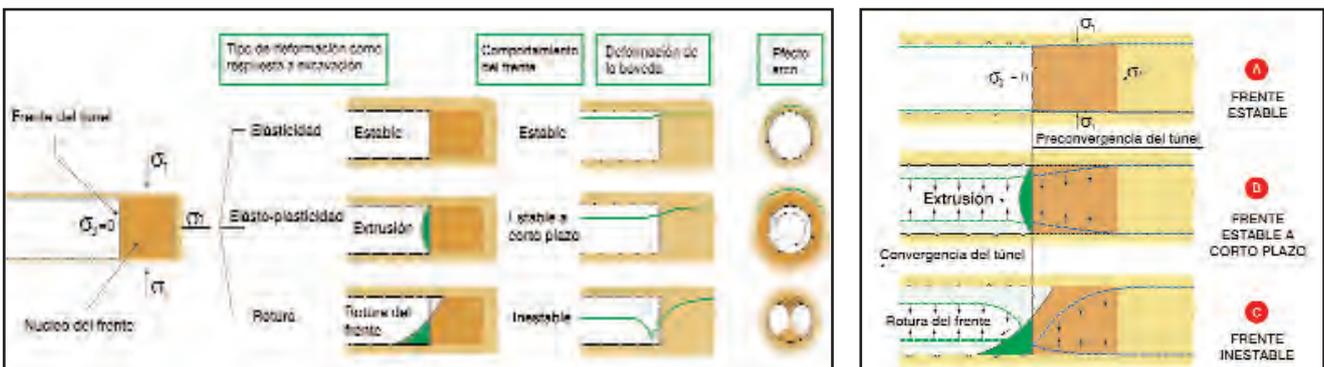


Figura 5. DIFERENTES CATEGORÍAS DEL COMPORTAMIENTO DEL NÚCLEO DEL FRENTE (Lunardi, 2000).

El método ADECO-RS contempla un proceso interactivo entre las fases de análisis o diseño y la fase de construcción y auscultación del túnel. Mediante este proceso interactivo se garantiza el buen desempeño del método, adaptándose a la situación real en cada momento. En general, las fases principales se podrían dividir en los dos grupos siguientes:

- **Fase I. Proyecto:** Investigación, diagnóstico y propuesta de terapia.
- **Fase II. Construcción:** En general, supone una fase operativa y una fase de auscultación y control.

Tomando como referencia las condiciones de estabilidad del núcleo del frente de excavación, pueden identificarse tres categorías fundamentales de comportamiento del mismo como base de diseño:

- **Categoría A:** Comportamiento estable del núcleo, con deformaciones elásticas, limitadas y despreciables.
- **Categoría B:** Comportamiento del núcleo estable a corto plazo, con deformaciones elasto-plásticas.
- **Categoría C:** Comportamiento inestable del núcleo, con rotura.

Al analizar el comportamiento del frente sin ningún tipo de tratamiento, el enfoque más importante del diseño conlleva la anticipación y predicción de las deformaciones en términos de extrusión del frente, preconvergencia y convergencia (Fig.6), con objeto de

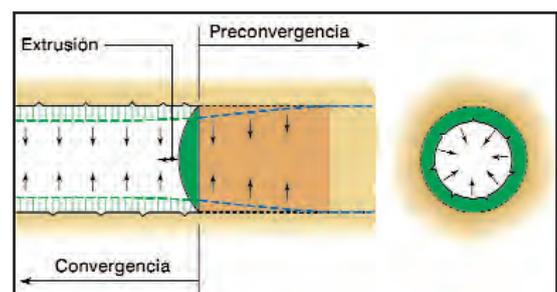


Figura 6. TIPOLOGÍAS DE DEFORMACIONES (Lunardi, 2000).

seleccionar el sistema de consolidación y estabilización más adecuado para prevenir y evitar las causas de las posibles inestabilidades. Los tratamientos de consolidación o preconfinamiento y estabilización pueden realizarse a partir de paraguas de micropilotes, distintos tipos de inyecciones y *jet-grouting*, entre otros.

Tras la fase de análisis y diseño, se realiza el control *in situ* y la interpretación de las deformaciones como respuesta a la excavación realizada, a fin de verificar y calibrar el proyecto durante la construcción.

2.3.2. Aplicación del Método ADECO-RS en el túnel de Pozzolatico

Durante la fase de diseño del túnel de Pozzolatico, fundamentalmente, se han tenido en cuenta la geometría de la sección del túnel (de aproximadamente 190 m²), las condiciones de baja cobertera y su relación con la sección de excavación, y las características geomecánicas de los materiales a atravesar en el trazado del túnel, de casi 2,5 km. Al analizar las posibles alternativas se adoptó el método de excavación a sección completa ADECO-RS con el fin de facilitar una rápida consolidación o preconfinamiento del núcleo del frente, sobre todo en las zonas donde predominaban las argilitas correspondientes a la formación de Sillano.

Empleando la técnica de excavación a sección completa ADECO-RS fue posible ejecutar el hormigonado de los apoyos de los elementos del sostenimiento y de la contrabóveda muy cerca del frente de excavación, y de esta manera se pudieron absorber eficaz y rápidamente los esfuerzos que el sostenimiento transmitía en su base.

En cuanto a la estabilidad del frente, las agrupaciones pertenecientes a las formaciones Morello Monte y Pietraforte indicaban un comportamiento estable (categoría A), o estable a corto plazo (categoría B). Consecuentemente se previeron intervenciones únicamente para la protección, y no para el confinamiento del núcleo del frente, mientras que para los grupos pertenecientes a las argilitas de la formación de Sillano, el análisis y las predicciones de las deformaciones elasto-plásticas sugerían el tratamiento del núcleo del frente mediante tuberías de fibra de vidrio para aumentar tanto la rigidez como las características geomecánicas del mismo. Debe subrayarse que en toda la longitud del túnel se previó la protección de la excavación mediante micropilotes distribuidos en el contorno de la excavación (paraguas de micropilotes), con las características que se detallan a continuación en las tablas 1, 2 y 3, y más adelante. Además, en cada módulo del avance de excavación, de 1 m, se instalaron perfiles metálicos IPE y hormigón proyectado reforzado con fibras de acero, con el objetivo de controlar la convergencia del túnel.

Al mismo tiempo, para reducir las presiones causadas por la presencia de agua subterránea y evitar sus efectos negativos, los cuales podrían causar el empeoramiento de las características de los materiales a lo largo de la excavación, en algunas tramos se adoptó la realización de un sistema de drenaje mediante tubos drenantes de hasta 30 m de longitud, distribuidos en el contorno del túnel.

Antes de analizar y resumir las distintas secciones tipo y las diferentes actuaciones realizadas a lo largo del trazado del túnel, cabe mencionar los trabajos efectuados en las dos bocas del túnel.

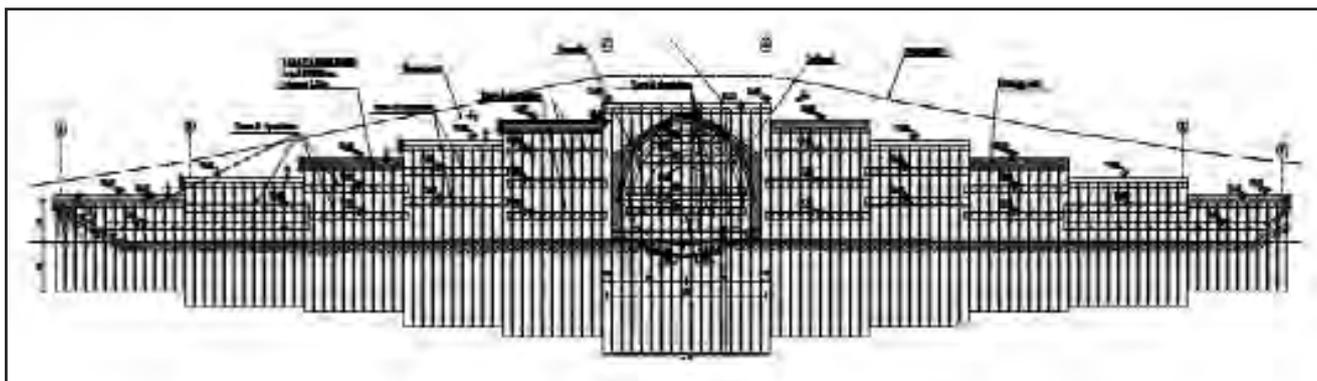


Figura 7. BOCA NORTE DEL TUNEL DE POZZOLATICO.

Debido al perfil del terreno y a las características geomecánicas de los materiales que lo componen, las dos entradas del túnel se realizaron con la construcción de pantallas de contención formadas por pilotes de hormigón armado de 1 m de diámetro y longitud comprendida entre 9 y 24 m, con una separación entre los ejes de 1,20 m. El sistema de arriostramiento se hizo mediante anclajes de cable, con capacidad variable entre 30 y 60 ton y con 25 m de longitud.

A continuación, en las tablas 1, 2 y 3, a modo de resumen, se presentan las características de las secciones o zonas más representativas del túnel, indicando tanto las intervenciones de preconfinamiento-consolidación y estabilización adoptadas, como las fases y módulos de excavación en el túnel:

SECCIÓN TIPO	LITOLOGIA Y COMPORTAMIENTO REPRESENTATIVO	FASE DE EXCAVACION: MODULACION Y ACTUACIONES DE PRECONFINAMIENTO Y ESTABILIZACION
<p>GA-P4/5M-1A (Fig. 8)</p>	<p>Zona correspondiente a las argilitas del Sillano tipo A, con cobertura < 15 m.</p> <p>Comportamiento del núcleo del frente tipo C (inestable).</p>	<p>Previo a la excavación de cada fase:</p> <ul style="list-style-type: none"> Ejecución de paraguas de micropilotes (127 x 10 mm), 38 uds., distribuidos en el contorno superior del núcleo según la figura 8. Diámetro de perforación: 160 mm; L_{MP}: 15 m. Ejecución de 110 tubos de fibra de vidrio VTR (60/40) en el núcleo del frente. Perforación: 150 mm; L_{VTR}: 18 m; inyección de lechada de cemento a presión 5-10 bares. <p>Excavación hasta un avance máximo L_{AV} de 6 m, en módulos de 1 m, a sección completa:</p> <p>En cada módulo de 1,0 m:</p> <ul style="list-style-type: none"> Proyección de hormigón reforzado con fibras de acero en el frente, con espesor de 5-10 cm. Instalación de perfiles metálicos-costillas 2IPE220, separados 1 m. <ul style="list-style-type: none"> Proyección de hormigón reforzado con fibras de acero: espesor, $s = 5 + 15$ cm. Capa de regularización: espesor, 5 cm en bóveda y hastiales. Ejecución de contrabóveda de hormigón armado: espesor, 1 m, desfasada respecto al frente de excavación una distancia inferior al 50 % del avance máximo previsto. <p>Ejecución de nueva fase: Solape de micropilotes, 9 m; solape de tubos de fibra de vidrio, 12 m.</p> <ul style="list-style-type: none"> Revestimiento definitivo de la bóveda mediante HA, con espesor variable entre 0,50-1,20 m, desfasada respecto al frente de excavación una distancia ≤ 36 m.

Tabla 1. DATOS BASICOS DE LA SECCION TIPO GA-P4/5M-1A.

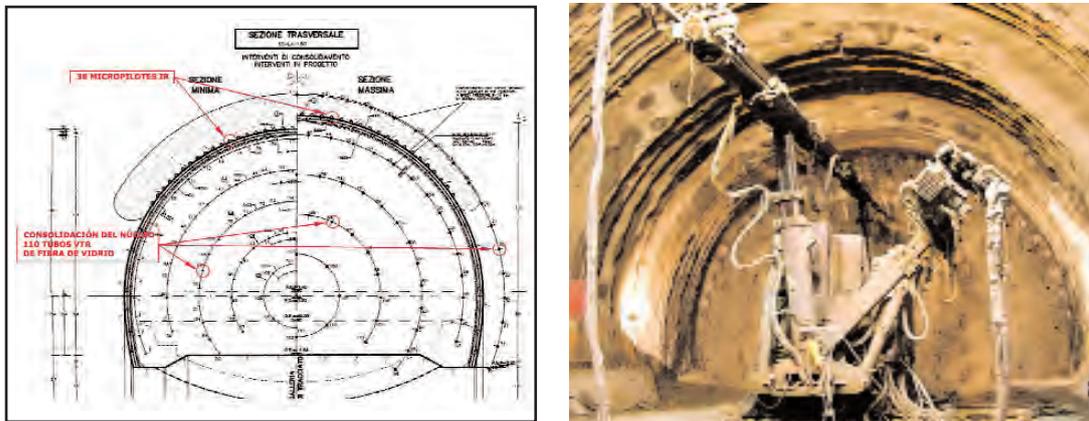


Figura 8. SECCION TIPO GA-P4/5M-1A Y EQUIPO DE PERFORACION TIPO EGT TD 8200 REALIZANDO EL TRATAMIENTO DE CONSOLIDACION EN EL NUCLEO DEL FRENTE.

SECCIÓN TIPO	LOCALIZACIÓN Y COMPORTAMIENTO REPRESENTATIVO	FASE DE EXCAVACION: MODULACION Y ACTUACIONES DE PRECONFINAMIENTO Y ESTABILIZACION
<p>GA-P4/5-C9 (Fig. 9)</p>	<p>Zona correspondiente a las argilitas del Sillano tipo A, con cobertura entre 15 m y más de 30 m, con GSI > 30.</p> <p>Comportamiento del núcleo del frente tipo C (inestable).</p>	<p>Previo a la excavación de cada fase:</p> <ul style="list-style-type: none"> Ejecución de paraguas de micropilotes (127 x 10 mm), 38 uds., distribuidos en el contorno superior del núcleo según la figura 9. Diámetro de perforación: 160 mm; L_{MP}: 12 m. Ejecución de 37 tubos de fibra de vidrio VTR (60/40), distribuidos en el contorno, y 87 en el núcleo del frente. Perforación: 150 mm; L_{VTR}: 18 m; inyección de lechada de cemento a presión 5-10 bares. <p>Excavación hasta un avance máximo L_{AV} de 9 m, en módulos de 1 m, a sección completa:</p> <p>En cada módulo de 1,0 m:</p> <ul style="list-style-type: none"> Proyección de hormigón reforzado con fibras de acero en el frente, con espesor de 5-10 cm. Instalación de perfiles metálicos-costillas 2IPE220, separados 1 m, correspondientes a los módulos de excavación. Proyección de hormigón reforzado con fibras de acero: espesor, $s = 15 + 15$ cm. Capa de regularización: espesor, 5 cm en bóveda y hastiales. Ejecución de contrabóveda de hormigón armado: espesor, 1 m, desfasada respecto al frente de excavación una distancia inferior al 50 % del avance máximo previsto. <p>Ejecución de nueva fase. Solape de micropilotes, 3 m; solape de tubos de fibra de vidrio, 9 m.</p> <p>Revestimiento definitivo de la bóveda mediante HA, con espesor variable entre 0,50-1,20 m, desfasada respecto al frente de excavación una distancia \leq del diámetro del frente.</p>

Tabla 2. DATOS BASICOS DE LA SECCION TIPO GA-P4/5M-C9.

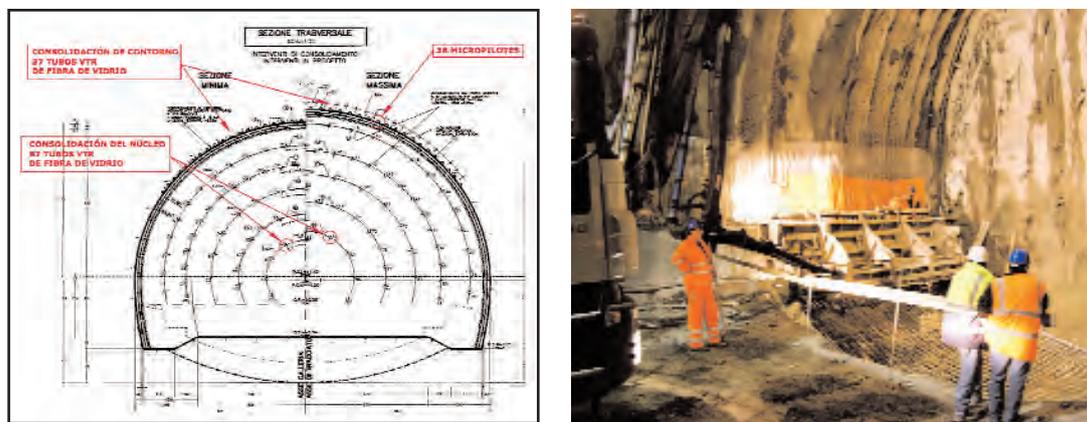


Figura 9. SECCION TIPO GA-P4/5-C9: HORMIGONADO DE CONTRABOVEDA.

SECCIÓN TIPO	LOCALIZACIÓN Y COMPORTAMIENTO REPRESENTATIVO	FASE DE EXCAVACION: MODULACION Y ACTUACIONES DE PRECONFINAMIENTO Y ESTABILIZACION
<p>GA-P2/4 (Fig. 10)</p>	<p>Zona correspondiente a las alternancias de margas y calizas de la formación Monte Morello tipo B, con cobertura hasta 40.</p> <p>Comportamiento del núcleo de frente tipo A (estable) o tipo B (estable a corto plazo).</p>	<p>Previo a la excavación de cada fase:</p> <ul style="list-style-type: none"> Ejecución de paraguas de micropilotes (88,9 x 10 mm), 42 uds., distribuidos en el contorno superior del núcleo según la figura 10. Diámetro de perforación: 160 mm; L_{MP}: 15 m. <p>Excavación hasta un avance máximo $L_{AV} = 12$ m, en módulos de 1,0 m, a sección completa:</p> <p>En cada módulo de 1,0 m:</p> <ul style="list-style-type: none"> Proyección de hormigón reforzado con fibras de acero en el frente, con espesor de 5-10 cm. Instalación de Perfiles metálicos / costillas 2IPE180, separados 1 m. correspondientes a los módulos de excavación. <ul style="list-style-type: none"> Proyección de hormigón reforzado con fibras de acero, espesor $s = 10+10$ cm. Capa de regularización: espesor, 5 cm en bóveda y hastiales. Ejecución de contrabóveda de hormigón armado: espesor, 0,80 m, desfasada respecto al frente de excavación una distancia inferior a los 3 diámetros del frente. <p>Ejecución de nueva fase: Solape micropilotes, 3 m.</p> <p>Revestimiento definitivo de la bóveda mediante HA, con espesor variable entre 0,50-1,10 m, a distancia variable respecto al frente de excavación.</p>

Tabla 3. DATOS BASICOS DE LA SECCION TIPO GA-P2/4.

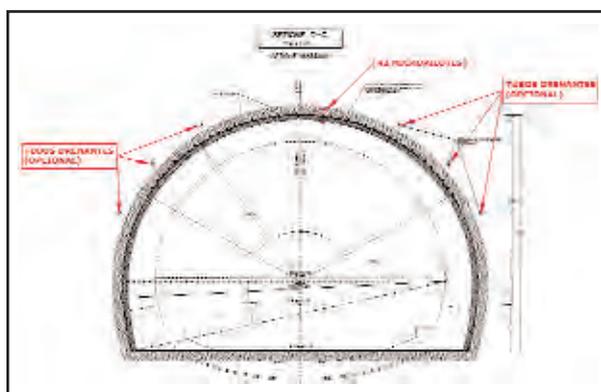


Figura 10. SECCION TIPO GA-P2/4.

En septiembre de 2009, en base a los controles efectuados y analizados hasta entonces, se realizaron las modificaciones de las intervenciones previstas para la consolidación y protección de las secciones tipo entre los PK 1 + 231 y PK 1 + 931, comentadas en las tablas 1, 2 y 3, correspondientes básicamente a las formaciones de Sillano. A continuación se indican tanto las etapas del proceso constructivo como las intervenciones realizadas en este tramo, destacando las modificaciones más importantes:

- Reducción del avance de excavación de 9 a 6 m.
- Aumento de las unidades de micropilotes, de 38 a 51/59 uds.
- Aumento de las unidades de tubos de fibra de vidrio, tanto en la zona del núcleo (de 110 a 140 uds.) como alrededor de la excavación (de 38 hasta 72 uds. en algunos tramos).
- **Fase 1:** Previo a la excavación:
 - Ejecución de 140 tubos de fibra de vidrio VTR (60/40) en el núcleo del frente. Perforación: 150 mm; L_{VTR} : 18 m.
 - Ejecución de hasta 72 tubos de fibra de vidrio VTR (60/40), distribuidos en el contorno del frente. Perforación: 150 mm; L_{VTR} : 18 m. Inyección de lechada de cemento a presión 5-10 bares; válvulas: 2 vlv/m.
 - Ejecución de paraguas de micropilotes (127 x 10 mm), entre 51 y 59 uds. en función de la cobertera, distribuidos en el contorno del núcleo. Diámetro de perforación: 160 mm; L_{MP} : 15 m.
 - Ejecución del sistema de drenaje en función de las condiciones *in situ*: 3 + 3 tubos de drenaje de $L = 30$ m.

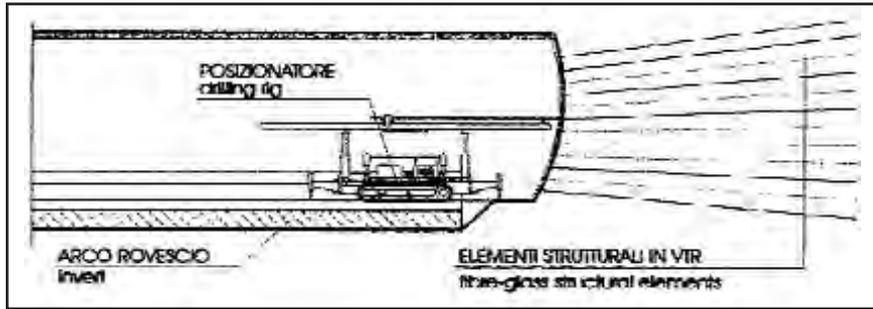


Figura 11. EJECUCION DE TUBOS DE FIBRA DE VIDRIO Y PARAGUAS DE MICROPILOTES, CONSOLIDACION Y PROTECCION DEL NUCLEO (FASE 1).

- **Fase 2:** Ejecución de contrabóveda de hormigón armado: espesor, 1 m, desfasada respecto al frente de excavación una distancia inferior a 9 m.

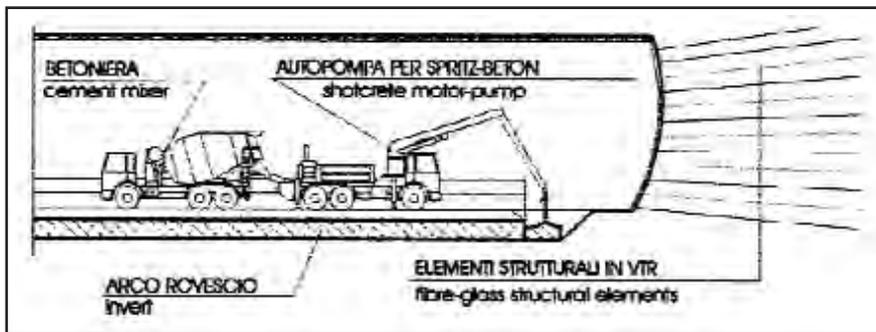


Figura 12. EJECUCION DE CONTRABOVEDA (FASE 2).

- **Fase 3:** Excavación hasta un avance máximo L_{AV} : 6 m, en módulos de 1 m, a sección completa.

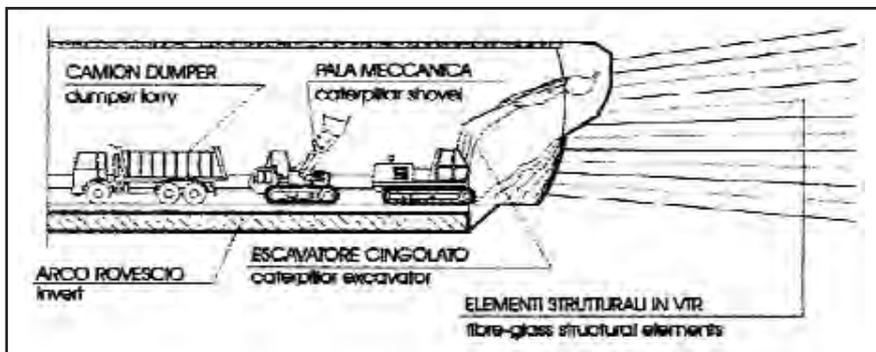


Figura 13. EXCAVACION HASTA UN AVANCE MAXIMO DE HASTA 6 m, EN MODULOS DE 1 m (FASE 3).

- **Fase 4:** Ejecución de hormigón proyectado de protección: espesor, 5 cm, después de cada módulo de excavación de 1 m.

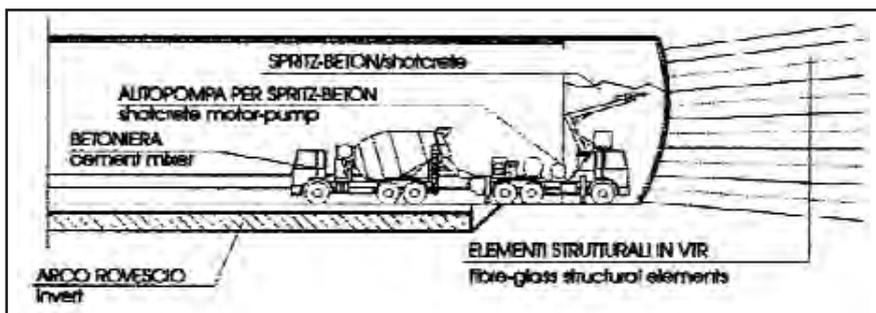


Figura 14. EJECUCION DE HORMIGON PROYECTADO DE PROTECCION (FASE 4).

- **Fase 5:** Instalación de perfiles metálicos-costillas 2IPE220, separados 1 m, correspondientes a los módulos de excavación.

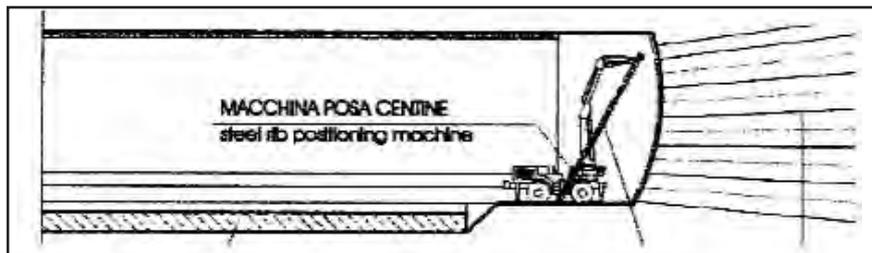


Figura 15. INSTALACION DE PERFILES METALICOS IPE220 (FASE 5).

- **Fase 6:** Ejecución de hormigón proyectado, reforzado con fibras de acero: espesor, $s = 15 + 15$ cm. Capa de regularización: espesor, 5 cm.

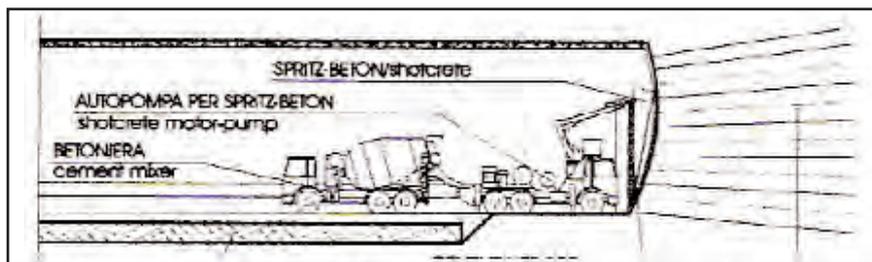


Figura 16. EJECUCION DE HORMIGON PROYECTADO CON FIBRAS DE ACERO (FASE 6).

- **Fase 7:** Impermeabilización y revestimiento definitivo de la bóveda y los hastiales mediante hormigón larmado: espesor variable entre 0,50-1,10 m, desfasada respecto al frente de excavación una distancia inferior a 48 m del frente.

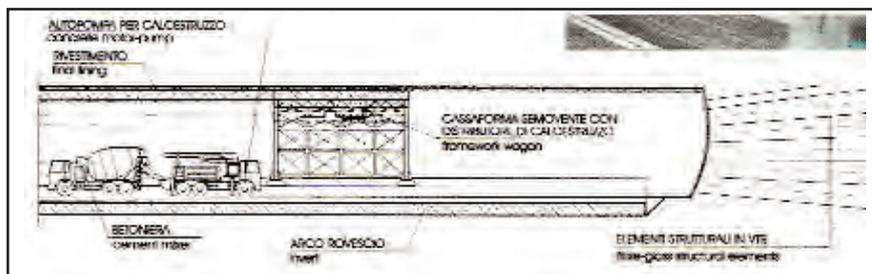


Figura 17. REVESTIMIENTO DEFINITIVO MEDIANTE HORMIGÓN ARMADO (FASE 7).

2.3.3. Control y auscultación durante la ejecución

La fiabilidad de los resultados de la fase de control y verificación de las predicciones en cuanto a las deformaciones del núcleo frontal, de convergencia, y las deformaciones en la superficie afectada por la excavación del túnel, representa el aspecto esencial a tener en cuenta con el método ADECO-RS.

Para controlar los fenómenos y deformaciones mencionados, en este caso concreto se desarrolló un sistema de seguimiento geomecánico y estructural que, además de comparar los resultados reales con las estimaciones realizadas en las distintas etapas de diseño –que abarca investigación, diagnóstico y propuesta de tratamiento–, permitió evaluar la eficacia del preconfinamiento y la protección de la construcción realizada.

El sistema de control y auscultación aplicado en el caso del túnel de Pozzolatico consistió en las siguientes pruebas, las cuales permitieron comparar sistemáticamente el comportamiento tensión-deformación del núcleo y su correlación con el túnel ya excavado:

- 1) Estudios sistemáticos geomecánicos del frente.
- 2) Instrumentación y control continuo de los parámetros de perforación (CAD-test).
- 3) Secciones de convergencia, formados por cinco puntos controlados topográficamente, con objeto de controlar la deformación radial del perfil excavado.
- 4) Extensímetros (cuatro por sección) para controlar las deformaciones radiales del núcleo.
- 5) Control topográfico e instrumentación de la extrusión mediante extensómetros incrementales durante todas las fases de ejecución.

- 6) Instalación de extensómetros y células de carga en los perfiles metálicos de revestimiento (cerchas IPE) con el fin de seguir el comportamiento tensodeformacional de estos elementos.
- 7) Instalación de células de carga en la capa de sostenimiento para poder cuantificar las tensiones que se pueden desarrollar en el hormigón proyectado.
- 8) Instalación de extensómetros y células de carga en el revestimiento definitivo de hormigón armado para poder controlar las deformaciones en el estado definitivo.
- 9) Control de las presiones sobre el revestimiento mediante células de tensión.

Los resultados de la auscultación realizada durante la construcción indicaban niveles de deformación o extrusión del frente en rangos admisibles, casi insignificantes. Los valores promedios de subsidencias en diferentes secciones del túnel siempre estuvieron en el orden de 5 cm, por debajo del valor máximo admisible establecido en la fase de diseño, de 8 cm ó 1 % del radio equivalente de la excavación, demostrando el cumplimiento de las decisiones y estimaciones tomadas en la etapa de diseño, y verificando la calidad de los trabajos realizados en las distintas fases de ejecución.

2.3.4. Algnos detalles de ejecución

La excavación de la sección completa del túnel se llevó a cabo con excavadoras mecánicas, trabajando desde las dos bocas o entradas del túnel. Para la excavación se utilizaron excavadoras tipo Caterpillar 345, equipadas con accesorios especiales que permiten la adaptación de los martillos hidráulicos Krupp 2600. Para la evacuación de lodo y detritus de perforación se utilizaron palas cargadoras tipo Volvo 150, mientras que para el transporte se utilizaron camiones Iveco de 4 ejes.

Para la perforación y la colocación de los tubos de fibra de vidrio y micropilotes se utilizaron dos máquinas Jumbo tipo EGT TD 8200 dotadas con dos brazos, idóneas para la perforación horizontal y trabajos en el ámbito de túneles y galerías.

La impermeabilización del revestimiento definitivo de la bóveda se compone de una capa de geotextil de espesor ≥ 4 mm colocada sobre la capa de hormigón proyectado, una lámina de PVC de espesor ≥ 2 mm y un tubo de drenaje lateral DN160 mm. El sistema de impermeabilización se colocó desde los vagones-plataforma diseñados específicamente para garantizar el tránsito en el interior del túnel durante la ejecución de las distintas fases de la obra.

El revestimiento definitivo de la bóveda se realizó con hormigón armado utilizando los carros de encofrado para su instalación, mientras que para el bombeo de hormigón se emplearon bombas autopropulsadas tipo CIFA.

La construcción del nuevo túnel de Pozzolatico, que terminó con el calado del último tramo el 10 de diciembre de 2010, supuso la aplicación o el uso de las siguientes cantidades de los principales materiales:

- Hormigón proyectado para la formación de pre-revestimiento: 56.650 m³.
- Perfiles metálicos IPE 220/180: 5.479.921 kg.
- Lámina de impermeabilización: 85.073 m².
- Armadura para el revestimiento definitivo: 7.508.448 kg.
- Hormigón para el revestimiento definitivo: 119.786 m³.



Figura 18. ACTUACIONES DE PRECONFINAMIENTO DEL NUCLEO: EQUIPO DE PERFORACIÓN TIPO EGT TD 8200.



Figura 19. REALIZACION DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO MEDIANTE CAROS DE ENCOFRADO.



Figura 20. CALADO DEL ULTIMO TRAMO DEL TUNEL.

2.4. CONCLUSIONES

Los resultados del control y auscultación que se realizó durante todo el proceso de ejecución demostraron el cumplimiento de las previsiones y decisiones tomadas en la etapa de diseño en términos de deformaciones esperadas, así como el tipo y número de actuaciones que tenían que realizarse en los distintos tramos del túnel. Las observaciones sistemáticas y la interacción permanente entre los técnicos responsables de diseño y los responsables del proceso de ejecución permitieron un progreso sistemático de la excavación y una minimización de los riesgos en base a la calibración y perfeccionamiento de los parámetros de ejecución en cada tramo del túnel.

Agradecimientos

Deseamos expresar nuestro más sincero agradecimiento a la empresa Baldassini-Tognozzi-Pontello SpA, y en particular a don Angelo Volpe por su colaboración en la elaboración del presente artículo.

También queremos agradecer especialmente a don Paolo Piacentini, de la empresa Fondazioni Speciali S.p.A., Grupo Italterra, por su gran ayuda y aportación de datos fundamentales.

2.5. BIBLIOGRAFÍA

P. Lunardi (2000). «The design and construction of tunnels using the approach based on the analysis of controlled deformation in rocks and soils – ADECO-RS». *Tunnels and Tunneling International*. Mayo de 2000.

L'Autoridades de Autostrade per l'Italia, 2010. <http://www.autostrade.it>

Spea (2007). «Galleria Naturale Pozzolatico». *Relazione Tecnica Generale*.

Spea (2009). «Galleria Naturale Pozzolatico». *Tratta di scavo della PK 1 + 231 alla PK 1 + 931. Linee Guida per l'applicazione delle sezioni tipo e programma di monitoraggio*.