



La revista de los  
Ingenieros de Caminos,  
Canales y Puertos

**3546** SEPTIEMBRE 2013

REVISTA DE  
OBRAS PÚBLICAS

# RROP



**Número  
monografico  
en colaboración  
con AETOS**

Relleno con bicomponente del *gap*  
de los anillos de dovelas en los  
escudos no presurizados por Felipe  
Mendaña y Carlos Pindado

Intervención hiperbárica para la  
inspección de la rueda de corte de  
una máquina EPB: análisis numérico  
por Ángel del Amo, Carlos Herranz, Albert  
González y Ángel Silvestre

**MONOGRÁFICO TÚNELES**

## **Comportamiento resistente de revestimientos de túnel de anillos de dovelas prefabricadas de hormigón**

Oriol Arnau y Climent Molins







Geotunnel

Atlas Copco

WLB 300C

ROC Geotunnel

Geotunnel



## Presentación

Tengo el placer de presentar este número especial de la Revista de Obras Públicas, el quinto que se edita fruto del acuerdo suscrito para la difusión de grandes proyectos de infraestructuras de túneles y obras subterráneas. Como es habitual, cuenta con las más prestigiosas firmas de la profesión, verdaderos referentes de la ingeniería en todo el mundo, todos ellos especialistas en los temas que componen los artículos seleccionados para este número: el comportamiento del *gap* en escudos no presurizados, el estanque de tormentas de Arroyo Fresno, el túnel de Petralba, la resistencia del revestimiento de túnel de anillo de dovelas prefabricadas de hormigón y la ejecución del túnel de Lavaderos-Montecillo mediante hinca de tubos de 913 metros de largo.

Tenemos que reconocer que el panorama actual en España no deja mucho lugar para el optimismo. Seguimos golpeados por la profunda crisis económica que se inició a finales de 2008 y que produjo un brusco parón en el desarrollo de grandes infraestructuras, continuamos “haciendo la digestión” de la década anterior a la crisis, durante la cual nuestro país, con una inversión multimillonaria, se convirtió en todo un campeón de la alta velocidad ferroviaria. Este esfuerzo ingente nos ha dejado exhaustos a la hora de acometer proyectos que los expertos consideran muy necesarios, tales como la conexión de los puertos con los centros logísticos por ferrocarril o la ejecución de un plan hidrológico definitivo. A la sequía de las arcas se suma el problema de un buen número de autopistas prácticamente quebradas por falta de tráfico y sobrecostes por obras y expropiaciones.

Sin embargo, esta situación no debe llevarnos a la melancolía, la incontestable solvencia técnica de nuestras empresas, su alto grado de cualificación y la valía de sus profesionales, han globalizado su actividad. Estamos exportando conocimiento,

y especialmente en lo que se refiere a las infraestructuras subterráneas: sirva de ejemplo el contrato para construir tres líneas del metro de Riad, éste es el proyecto más grande para una empresa española y supone, en palabras de su presidente, “un reconocimiento mundial a la capacidad de FCC y, en general, un reconocimiento a la industria nacional”.

Otros proyectos millonarios adjudicados a empresas españolas ponen de relieve el prestigio de éstas en la escena internacional: un grupo liderado por Sacyr lleva a cabo la ampliación del canal de Panamá, una de las obras más importantes de ingeniería del mundo; FCC ganó el concurso para poner en marcha la línea 1 del metro panameño; Ferrovial entregará en el plazo de un año la nueva T2 de Heathrow y además está al frente de la construcción y mantenimiento de la autopista NTE en Texas, mientras que OHL ejecuta dos estaciones del metro de Doha y ACS consiguió la obra del metro ligero de Ottawa.

Esta notable actividad exterior demuestra que las grandes constructoras, a falta de proyectos de obra civil en España, están manteniendo su liderazgo fuera de nuestras fronteras.

Y también en tiempos de crisis, AETOS (Asociación Española de Túneles y Obras Subterráneas) sigue trabajando en el logro de sus objetivos: promoviendo el estudio y la investigación de las obras subterráneas, facilitando el contacto entre profesionales y la colaboración entre organizaciones afines, ofreciendo apoyo y asesoramiento y creando recursos destinados a fomentar y mejorar la construcción de túneles y demás obras subterráneas. Buena muestra de ello, es este número repleto de talento y respeto por la obra bien hecha.

**Manuel Arnáiz Ronda**  
Presidente de AETOS

# SUMARIO

**La revista decana de la prensa española no diaria**

**Director**

Antonio Papell

**Redactores Jefe**

Paula Muñoz (reportajes)  
Raquel Cubero (información)  
Juan A. Sánchez (noticias)

**Coordinador**

Jesús Benito

**Fotografía**

Juan Carlos Gárgoles

**Publicidad**

MM Mass Media  
Hermosilla 64 6ºB  
T. 91 432 08 39

**Imprime**

Gráficas 82

**Depósito legal**

M-156-1958

**ISSN**

0034-8619

**ISSN electrónico**

1695-4408

**ROP en internet**

<http://ropdigital.ciccp.es>

**Suscripciones**

<http://ropdigital.ciccp.es/suscripcion.php>  
[suscripcionesrop@ciccp.es](mailto:suscripcionesrop@ciccp.es)  
T. 91 308 19 88

**Edita**

Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos  
Calle Almagro 42  
28010 - Madrid

[www.ciccp.es](http://www.ciccp.es)

7

**Comportamiento resistente de revestimientos de túnel de anillos de dovelas prefabricadas de hormigón**

*Load-bearing capacity of precast concrete segmental tunnel linings*

Oriol Arnau y Climent Molins

21

**Relleno con bicomponente del gap de los anillos de dovelas en los escudos no presurizados**

Felipe Mendaña Saavedra y Carlos Pindado Carrión

37

**Intervención hiperbárica para la inspección de la rueda de corte de una máquina EPB: análisis numérico**

Ángel del Amo, Carlos Herranz, Alberto González y Ángel Silvestre





- 
- 51 Eje pirenaico. Túnel de Petralba**  
Rafael López Guarga y Ricardo Páramo Vaquero
- 
- 73 El Estanque de Tormentas de Arroyofresno**  
Elena de la Paz Cobos, Carlos S. Oteo Mazo, Pedro J. Romo Alcañiz y Fernando Triana Gracián
- 
- 98 Ejecución del túnel de Lavaderos-Montecillo mediante hinca de tubos con una longitud total de 913 m**  
Alberto González Fernández, Rolando Justa Cámara, Diego Molina Jiménez y Luis Manuel Pinillos Lorenzana

**Consejo de Administración**

**Presidente**

Miguel Aguiló Alonso

**Vocales**

Juan A. Santamera Sánchez  
José Manuel Loureda Mantiñán  
José Javier Díez Roncero  
Rocío Báguena Rodríguez  
Juan Guillamón Álvarez  
Luis Berga Casafont  
Roque Gistau Gistau  
Benjamín Suárez Arroyo  
José Antonio Revilla Cortezón  
Francisco Martín Carrasco

**Comité Editorial**

Pepa Cassinello Plaza  
Vicente Esteban Chapapriá  
Roque Gistau Gistau  
Conchita Lucas Serrano  
Antonio Serrano Rodríguez

**Foto de portada**

El Estanque de Tormentas de Arroyofresno



# IX Máster en Túneles y Obras Subterráneas 2014

enero-octubre

[www.master-aetos.com](http://www.master-aetos.com)

Abierto el plazo  
de inscripción

Desarrollo de módulos independientes:

- ▶ NATM – Proyecto y Construcción
- ▶ Métodos mecanizados – Tuneladoras
- ▶ Túneles a cielo abierto
- ▶ Tratamientos del terreno
- ▶ Aplicación de métodos numéricos a túneles

Con la colaboración de

Organizado por

ASSOCIATION  
INTERNATIONALE DES TRAVAUX  
EN SOUTERRAIN  
AITES



ITA  
INTERNATIONAL  
TUNELLING  
ASSOCIATION

  
COLEGIO DE INGENIEROS  
DE CAMINOS, CANALES  
Y PUERTOS

  
AETOS  
ASOCIACIÓN ESPAÑOLA  
DE TÚNELES Y OBRAS  
SUBTERRÁNEAS

  
Fundación Agustín  
de Betancourt



# Comportamiento resistente de revestimientos de túnel de anillos de dovelas prefabricadas de hormigón



**Oriol Arnau**

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Universitat Politècnica de Catalunya



**Climent Molins**

Doctor Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Universitat Politècnica de Catalunya

## Resumen

Este artículo presenta los resultados de una investigación llevada a cabo en el ámbito de la respuesta resistente de los revestimientos de túneles a base de anillos de dovelas prefabricadas de hormigón. La investigación arrancó con la realización de una prueba de carga in situ sobre un tramo experimental ubicado dentro de la línea 9 del Metro de Barcelona. Las conclusiones obtenidas sobre su comportamiento permitieron desarrollar modelos de simulación numérica tanto 2D como 3D bien contrastados con los resultados experimentales del ensayo. Esta investigación también incluye el estudio del comportamiento longitudinal del revestimiento, donde se determina hasta qué punto la compresión longitudinal inicialmente introducida por la tuneladora se va disipando en el tiempo por efecto de la fluencia del revestimiento, lo que condiciona la capacidad de interacción longitudinal entre anillos sucesivos. Finalmente, se presentan las implicaciones en el diseño del revestimiento resultado de tener en cuenta su respuesta 3D, tanto a acciones típicas de proyecto, que suelen ser repartidas, como ante acciones puntuales, que se producirían en condiciones especiales o accidentales.

## Palabras clave

Revestimiento de túnel, respuesta resistente, ensayo in situ, análisis estructural, simulación numérica

## 1. Introducción

La utilización de máquinas tuneladoras para la construcción de túneles se ha incrementado de forma notable en los últimos años debido a las numerosas ventajas que presenta frente a los métodos tradicionales de perforación. Este sistema permite la construcción de túneles bajo grandes presiones de tierras y agua, las cuales deben ser satisfactoriamente resistidas por un revestimiento estructural. Estos nuevos escenarios producen unas mayores sollicitaciones estructurales sobre dicho revestimiento, convirtiendo a su diseño en uno de los puntos clave en todo proyecto de túnel.

## Load-bearing capacity of precast concrete segmental tunnel linings

### Abstract

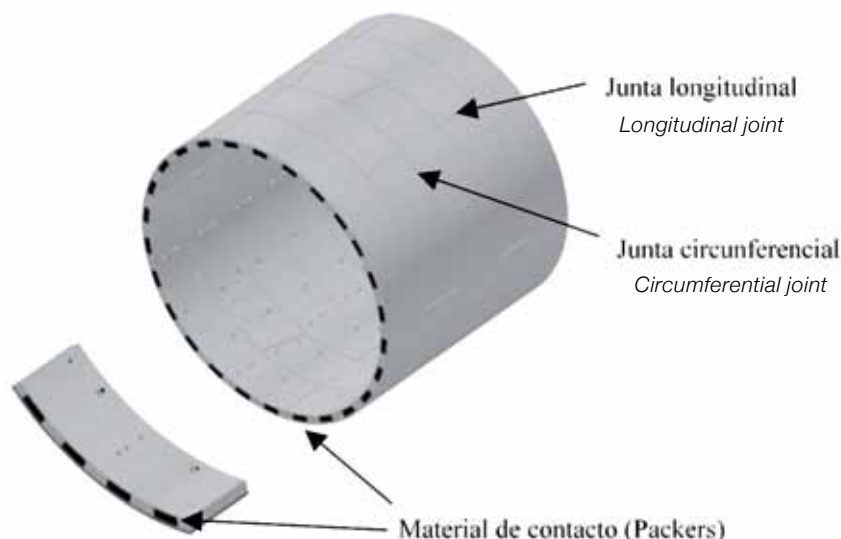
*This article presents the results of research carried out in the field of the structural response of tunnel linings made of precast concrete segments. The investigation began with the realization of a load test on a site located within an experimental section line 9 of the Barcelona Metro. The conclusions drawn about its behavior allowed the development of numerical models, both 2D and 3D, validated with the experimental results. This research also includes the study of the longitudinal behavior of the lining in order to determine the extent to which longitudinal compression initially introduced by the TBM is dissipated over time due to the influence of lining creep, which determines the longitudinal interaction between adjacent rings. Finally, the effect on the segmental lining design of taking into account its 3D response subjected to both, typical distributed design loads, or localized actions that would occur in special or accidental conditions is appraised.*

### Keywords

*Tunnel lining, structural response, on-site testing, structural analysis, numerical simulation*

## 1. Introduction

*There has been a considerable increase in the use of TBM's to construct tunnels over recent years due to the numerous advantages these offer over traditional boring methods. This system allows the construction of tunnels under large earth and water pressures, which then have to be borne by a structural lining. These new scenarios produce greater structural stress on this tunnel lining and subsequently makes their design one of the key elements of all tunnel projects.*



**Fig. 1. Revestimiento de túnel a base de dovelas prefabricadas de hormigón/Prefabricated concrete segmental tunnel lining**

El revestimiento se va construyendo en el interior de la tuneladora a medida que esta avanza, permitiendo proceder de la forma más segura posible a la contención de las tierras y el agua, al mismo tiempo que sirve de marco de reacción para que la tuneladora pueda ejercer su avance. Los revestimientos de túneles a base de dovelas se componen de varias piezas de hormigón prefabricadas que conforman un anillo, el montaje sucesivo de los cuales acaba formando la totalidad del revestimiento (Fig. 1).

Esta particular configuración genera una respuesta estructural condicionada por múltiples fenómenos complejos como el comportamiento de las juntas, los materiales de contacto dispuestos en ellos o de la interacción terreno-estructura [1, 2, 3]. La bibliografía y la práctica habitual presentan significativas lagunas a la hora de considerar adecuadamente dichos fenómenos en el análisis estructural de los revestimientos, siendo habitual aplicar simplificaciones de anillo aislado y continuo con propiedades elásticas. Por consiguiente, se pone de relieve el gran interés por el desarrollo de investigación en este ámbito, ya que la mejora del conocimiento de la respuesta estructural de los revestimientos permitirá optimizar los procesos de diseño y ofrecer un producto más seguro a un coste ajustado.

El trabajo aquí expuesto responde a un ambicioso plan de investigación planteado con el fin principal de incrementar el conocimiento sobre la respuesta estructural de los revestimientos de túneles realizados a base de dovelas

*The lining is built within the interior of the TBM as the machine advances, in this way serving as the safest means of retaining earth and water while also providing a reaction frame to allow the advance of the TBM. Segmental tunnel linings are formed by various precast concrete sections to form a ring and where the successive assembly of the same serves as the complete lining (Fig. 1).*

*This particular arrangement generates a structural response that is conditioned by a multitude of complex factors such as the behaviour of the joints, the packing material used at the same or the soil-structure interaction [1, 2, 3]. However, there are significant gaps in the literature on the subject and in standard practice regarding the correct consideration of these factors in the structural analysis of linings, and where it is more common to apply simplifications in the form of an isolated and continuous ring with elastic properties. This then underlines the growing need for further research in this area, as a better knowledge of the structural response of the linings would improve the design process and provide safer products at more reasonable cost.*

*The work described in this article corresponds to an ambitious research plan that primarily sets out to increase our knowledge with respect to the structural response of prefabricated segmental tunnel linings. To this effect, theoretical studies and experimental testing have been conducted together with advanced numerical simulations which have been seen to provide innovative and relevant conclusions in the field of tunnel structures.*

*The research started out with the design of an innovative test that would provide realistic data of the structural response of this type of*



prefabricadas. A tal efecto se han llevado a cabo tanto estudios teóricos, como ensayos experimentales, como simulaciones numéricas avanzadas, que han permitido alcanzar conclusiones innovadoras y relevantes en el ámbito de las estructuras de túneles.

La investigación partió del diseño de un ensayo innovador que permitiera obtener de forma realista la respuesta estructural de esta tipología de revestimiento en sus condiciones reales de trabajo. A partir de los conocimientos obtenidos en el ensayo, se determinaron los principales fenómenos que influyen en la respuesta estructural de los revestimientos y se desarrollaron técnicas de modelización numérica destinadas a reproducirlos de forma fidedigna. La adecuación de los modelos planteados se contrastó mediante la simulación numérica del ensayo, obteniendo un excelente nivel de precisión con respecto a los resultados experimentales.

Un segundo bloque de la investigación se ha centrado en la determinación de la respuesta tridimensional del revestimiento. Debido a la particular configuración de las juntas entre anillos (juntas circunferenciales), el nivel de la fuerza longitudinal que permanece en el túnel condiciona el nivel de interacción entre anillos adyacentes y, por lo tanto, la capacidad de reparto longitudinal o, lo que es lo mismo, el grado de tridimensionalidad de la respuesta. El estudio de los mecanismos longitudinales de transmisión de fuerzas ha permitido determinar los fenómenos que condicionan su evolución y, en base a estos, proponer formulaciones que permitan predecir la reducción que experimenta la fuerza longitudinal a lo largo del tiempo.

El conocimiento adquirido en este punto permitió la realización de modelos tridimensionales de elementos finitos capaces de reproducir de forma realista la respuesta estructural del revestimiento y, por consiguiente, analizar su comportamiento en distintas condiciones de carga, terreno envolvente y nivel de fuerza longitudinal. Este análisis ha permitido obtener significativas conclusiones sobre la tridimensionalidad de la respuesta estructural de los revestimientos de túnel realizados a base de dovelas prefabricadas, definiendo las condiciones en que se producen efectos significativos de acoplamiento entre anillos, las consecuencias de su no consideración en fase de diseño, y los modelos simplificados más adecuados para ser usados en dicha fase, evitando posibles defectos producidos por su no inclusión.

*lining under real working conditions. From the information obtained from testing, it was possible to establish the main factors influencing the structural response of linings and numerical modelling techniques were then developed to reproduce the same in a faithful manner. The suitability of the considered models was then compared by the numerical simulation of the test and showed an excellent degree of accuracy with respect to the test results.*

*A second area of research focused on the determination of the three-dimensional response of the lining. Due to the particular arrangement of the joints between rings (circumferential joints), the level of longitudinal force that remains in the tunnel conditions the degree of interaction between adjacent rings and, subsequently, the longitudinal distribution capacity or, what is the same, the three-dimensional level of response. The study of longitudinal stress-transfer mechanisms has made it possible to determine the factors conditioning the development of the same and has given rise to formulations to forecast the reduction in longitudinal stress over time.*

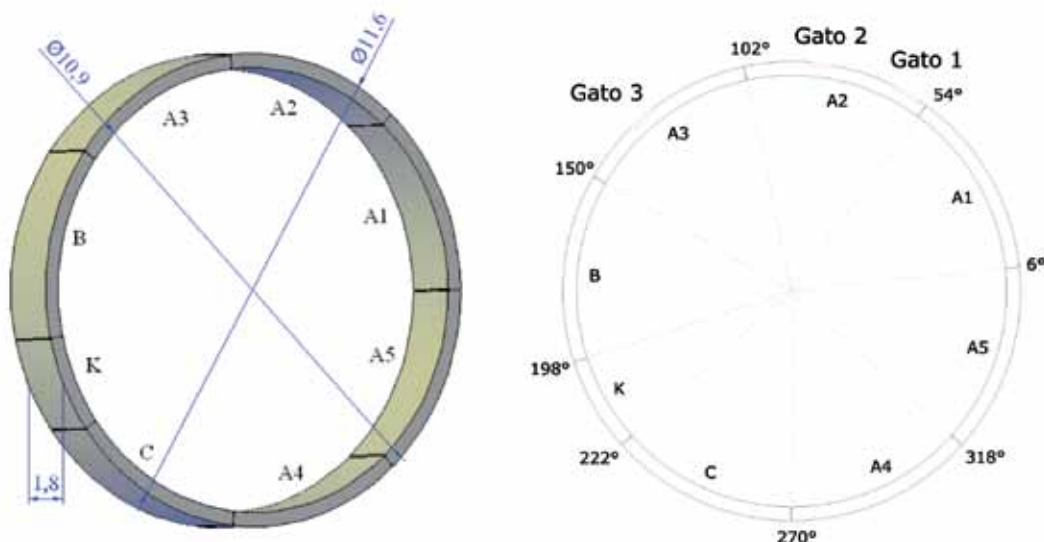
*The knowledge gained in this respect has made it possible to create three-dimensional finite element models capable of realistically reproducing the structural response of the lining and, subsequently, enabling the analysis of the lining behaviour under different loading, surrounding soil and longitudinal force conditions. This analysis has provided significant conclusions on the three-dimensionality of the structural response of precast segmental tunnel linings, defining the conditions under which significant coupling effects occur between rings, the consequences of ignoring these in the design stage, the most suitable simplified methods that may be used at this stage, and the prevention of possible defects caused by the failure to incorporate the same.*

## **2. On-site testing on line 9**

*In order to obtain clear test evidence of the real structural response of tunnel linings, an on-site test was carried out in a test section on Line 9 of the Barcelona metro [4.5]. The main feature of the test was that it was carried out on a ring set in its final position within the tunnel, thereby eliminating the main obstacle posed in previous tests conducted in laboratories where it was not possible to consider the real soil-structure interaction [2.5].*

*The test has three main objectives: 1) to develop and apply a new technique for the testing of tunnel linings that takes into account all the conditioning factors, 2) to obtain test evidence of the structural response of linings in on-site conditions, and 3) establish the viability of the use of steel fibres as the only reinforcement for the concrete segments.*

*The tunnel lining rings on the L9 are formed by eight 350 mm thick segments (7+K), which form an external  $f$ -diameter of 11.6m (Fig.*



**Fig. 2. Esquema de la configuración del anillo cargado en el tramo 4a de la Línea 9 (dimensiones en m)/  
Diagram of the loaded ring arrangement on section 4a of Line 9 (dimensions in m)**

## 2. Ensayo in situ línea 9

A fin de poder obtener evidencias experimentales claras de la respuesta estructural real presentada por los revestimientos de túneles, se llevó a cabo un ensayo in situ sobre un tramo experimental de la línea 9 del Metro de Barcelona [4,5]. La particularidad principal del ensayo es que se llevó a cabo sobre un anillo ubicado en su posición definitiva dentro del túnel, salvando de esta forma la limitación principal presentada por las experiencias previas realizadas, que no podían considerar la interacción terreno-estructura real al realizarse dentro de laboratorios [2,5].

El ensayo presentaba tres objetivos principales: 1) desarrollar y aplicar una nueva técnica para ensayar revestimientos de túneles teniendo en cuenta todos sus condicionantes, 2) obtener evidencia experimental de la respuesta estructural de los revestimientos en las condiciones in situ, y 3) determinar la viabilidad de la utilización de las fibras de acero como único refuerzo para el hormigón de las dovelas.

Los anillos de revestimiento del túnel de L9 están formados por 8 dovelas (7+K) de 350 mm de espesor que conforman un diámetro exterior de 11,6 m (Fig. 2). La configuración del ensayo se basaba en la aplicación de tres cargas puntuales en la zona de clave de un anillo (Fig.2), las cuales se generaban mediante tres gatos hidráulicos planos colocados en el trasdós de las dovelas durante el proceso de prefabricación (Fig. 3). La carga máxima finalmente aplicada fue de 3.000 kN, suficiente para generar una significativa fisuración del hormigón en el ámbito cargado.

2). The test arrangement was based on the application of three point loads set at the crown of the ring (Fig. 2) that were applied by hydraulic jacks set on the back of the segments during the precast process (Fig. 3). The maximum load finally applied was 3000 kN, this being sufficient to cause significant cracking of the concrete in the loaded area.

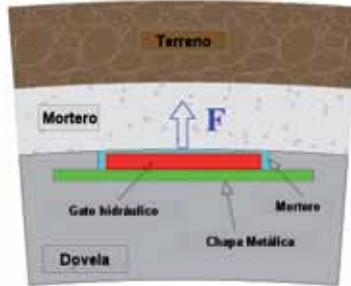
The test section was formed by 15 concrete segment rings, which were only reinforced by 60 kg/m<sup>3</sup> of steel fibres, 50 mm long by 1 mm diameter.

A large number of instruments were set internally and externally on both the loaded ring and adjacent rings to provide highly detailed recordings of the response of the structure to the different loading levels and combinations. The internal instruments consisted of total pressure cells and vibrating wire extensometers (Fig. 4a), which were fixed to light reinforcement which had been placed to this effect. The external instruments consisted of displacement transducers set in the joints to record joint movement (Fig. 4b) and vertical flexometers set in the cross-section of the tunnel to measure deformation.

The cracking patterns produced during the varying loading stages were meticulously recorded (Fig. 5). The cracking was mainly concentrated under the positions of the hydraulic jacks and reached a significant, maximum opening of 1.31 mm when only one jack was working with a force of 1500 kN.

The analysis of the results showed that the loaded ring barely transmitted loads to the adjacent rings and behaved in the manner of an arch under the effect of the concentrated loads, and determined the





**Fig. 3. Generación de cargas localizadas mediante gatos hidráulicos planos embebidos en el extradós de las dovelas/Generation of localized loads by flat hydraulic jacks set in the outer face of the segments**

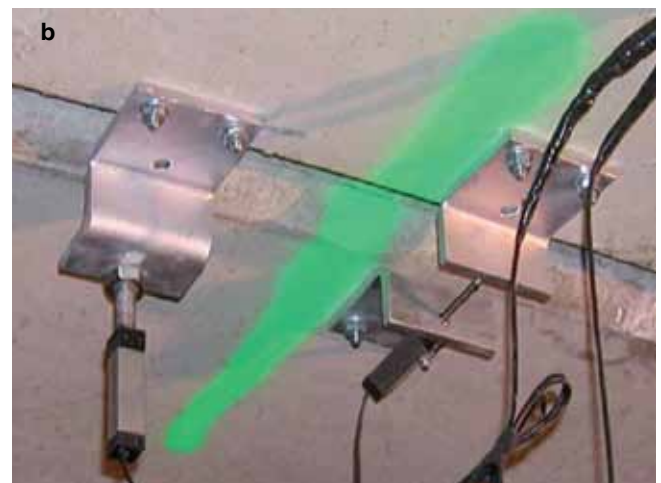
El tramo experimental estaba constituido por 15 anillos de dovelas de hormigón, las cuales estaban exclusivamente reforzadas mediante una cuantía de  $60 \text{ kg/m}^3$  de fibras metálicas con extremos conformados, de 50 mm de longitud y 1 mm de diámetro.

Se dispuso de una gran cantidad de instrumentación interna y externa tanto en el anillo cargado como en los adyacentes, permitiendo registrar con un gran nivel de detalle la respuesta presentada por la estructura frente a los distintos niveles y combinaciones de carga aplicados. La instrumentación interna estaba formada por células de presión total y extensómetros de cuerda vibrante (Fig. 4a), la cual estaba sujeta a una leve armadura dispuesta a tal efecto. La instrumentación externa consistía en transductores de desplazamiento ubicados en las juntas a fin de registrar sus movimientos (Fig. 4b), y de flexímetros verticales ubi-

*length of the scope of reaction of the arch supports against the soil. The soil-structure interaction was also seen to play a decisive role in the distribution of stress within the ring and, subsequently, in its structural response and where a tangential spring stiffness of 1/3 the radial stiffness was seen to be best suited to the test recordings. It was also seen that the movements of the loaded rings were primarily caused by concentrated rotations in the longitudinal joints and in the cracked sections under the jacks.*

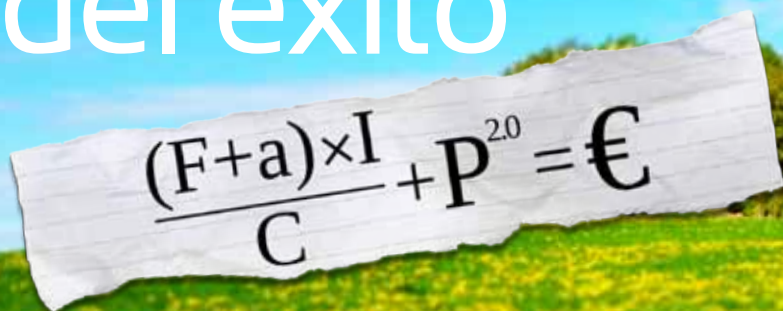
### 3. Load analysis models

*The optimization of the structural design process requires tools that can predict the structural response shown by a certain lining under its particular loading and boundary conditions. The many parameters affecting the same together with the inherent complexity of each one of these makes this task nigh on insurmountable when using simplified analytical models and, instead, requires the use of numerical simulation models.*



**Fig. 4. Imágenes de la instrumentación interna (a) y externa (b) dispuesta en el tramo experimental/Illustrations of internal (a) and external (b) instruments arranged in the test section**

# La fórmula del éxito


$$\frac{(F+a) \times I}{C} + P^{2.0} = \text{€}$$

F; Formación - a; Aptitud - I; Innovación - C; Crisis - P; Pensamiento 2.0 - €; Éxito

info@eadic.com

www.eadic.com

91 393 03 19

## El Boom de la Eficiencia Energética

Una simple búsqueda en Internet sobre la Certificación Energética de Edificios en España (CEE) nos devuelve 1,3 millones de entradas, muestra de la importancia que genera en la actualidad.

Eadic te ofrece cursos técnicos y programas superiores de Certificación energética de edificación existente y nueva edificación, con una duración aproximada de dos meses para seguir desarrollando más en profundidad tu perfil profesional.

Si quieres saber más acerca de qué es la Certificación Energética, la normativa y las oportunidades de empleo que ofrece, puedes visitar el enlace siguiente.

[www.bit.ly/energetica](http://www.bit.ly/energetica)



Realiza el concurso:

## “¿iPads, para qué os quiero?”

Para participar, simplemente dinos de la manera más original de qué modo usarías tu iPad2 y podrá ser tuyo.



[www.eadic.biz/ipad2](http://www.eadic.biz/ipad2)

Programas Superiores Online



**Fig. 5. Registro de la fisuración producida a lo largo de las diferentes etapas de carga aplicadas/Recording of cracking produced over the different loading stages**

cados en la sección transversal del túnel a fin de medir su deformación.

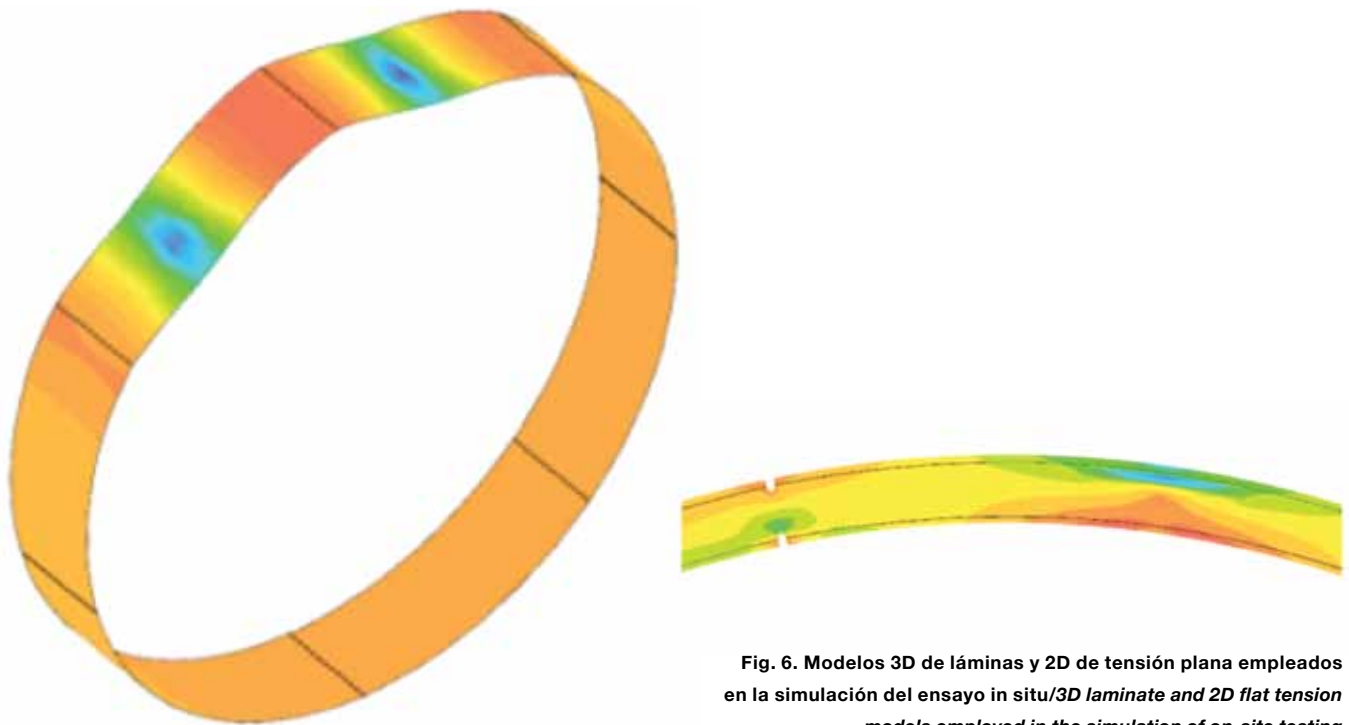
Los patrones de fisuración que se iban produciendo a lo largo de las distintas etapas de carga también fueron meticulosamente registrados (Fig. 5). Las fisuras se concentraron principalmente bajo las posiciones de los gatos hidráulicos, alcanzando una significativa apertura máxima de 1,31 mm cuando actuaba un único gato con una fuerza de 1.500 kN.

El análisis de los resultados permitió observar que el anillo cargado prácticamente no transmitía carga a los anillos adyacentes y que presentaba un comportamiento local tipo arco bajo el efecto de las cargas concentradas, determinándose la longitud del ámbito de reacción de los apoyos de arco contra el terreno. Asimismo, se observó cómo la interacción terreno estructura tiene un rol determinante en la distribución de fuerzas en el anillo y, por tanto, en su respuesta estructural, comprobándose que una rigidez tangencial de 1/3 de la radial era la que mejor ajustaba las medidas experimentales. Por otra parte, se comprobó que los movimientos en el anillo cargado estaban causados principalmente por las rotaciones

*On-site testing made it possible to identify those factors determining the structural response of the lining and those that should, subsequently, be included in a very precise manner. The strategy considered was based on the study of those modelling techniques that would allow the precise and individual reproduction of each of these factors, which could then be incorporated within a single model of the lining. In this way two models of the tunnel were developed to reproduce the on-site test - a flat 2D model and a 3D laminate finite element model (Fig. 6) - which would integrate the necessary techniques to reproduce: 1) the post-cracking behaviour of the steel fibre reinforced concrete; 2) the non-linear rotational response of the joints; 3) the non-linear behaviour with plastic deformation in the packing material in the joints between segments and; 4) soil-structure interaction [6].*

*The post-cracking behaviour of the steel fibre reinforced concrete (SFRC) was determined on the basis of experimental characterization based on four-point bending tests. Inverse analysis [7] was carried out on the basis of the load-deflection results in order to establish the tensile stress-crack opening behaviour of the SFRC employed. The soil-structure interaction was modelled by the Winkler hypothesis, using spring elements in the radial and tangential direction to the tunnel. The detachment of the joints was simulated by the use of joint elements with null tensile stiffness [8]. The packing material between the joints*





**Fig. 6. Modelos 3D de láminas y 2D de tensión plana empleados en la simulación del ensayo in situ/3D laminate and 2D flat tension models employed in the simulation of on-site testing**

concentradas en las juntas longitudinales y en las secciones fisuradas bajo los gatos.

### 3. Modelos de análisis resistente

La optimización del proceso de diseño estructural requiere disponer de herramientas que permitan predecir la respuesta estructural que un determinado revestimiento presenta ante sus particulares cargas y condiciones de contorno. Los múltiples parámetros que la afectan junto con la complejidad propia de cada uno de ellos hacen que esta tarea sea prácticamente inabordable mediante modelos analíticos simplificados, requiriendo la utilización de modelos de simulación numérica.

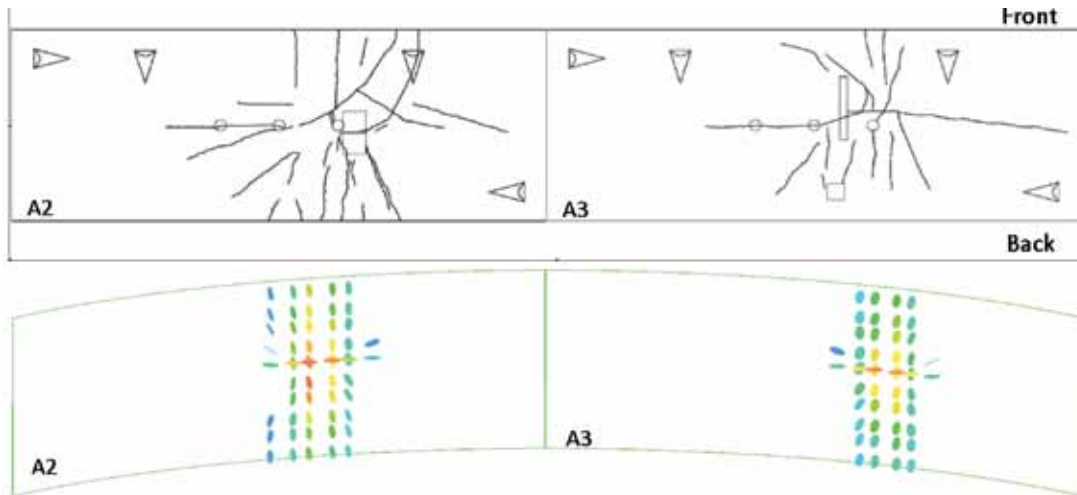
La realización del ensayo in situ permitió identificar los fenómenos que determinan la respuesta estructural del revestimiento y que, por tanto, debían ser incluidos de forma muy exacta. La estrategia adoptada se basó en el estudio de aquellas técnicas de modelización que permitieran reproducir de forma cuidadosa cada uno de estos fenómenos, de forma aislada, para finalmente integrarlos en un único modelo del revestimiento. De esta forma, se desarrollaron dos modelos de túnel para reproducir el en-

*showed a non-linear behaviour with plastic deformation which was characterized by a cyclic compression test.*

*The capacity of both these models to reproduce the real response was demonstrated on comparing the numerical results to the test recordings. The precision of the predicted displacements of the tunnel and the openings of the joints throughout the different loading stages backed up the reasoning, hypotheses and modelling techniques that had been adopted. The similarities between the numerical and the real cracking patterns demonstrated the suitability of the material model adopted to incorporate the contribution of steel fibres within the concrete (Fig. 7).*

### 4. Deferred longitudinal behaviour of tunnel linings

*The degree of three-dimensionality shown in the structural response of a concrete segment tunnel lining depends on their arrangement and the ensuing capacity to transfer tangential forces between rings. The majority of tunnel linings built in Spain have flat joints between rings (Fig. 1). This then means that the transfer of forces occurs through the contact elements (packers) set between adjacent rings, and where these are subsequently subject to shear and friction. As a result, the maximum tangential force that may be transferred will depend on the longitudinal force existing in the lining, which shall, in turn, condition the*



**Fig. 7. Comparativo de la fisuración real registrada en el ensayo y de la obtenida numéricamente/ Comparison of the real cracking recorded during testing with that obtained numerically**

sayo in situ, un 2D de tensión plana y un 3D de elementos finitos lámina (Fig. 6) que integraran las técnicas adecuadas para reproducir: 1) el comportamiento postfisuración del hormigón reforzado con fibras de acero, 2) la respuesta rotacional no lineal de las juntas, 3) el comportamiento no lineal con deformaciones remanentes presentado por el material de contacto de las juntas entre dovelas y 4) la interacción terreno-estructura [6].

El comportamiento postfisuración del hormigón reforzado con fibras de acero (HRFA) se determinó mediante una campaña experimental de caracterización basada en ensayos de flexotracción de cuatro puntos. Partiendo de los resultados carga-flecha obtenidos, se realizó un análisis inverso [7] para determinar el comportamiento tensión-apertura de fisura del HRFA utilizado. La interacción suelo-estructura se modelizó mediante la hipótesis de Winkler, utilizando elementos muelle en las direcciones radial y tangencial al túnel. El despegue de las juntas se simuló mediante la utilización de elementos junta con una rigidez a tracción nula [8]. El material de contacto dispuesto en las juntas (*packers*) presenta un comportamiento no lineal con deformaciones remanentes que se caracterizó mediante un ensayo cíclico a compresión.

La contrastación de los resultados numéricos con las medidas experimentales demostró la capacidad de ambos modelos para reproducir la respuesta real. La precisión en la predicción de los desplazamientos del túnel y en las

*degree of interaction between rings and the ensuing three-dimensional response of the structure.*

*The particular construction process employed by TBMs causes a permanent longitudinal force on the lining on generating the thrust and advance of the machine, while at the same time counteracting the earth and soil pressure on the cutter wheel at the excavation face. It is generally held by the literature on the subject that this force permanently remains in the lining [9, 10, 11]. However, if we consider the deferred deformations inevitably seen in the concrete, this hypothesis then proves somewhat unrealistic.*

*In order to clarify and establish the level of the longitudinal force remaining in the lining, a detailed study has been made of the construction process and the different mechanisms that may lead to the transfer of forces from the linings to the soil [12]. This theoretical analysis has shown the clear dependency that the remaining compressive stress has with respect to the longitudinal creep deformation of the lining. The structure compressed by the action of the TBM then undergoes a process of relaxation which leads to a progressive loss of longitudinal force with the passage of time. The analysis of the process has given rise to an analytical formula to predict the remaining compressive stress at any given moment of time  $t$  ( $\sigma_c(t)$ ) in accordance with the stress initially applied by the TBM ( $\sigma_c(t_0)$ ), the longitudinal creep coefficients ( $\varphi(t, t_0)$ ) and the ageing of the lining ( $\chi(t, t_0)$ ) (Equations 1-2). In accordance with the proposed formula, the remaining compression factor (RCF) shows a rapid fall for small creep coefficient values, and a more gentle decrease as these progress (Fig. 8).*

aberturas de las juntas a lo largo de los diferentes estadios de carga avaló la validez de la filosofía, las hipótesis y las técnicas de modelización adoptadas. Las similitudes entre los patrones de fisuración numérico y real corroboraron que el modelo material adoptado para incorporar la contribución de las fibras de acero en el hormigón era adecuado (Fig. 7).

#### 4. Comportamiento longitudinal diferido de los revestimientos

De acuerdo con su particular configuración, el nivel de tridimensionalidad que presenta la respuesta estructural de un revestimiento a base de dovelas de hormigón depende de la capacidad de transmisión de fuerzas tangenciales entre sus anillos.

La mayoría de los revestimientos de túnel construidos en la península ibérica presentan una configuración plana en sus juntas entre anillos (Fig. 1). Esto supone que la transferencia de fuerzas se produce a través de los elementos de contacto ubicados en las juntas entre anillos adyacentes (packers), quedando estos solicitados a corte y fricción. En consecuencia, la fuerza tangencial máxima que podrán transmitir dependerá de la fuerza longitudinal existente en el revestimiento, condicionando el grado de interacción existente entre anillos y la consiguiente respuesta tridimensional de la estructura.

El particular proceso constructivo que utilizan las tuneladoras produce una fuerza longitudinal permanente sobre el revestimiento a fin de producir el impulso y avance de la máquina, así como contrarrestar la presión de tierras y agua que el frente de excavación ejerce sobre la rueda de corte. De forma general, en la bibliografía se considera que esta fuerza permanece de forma permanentemente en el revestimiento [9, 10, 11]. No obstante, si se tienen en cuenta las deformaciones diferidas que, seguro, experimenta el hormigón, esta hipótesis puede resultar poco realista.

A fin de esclarecer y determinar el nivel de fuerza longitudinal remanente en el revestimiento, se ha desarrollado un estudio detallado del proceso constructivo así como de los diferentes mecanismos que podían causar la transmisión de fuerzas del revestimiento hacia el terreno [12]. Este análisis teórico ha demostrado la clara dependencia que la tensión de compresión remanente presenta respecto de la deformación de fluencia experimentada en dirección longitudinal por el revestimiento. La estructura

1.  $\sigma_c(t) = \sigma_c(t_0) \cdot RCF(t)$
2.  $RCF(t) = 1 - \frac{\varphi(t, t_0)}{[1 + \chi(t, t_0)\varphi(t, t_0)]}$

*The proposed formula was verified by numerical modelling through time and there was seen to be an excellent degree of correspondence between both results.*

*A study has also been made of the influence that the joint packer material may have on the deferred deformations observed. A specific laboratory test was conducted to determine the creep of these materials and an equation has been proposed for the global creep coefficient of the lining in order to unify the deferred deformations of the concrete and the packer [12].*

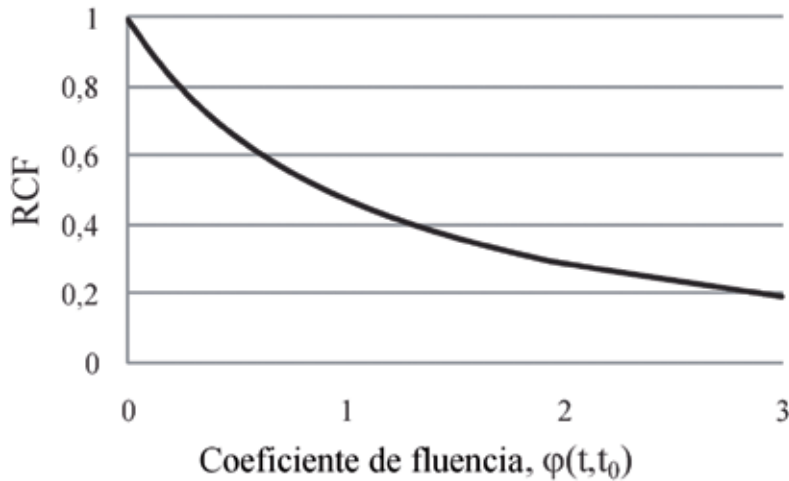
#### 5. Three-dimensional response of the lining

*Tunnel linings tend to be subjected to a practically hydrostatic pressure profile that varies slightly throughout the length of the tunnel due to the variations in cover and hydrogeological conditions. This would seem to imply that two adjacent rings would present the same loading arrangement under the same boundary conditions and where the deformations would supposedly be similar to each other. However, the staggered arrangement of the sections used in segmental lining (Fig. 1) may create different deformation patterns among adjacent rings on account of the concentration of rotations in the longitudinal joints (Fig. 9), and cause relative radial displacements between the same. These displacements lead to tangential stress in the circumferential joints and give rise to structural interaction between the rings. A low level of interaction would give a similar response to that provided by an isolated ring, while a high level of interaction would provide a response closer to a continuous tube, thereby increasing the stiffness of the lining and the bending stresses present in the same (Fig. 9).*

*A theoretical analysis was made of the resistance factors involved in the three-dimensional response of tunnel linings, and where the most decisive factors were seen to be the stiffness of the surrounding soil, the existing longitudinal force and the degree of load imbalance (ratio between the vertical pressure at the crown and the horizontal pressure at the axis).*

*A complex three-dimensional finite element model was developed to faithfully reproduce the structural response of a real section of 11 rings set on section 4a of Line 9 of the Barcelona Metro [13]. This was formed by 17,820 laminate elements simulating the segments, 1,992 joint elements representing the connections between segments and*





**Fig. 8. Evolución del factor de compresión remanente (RCF) en función del valor del coeficiente de fluencia ( $\varphi(t, t_0)$ ) (Coeficiente de envejecimiento constante)/Evolution of the remaining compression factor (RCF) according to creep coefficient value ( $\varphi(t, t_0)$ ) (Constant ageing coefficient).**

comprimada por la acción de la tuneladora experimenta un proceso de relajación que origina la progresiva pérdida de la fuerza longitudinal a medida que pasa el tiempo. El análisis de este mecanismo ha permitido determinar una formulación analítica para la predicción de la tensión de compresión remanente en un determinado instante de tiempo  $t$  ( $\sigma_c(t)$ ) en base a la tensión inicialmente aplicada por la tuneladora ( $\sigma_c(t_0)$ ), y a los coeficientes de fluencia longitudinal ( $\varphi(t, t_0)$ ) y de envejecimiento del revestimiento ( $\chi(t, t_0)$ ) (Eq. 1 y 2). De acuerdo con la formulación propuesta, el factor de compresión remanente (RCF) presenta un rápido descenso para valores pequeños del coeficiente de fluencia, decreciendo de forma más suave a medida que este avanza (Fig. 8).

1.  $\sigma_c(t) = \sigma_c(t_0) \cdot RCF(t)$
2.  $RCF(t) = 1 - \frac{\varphi(t, t_0)}{[1 + \chi(t, t_0) \varphi(t, t_0)]}$

Un modelo numérico de análisis evolutivo ha permitido realizar la contrastación de la formulación propuesta, obteniendo un excelente nivel de adecuación entre ambos resultados.

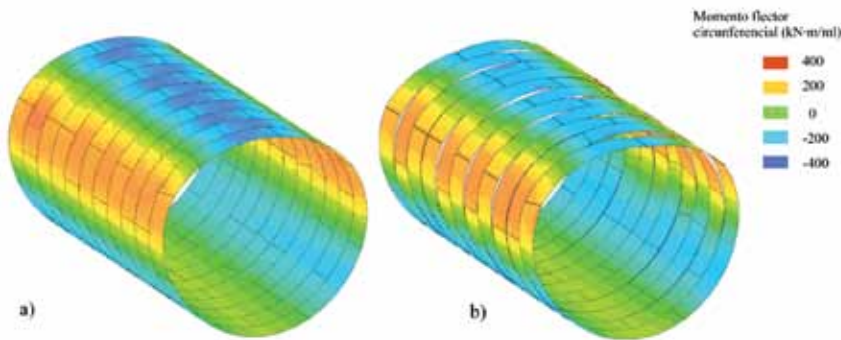
Además, también se ha estudiado la influencia que las deformaciones diferidas experimentadas por el material de contacto de las juntas (*packers*) podía presentar. Se ha realizado un ensayo específico de laboratorio para determinar la fluencia de estos materiales y se ha propuesto

*rings and 62,040 spring elements representing the soil-structure interaction. The main objective of the model was to ascertain the conditions under which significant three-dimensional effects occur and to analyse the resulting consequences of ignoring these in the design process.*

*The results of the numerical model showed that the ring coupling effects led to a reduction in the deformation of the lining and an increase in the bending stress with respect to the hypothesis of an isolated ring. These effects were seen to increase noticeably with any reduction in the stiffness of the surrounding soil and/or increase in unbalanced loading.*

*A parametric analysis made it possible to define the conditions under which the stiffness of the surrounding soil and the unbalanced loading would have a significant effect on the deformation and the bending stress in the structure (greater than 10% with respect to the results of the isolated ring under the same conditions, Fig. 10). It was noted that the coupling effects only had a significant influence in soft ground conditions (with a deformation modulus of less than 150 Mpa) and under highly unbalanced loading [13].*

*The non-linear analysis of the material showed that any failure to consider the coupling effects during the design process could lead to the appearance of cracks in the segments but would not encompass any danger of collapse of the structure. It is then possible to state that the use of an isolated stiff ring in the design process serves as a simplified form of analysis that makes it possible to establish the upper limit of the bending stresses that arise when the structure presents coupling effects.*



**Fig. 9. Deformación y momentos flectores circunferenciales obtenidos en un mismo caso considerando (a) y obviando (b) los efectos de acoplamiento entre anillos/Deformation and circumferential bending moments obtained in the same tube when considering (a) and ignoring (b) the coupling effects between rings**

una formulación para el coeficiente global de fluencia del revestimiento con el fin de unificar las deformaciones diferidas del hormigón y del *packer* [12].

**5. Respuesta tridimensional del revestimiento**

Los revestimientos de túnel suelen estar sometidos a un perfil de presiones prácticamente hidrostático que va variando levemente a lo largo de la traza del túnel debido a las variaciones de cobertura y de condiciones hidrogeológicas. Este hecho genera que dos anillos adyacentes presenten el mismo esquema de carga en las mismas condiciones de contorno, esperando, por consiguiente, deformaciones similares en los mismos. En realidad, la configuración de piezas al tresbolillo utilizada en los revestimientos de dovelas (Fig. 1) puede generar patrones de deformación diferentes entre anillos adyacentes por la concentración de rotaciones en las juntas longitudinales (Fig. 9), originando desplazamientos radiales relativos entre ellos. Estos desplazamientos producen una sollicitación tangencial de las juntas circunferenciales, activando los mecanismos de interacción estructural entre anillos. Un bajo grado de interacción comportará una respuesta similar a la ofrecida por un anillo aislado, mientras que un elevado grado de interacción comportará una respuesta cercana a la de un tubo continuo, incrementando la rigidez del revestimiento y los esfuerzos de flexión presentados en él (Fig. 9).

Se realizó un análisis teórico de los mecanismos resistentes involucrados en la respuesta tridimensional de los reves-

**6. Conclusions**

*The research carried out directly contributes to the improved knowledge of the structural response of precast concrete segmental tunnel linings. The undertaking of an innovative on-site test revealed the main factors governing the behaviour of this type of linings.*

*This has made it possible to produce enhanced numerical modelling techniques based on the individualized reproduction of these factors and their subsequent incorporation within a single tunnel model. The excellent results obtained in the on-site test simulation have validated the model, which has since been satisfactorily employed to analyse specific situations in different tunnels.*

*The analysis of the mechanisms of longitudinal load transfer have made it possible to establish the scope of the loss of longitudinal compression over time due to the creep of the lining. This factor conditions the capacity for longitudinal interaction, which decreases over time.*

*It has similarly been demonstrated that the coupling effect between rings may have an influence on the three-dimensional response of the linings and where indications have been given of the conditions under which these may arise and the possible consequences of any failure to consider these in the design stage.*

**Acknowledgements**

*The authors wish to express their gratitude to GISA and FCC Construcción SA for all the assistance provided for the research into the structural response of tunnel linings. **ROP***

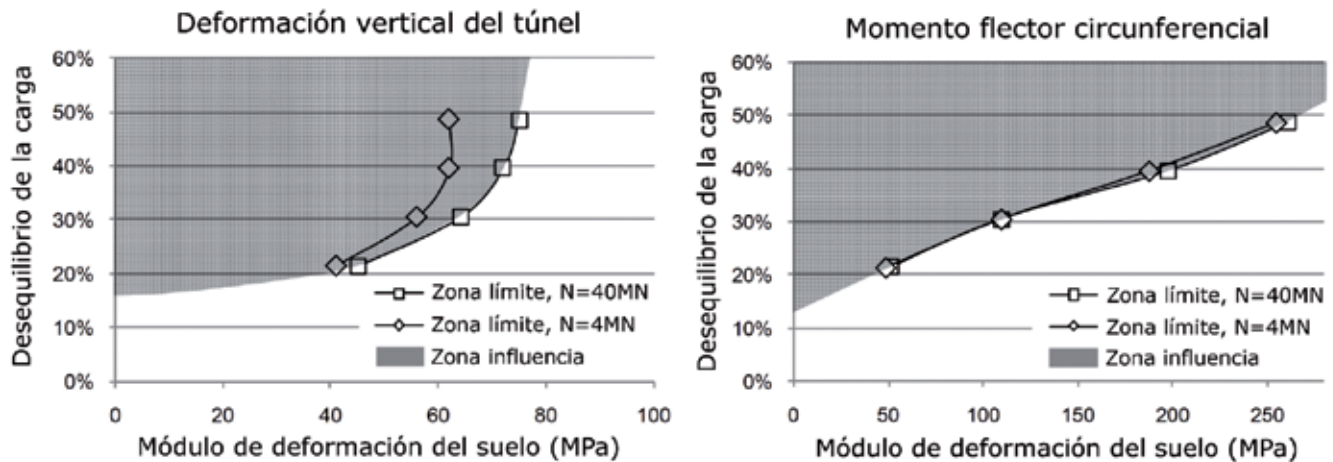


Fig. 10. Determinación de las condiciones de influencia de los efectos de acoplamiento para el caso analizado de la Línea 9/Area of influence of coupling effects in the cases analysed on Line 9

timientos de túnel, concluyendo que sus factores más determinantes deberían ser la rigidez del terreno envolvente, la fuerza longitudinal existente y el grado de desequilibrio de la carga (relación entre las presiones vertical en clave y horizontal en eje).

Un complejo modelo tridimensional de elementos finitos fue desarrollado a fin de reproducir de forma precisa la respuesta estructural de un tramo real de 11 anillos pertenecientes al tramo 4a de la línea 9 del Metro de Barcelona [13]. Este estaba formado por 17.820 elementos lámina reproduciendo las dovelas, 1.992 elementos junta para simular las conexiones entre dovelas y entre anillos y de 62.040 elementos muelles para considerar la interacción terreno-estructura. Los principales objetivos se basaban en determinar las condiciones en las cuales se producen efectos tridimensionales significativos, así como analizar las consecuencias de no considerarlos en el proceso de diseño.

Los resultados del modelo numérico mostraron que los efectos de acoplamiento entre anillos producen una reducción en la deformación del revestimiento y un incremento de los esfuerzos de flexión respecto a la hipótesis de anillo aislado. Estos efectos se incrementan sensiblemente en cuanto disminuye la rigidez del terreno envolvente y/o crece el desequilibrio de la carga aplicada.

Un análisis paramétrico permitió definir las condiciones de rigidez del terreno envolvente y de desequilibrio de la carga que producen una afectación significativa sobre la

deformación y los esfuerzos de flexión en la estructura (mayores al 10 % respecto a los resultados del anillo aislado en las mismas condiciones, Fig. 10). Se observa que los efectos de acoplamiento solo presentan una influencia significativa para condiciones de terreno blando (con módulos de deformación inferiores a 150 MPa) y desequilibrios de carga altos [13].

El análisis no lineal por el material reveló que la no consideración de los efectos de acoplamiento durante el proceso de diseño podría producir la aparición de fisuras en las dovelas, pero no debería comportar un peligro de colapso para la estructura. Por ello, es posible afirmar que el empleo de un anillo aislado rígido en el proceso de diseño es la opción de análisis simplificado que permite obtener un límite superior adecuado para los esfuerzos de flexión acaecidos cuando la estructura presenta efectos de acoplamiento.

## 6. Conclusiones

La investigación desarrollada ha supuesto una contribución directa en el conocimiento de la respuesta resistente de los revestimientos de túnel realizados a base de dovelas prefabricadas de hormigón. La realización de un innovador ensayo in situ evidenció los principales fenómenos que gobiernan el comportamiento de este tipo de revestimientos.

Ello ha permitido poner a punto técnicas de simulación numérica basadas en la reproducción individualizada de



dichos fenómenos y su posterior integración en un único modelo de túnel. Los excelentes resultados obtenidos en la simulación del ensayo in situ han validado el modelo, el cual ha sido satisfactoriamente usado para analizar situaciones particulares en diferentes túneles.

El análisis de los mecanismos longitudinales de transmisión de fuerzas ha permitido determinar el alcance de la pérdida de compresión longitudinal en el tiempo debido a la fluencia del revestimiento. Este hecho condiciona la capacidad de interacción longitudinal, que disminuye con la edad de túnel.

Finalmente, se ha puesto de manifiesto la influencia que los efectos de acoplamiento entre anillos pueden presentar en la respuesta tridimensional de los revestimientos, detallando las condiciones en que se pueden producir, así como las posibles consecuencias de su no consideración en la etapa de diseño.

### Agradecimientos

Los autores quieren mostrar su agradecimiento a GISA y a la empresa FCC Construcción SA por todo el apoyo dado a la investigación de la respuesta estructural de los revestimientos de túnel. **ROP**

### Notas

[1] Muir Wood, A.M., 1975. The circular tunnel in elastic ground. *Géotechnique*, 25(1), 115-127.

[2] Blom, C.B.M., 2002. Design philosophy of concrete linings for tunnels in soft soils. PhD Thesis. Technische Universiteit Delft.

[3] Teachavorasinskun, S., Chub-uppakarn, T., 2010. Influence of segmental joints on tunnel lining. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25, 490-494.

[4] Molins, C., Marí, A., Aguado, A., (2005), Proyecto de prueba de carga del revestimiento del túnel a base de dovelas. III Congreso de la Asociación Científico-Técnica del Hormigón Estructural.

[5] Molins, C., Arnau, O., (2011), Experimental and analytical study of the structural response of segmental tunnel linings based on an in situ loading test. Part 1: Test configuration and execution. *Tunnelling and Underground Space Technology*. Volumen 26, p. 764-777.

[6] Arnau, O., Molins, C., (2011), Experimental and analytical study of the structural response of segmental tunnel linings based on an in situ loading test. Part 2: Numerical simulation. *Tunnelling and Underground Space Technology*. Volumen 26, p. 778-788.

[7] Roelfstra, P.E., Wittmann, F.H., 1986. Numerical Method to link Strain Softening with failure of Concrete. *Fracture Toughness and Fracture Energy of Concrete*. Ed. F.H.Wittmann, Elsevier Science, 163-175.

[8] Plizzari, G.A., Tiberti, G., 2006. Steel Fibers as Reinforcement for Precast Tunnel Segments. *Proceedings of the ITA-AITES 2006 World Tunnel Congress and 32nd ITA General Assembly*. 6 pp.

[9] Blom, C.B.M., van der Horst, E.J., Jovanovic, P.S., 1999. Three-dimensional Structural Analyses of the Shield-Driven "Green Heart" Tunnel of the High-Speed Line South. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol 1, Nº 2, 217-224.

[10] Klappers, C., Grübl, F., Ostermeier, B., 2006. Structural analyses of segmental lining – coupled beam and spring analyses versus 3D-FEM calculations with shell elements. *Proceedings of the ITA-AITES 2006 World Tunnel Congress, Safety in the Underground Space*, 6 pp.

[11] Mo, H.H., Chen, J.S., 2008. Study on inner force and dislocation of segments caused by shield machine attitude. *Tunnelling and Underground Space Technology* 23, 281-291.

[12] Arnau, O., Molins, C., Blom, C.B.M., Walraven, J.C., (2012), Longitudinal Time-Dependent response of segmental tunnel linings. *Tunnelling and Underground Space Technology*, Volumen 28, p. 98-108.

[13] Arnau, O., Molins, (2012), Three dimensional structural response of segmental tunnel linings. *Engineering Structures*, Volumen 44, p.210-221.

# Relleno con bicomponente del *gap* de los anillos de dovelas en los escudos no presurizados



**Felipe Mendaña Saavedra**

Doctor ingeniero de Caminos, Canales y Puertos



**Carlos Pindado Carrión**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Ingénieur des Ponts et Chaussées

## Resumen

Los anillos prefabricados utilizados en los escudos presentan serios problemas derivados de los morteros usados para el relleno del hueco entre anillo y terreno.

Los nuevos materiales conocidos como 'bicomponentes A+B' son los que se han impuesto para sustituir al mortero. El componente A es una suspensión coloidal de una mezcla de conglomerantes hidráulicos y el B es un acelerante, generalmente silicato sódico.

En los escudos presurizados el bicomponente se viene aplicando con éxito a través de la cola del escudo, mientras que en los escudos abiertos la aplicación se ha hecho hasta ahora a través de las propias dovelas con problemas de conformación del anillo y de permeabilidad del relleno.

Para evitar estos inconvenientes, se está desarrollando la modificación de los escudos simples que construirán el túnel bitubo de Bolaños en la línea de AVE Madrid-Noroeste de España, para aplicar el relleno bicomponente también por la cola de la máquina. El artículo expone los ensayos previos con que se definieron las características, dosis y procesos de empleo del nuevo producto, así como las adaptaciones del diseño del escudo.

## Palabras clave

Bentonita, suspensión coloidal, retardante, acelerante, silicato sódico, mezcladora coloidal, viscosidad/fluidez, exudación/estabilidad, gel, tiempo de gelificación, línea de inyección, salidas de inyección, embudo Marsh

## Abstract

*The precast rings used on the shields show serious problems due to the mortar used as backfilling of the void between the ring and the terrain.*

*The new materials known as "Bicomponents A+ B" have been the ones that offer the best results. Component A is a colloidal suspension cement based, with other hydraulic conglomerates, and Component B is an accelerator, usually sodium silicate.*

*On the pressurized shields, the bicomponent is applied without problems through the tail shield. In the case of open shields the bicomponent is being applied up to now through the segments with many problems due to the conformation of the ring and the permeability of the backfilling.*

*To avoid these inconveniences the shields that will build the Bolaños twin tunnels, on the AVE Line from Madrid to the Northwest of Spain, are being modified to apply the bicomponent also through the tail shield. The article shows the tests made for the definition of the characteristics, doses and appliance process, as well as the mechanical adaptation of the machines.*

## Keywords

*Bentonite, colloidal suspension, stabilizer, accelerator, sodium silicate, colloidal mixer, viscosity/flowability, bleed/stability, gel, gel time, injection line, Marsh funnel*

## 1. Introducción

Los primeros intentos de utilizar materiales diferentes de los morteros de cemento *portland* para rellenar el hueco existente entre el trasdós de los anillos de dovelas y el terreno excavado por los escudos (el *gap* del avance con

escudo), tuvieron lugar en Japón, en la década de los años 1980-90, sin llegar a resultados satisfactorios.

Puede decirse que, desde un principio, tales intentos se orientaron básicamente a ensayar mezclas viscosas de

agua y aglomerantes hidráulicos de fraguado lento bombeables (generalmente, cementos compuestos con puzolanas o arcillas bentoníticas) que, según iban rellenando el *gap*, se provocaba su fraguado al inyectarles un aditivo que transforma la mezcla en un sólido blando (un gel) que endurece rápidamente alcanzando características resistentes superiores, o al menos similares, a las de los terrenos blandos presentes en el trazado del túnel.

Las dificultades encontradas hicieron retrasar la reanudación de los ensayos hasta conseguir, en los años iniciales del presente siglo, los primeros resultados favorables al logro de la esperada nueva tecnología, si bien a través de versiones diferentes de las actualmente existentes, cuyo comienzo debe situarse en el entorno de los años 2005 a 2007. Ello no quita que, para algunos países, la actual nueva tecnología siga siendo una desconocida.

Y al decir “actual tecnología” nos referimos a que el nuevo producto de relleno del *gap* del revestimiento de los anillos de dovelas prefabricadas de hormigón armado de un túnel, producto que suele llamarse relleno bicomponente, es el obtenido al mezclar los dos componentes siguientes:

– El “Componente A” (en lo que sigue “Com. A”), una suspensión coloidal, lograda a partir de una lechada de agua, cemento portland, bentonita y aditivos de tipo retardador y estabilizador.

– El “Componente B” (en lo que sigue “Com. B”) es un acelerador de fraguado, usualmente silicato sódico.

Hasta comprobar que el “Com. A”, cuyo volumen supera el 90 % del total del bicomponente, tenía que ser una verdadera suspensión coloidal, no se consiguió que sus características físicas pudieran mantenerse prácticamente constantes, para poder ser bombeable durante un plazo prolongado de varios turnos de trabajo, pese a su relativamente alta viscosidad. Y ello supuso desarrollar el diseño y fabricación de los medios auxiliares adecuados para lograr dicha estabilidad, lo que equivale a decir que el componente fuese una suspensión coloidal.

Como suspensión coloidal que es, el “Com. A”, al recibir la inyección de “Com. B” se transforma en un “gel” y con tanta mayor efectividad –y también rapidez– cuanto más turbulento es el régimen en el que se hace la mezcla, para

conseguir lo cual, en la técnica actual, el “Com. B” se inyecta a alta presión ( $\geq 6$  bar).

En cuanto a la elección de los productos y medios de fabricación del “Com. A” es muy importante procurar la mayor finura de molido del cemento, así como la mayor calidad y uniformidad de la bentonita. En todo caso, solo utilizando mezcladoras de alta resistencia, en vez de las convencionales de paletas, es posible reducir el tamaño de los granos de cemento, aproximándolo al de las arcillas, para lograr el carácter coloidal de la mezcla. Por último, es necesario también que el grado de hidratación de la bentonita alcance un nivel mínimo, lo que con frecuencia requiere una instalación adicional.

Estas son las condiciones básicas para lograr la suspensión coloidal deseada y, en definitiva, para obtener el sólido blando o “gel” con el que hacer el relleno.

Por último, en cuanto a los métodos o sistemas ensayados, la tecnología del relleno del *gap* con bicomponente en los escudos se inició con la aplicación de los componentes a través de los orificios de las dovelas.

Ya se comprende que los incidentes debidos a los atascos en las tuberías generales y, sobre todo, en las líneas de inyección, recomendaban la cautela de hacer la mezcla de los dos componentes en un punto próximo al recinto a rellenar.

Pues bien, las realizaciones de este tipo siguen utilizándose en muchos casos y, sobre todo, se han mantenido en las aplicaciones a los escudos no presurizados, en los que sigue predominando el empleo de morteros, por las dificultades que presenta la falta de un espacio confinado para el relleno.

En los escudos de frente en presión, por el contrario, ese confinamiento existe, por ser condición del propio sistema de ciclos de “avance/colocación y relleno del *gap* de cada anillo”. Ello ha permitido utilizar la inyección del bicomponente por la cola de la máquina, del mismo modo que se hace con los morteros convencionales. Es por eso que, a partir del año 2010, hay una proporción creciente de escudos presurizados que se diseñan para el relleno del *gap* con bicomponente.

Pues bien, la aplicación de la inyección por cola a los escudos abiertos o no presurizados está siendo llevada a cabo en un par de proyectos actualmente en fase de

construcción, uno de ellos en España, en el que estamos interviniendo y al que se refiere este artículo.

## 2. Ventajas de la aplicación del bicomponente en los escudos

El relleno del *gap* de los anillos con bicomponente, comparado con el realizado con morteros convencionales, presenta las ventajas generales siguientes:

- 1) La inyección de mortero requiere utilizar bombas de hormigonado de alta presión, lo que puede tener un efecto negativo sobre el terreno.
- 2) La fluidez y estabilidad del "Com. A" permite su bombeo a grandes distancias (2 a 3 km), lo que hace posible su almacenamiento en depósitos montados en el exterior o dentro del túnel, con capacidad para el consumo diario, desde los cuales se alimenta el tanque montado en el *backup* del escudo, cuya capacidad suele permitir el relleno de hasta dos anillos.

A lo anterior se añade que el tipo de inyección o bombeo suave, con bombas de helicoide (o tornillo), evita por completo los atascos de las tuberías generales del escudo o de las líneas de inyección, con todo lo cual, la nueva tecnología asegura que no se produzcan paradas no programadas, que aumentan el coste, tanto por afectar al rendimiento del

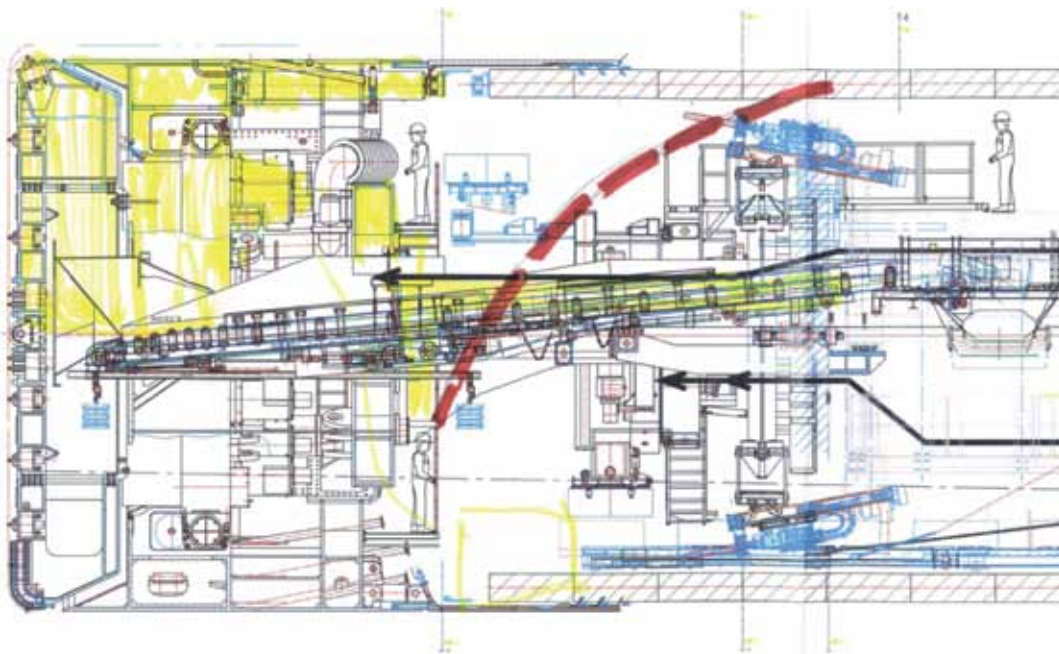
avance, como por las pérdidas del material de relleno que debe tratarse como desecho.

A estas ventajas generales deben añadirse, en el caso de los escudos no presurizados, las siguientes:

- 3) Las bombas de hormigonado de alta presión, que requieren los rellenos con morteros convencionales, suelen tener efectos negativos sobre la colocación de los anillos, al provocar desplazamientos de sus dovelas (bien entre las del anillo, bien respecto de las del anillo precedente), dando lugar a la formación de "cejas" (*sets-off*) o, incluso a la aparición de fisuras de flexotracción.

Por el contrario, el relleno con bicomponente afecta mínimamente al terreno y al anillo por dos razones: a) la inyección se hace de forma suave y a baja presión (1 bar como referente, con límite superior < 2 bar), y b) su baja viscosidad que facilita la entrada y relleno del *gap* de manera mucho más efectiva.

- 4) El inicio del fraguado del mortero convencional es excesivamente lento, pudiendo afectar al ritmo de avance. La aplicación de acelerantes, para evitarlo, complica mucho el proceso si no se dispone de operadores muy cualificados y con experiencia suficiente<sup>1</sup> y, aun así, no puede ser totalmente completo (ver figura 1).



**Fig. 1. Situación óptima del relleno del *gap* con mortero en escudos no presurizados**



A lo anterior hay que añadir el riesgo de dejar huecos sin rellenar, causa de descolocación de las dovelas, que recibirán cargas excéntricas al excavar el módulo del anillo siguiente, con aumento del efecto *bursting* hasta niveles superiores a los de diseño, lo que puede originar una fisuración importante.

En cambio, la “gelificación” casi inmediata del bicomponente, junto con su rápido aumento de la resistencia<sup>2</sup>, permiten fijar adecuadamente el anillo y, a la vez, favorecen la estabilidad de terreno excavado.

5) Por último, el bicomponente tiene mucho menor permeabilidad que el mortero fresco, por lo que es más resistente al lavado, habiéndose demostrado su efectividad en cuanto al sellado del relleno del *gap* frente a aportaciones freáticas.

### 3. Los proyectos de los túneles de Bolaños

Los proyectos de los túneles gemelos de Bolaños, situados en la provincia de Orense (Galicia), actualmente en construcción, se inscriben en el tramo Vilariño-Campobeceros (eje Lubián-Orense), de la línea del nuevo acceso ferroviario de Alta Velocidad al norte y noroeste de España.

Los túneles, de un diámetro interior de 8,75 m, con una separación entre ejes de unos 30 m y longitud total de unos 6.723 m cada uno, se están excavando desde el presente verano con tuneladoras del tipo “escudo simple”, con ruedas de corte de unos 9,90 m, y se revestirán con anillos de dovelas prefabricadas de hormigón armado de 1,60 m de largo y 0,37 m de espesor, con doble junta de estanqueidad (*double gasket*), de anchura normal la más próxima al terreno y anchura menor la próxima al intradós. Además de una garantía adicional de impermeabilidad, se evita también el riesgo de contacto directo entre hormigones.

La elección de dicho tipo de máquinas se justificó en los proyectos, atendiendo a las características de los terrenos del macizo a atravesar, que se distribuyen, aproximadamente, en unos 2.855 m (un 42,5 % de la longitud total) en areniscas y cuarcitas duras y abrasivas, con recubrimiento máximo de 205 m y unos 3.870 m (un 57,5 % de la longitud total) en pizarras, con un recubrimiento máximo de 200 m.

Las experiencias anteriores en los túneles con tuneladora de la red nacional de Alta Velocidad sobre el control de las aguas procedentes de los macizos, cuya afluencia es consecuencia del efecto drenante de los túneles, no fueron

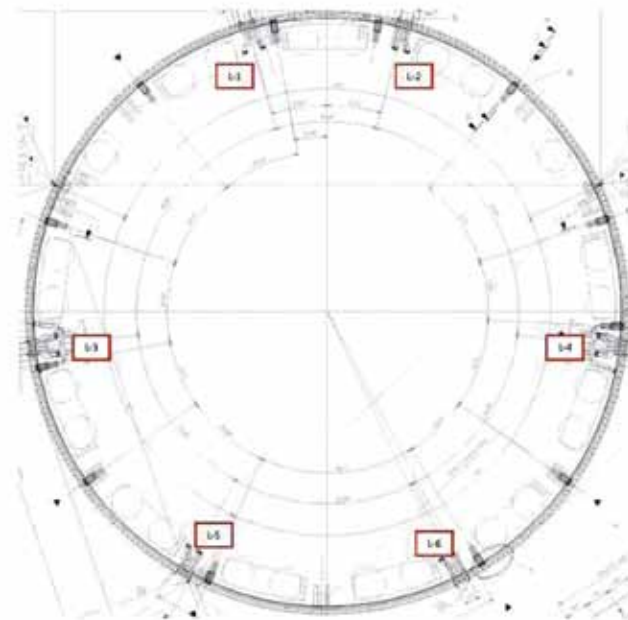


Figura 2. Distribución de los puntos de inyección

todo lo satisfactorias que se esperaba. La causa principal se atribuyó, principalmente, a la permeabilidad de los rellenos del *gap* anillo/terreno, construidos con morteros convencionales, ya comentada entre otros inconvenientes de los mencionados morteros.

Por otra parte, la aplicación de los rellenos con bicomponente por inyección por cola en escudos presurizados (principalmente de tipo EPB) ha resuelto de forma satisfactoria dicho inconveniente en un número significativo de túneles construidos desde 2005. Ello unido a las otras ventajas, ya comentadas, que ofrece el relleno con bicomponente respecto de los morteros convencionales, fueron el motivo por el que la dirección de obra de los túneles de Bolaños se mostró interesada en que se estudiase la posibilidad de la aplicación de la nueva tecnología, con relleno por cola, a un escudo simple.

Se eligió para el estudio un escudo Herrenknecht, que había trabajado ya en los túneles de Pajares en formaciones similares y con recubrimientos bastante mayores (próximos a los 1.000 m) contando, a la vez, con la colaboración de dicho fabricante, de amplia experiencia en la nueva tecnología en escudos EPB.



Fig. 3. Escudo de cola preparado para colocar las líneas de inyección

Respecto de la experiencia del fabricante, debe decirse, por una parte, que estaba iniciando un desarrollo similar para un escudo simple de unos 8 m de diámetro, que construirá un túnel de unos 53 km en los Estados Unidos, en la localidad de Cleveland (Ohio), obra con el que mantenemos un intercambio de información.

Y, respecto de la experiencia de fabricante y constructores, se ha de añadir que dos escudos Herrenknecht tipo EPB, de

unos 10 m de diámetro fueron utilizados por las empresas Acciona Infraestructuras y FCC Construcción, pertenecientes a sendas UTE adjudicatarias de este túnel de Bolaños, en las respectivas obras, recientemente terminadas, del acceso al aeropuerto de Brisbane (Australia) y del Metro de Panamá.

#### 4. Adaptación del escudo abierto

Los estudios del fabricante en relación con la adaptación de los escudos fueron discutidos ampliamente con la dirección de obra, llegándose a la siguiente solución.

##### 4.1. Líneas para la salida de la inyección

El esquema aprobado que se representa en la figura 2 reproduce la sección del escudo de cola con que se dotará la máquina, con 6 salidas o puntos de inyección. En la figura 3 puede verse el escudo de cola de la máquina tal como se presentó en taller para la adaptación de las tuberías de inyección, en forma similar a las anteriormente empleadas para el mortero, también dobles (una de reserva) para cada salida.

Por otra parte, para estas líneas de inyección del “Com. A” y “Com. B” situadas en el interior del escudo de cola, se adoptó la disposición y salida de la figura 4.

La pieza que figura en el esquema protegiendo el punto de unión de los dos componentes es fácilmente retirable para

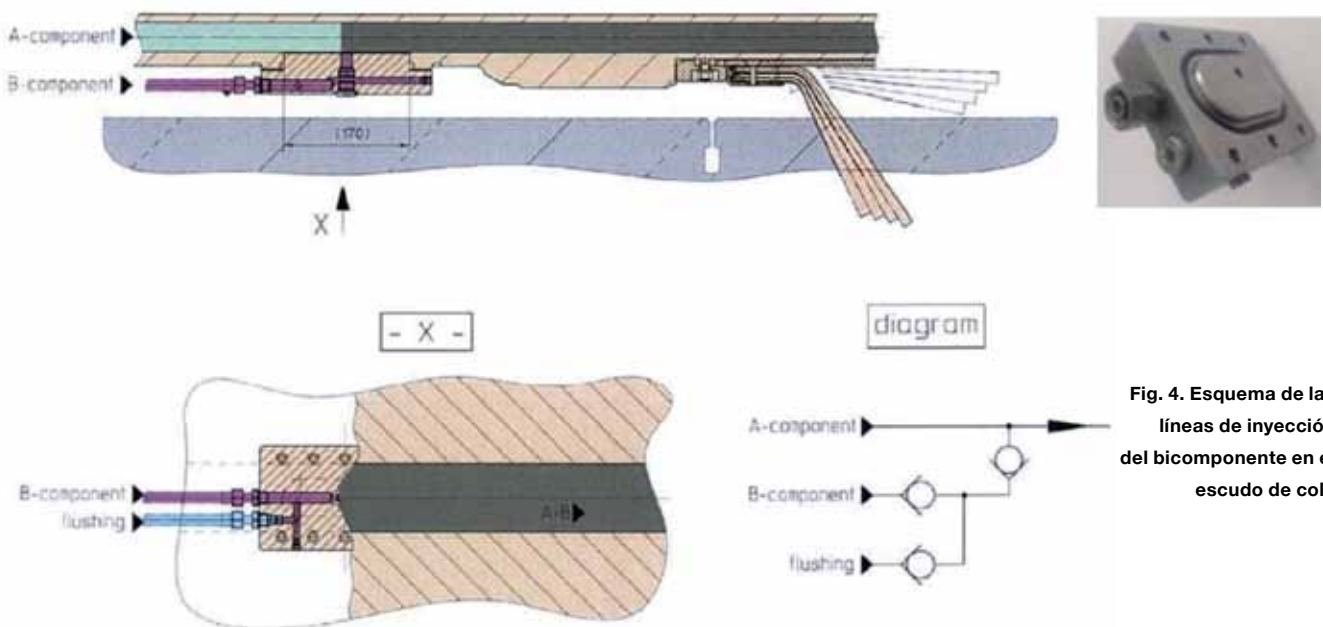


Fig. 4. Esquema de las líneas de inyección del bicomponente en el escudo de cola

desarrollo sostenible



# Más que agua

Talento, conocimiento y compromiso.  
Aportamos respuestas adecuadas  
para una gestión más eficiente.  
Compartimos conocimiento  
y generamos innovación.  
Trabajamos por un futuro basado  
en el compromiso y la cooperación.

[www.aqualogy.net](http://www.aqualogy.net)



**AQUALOGY**

Where water lives

SOLUCIONES INTEGRADAS  
DEL AGUA PARA UN  
DESARROLLO SOSTENIBLE



<b>ESCUDOS Datos</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Potencia total: 6.150 kW (14 mot. Elect. x 350kW/u)</li> <li>- Max. veloc. rotac.: 3,60 rpm</li> <li>- Max. par de giro nominal: 19.960 kNm (64 cortadores de disco)</li> <li>- Max. empuje: 17.088 kN (24=11x2+2 cilindros. Carrera: 1,8 m)</li> </ul>
<b>Dimensiones de los escudos</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Diámetro rueda de corte: 9,90 m</li> <li>- Diámetro escudo delantero: 9,84 m (6,38 m largo)</li> <li>- Diámetro escudo de cola: 9,82 m (3,41 largo)</li> <li>- Superficie del <i>gap</i>: 8,37 m<sup>2</sup></li> </ul>
<b>Anillo prefabricado de H. armado</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 6 dovelas + 1 llave</li> <li>- 1,60 m de anchura media (sentido: eje del túnel)</li> <li>- 9,49 m de diámetro exterior</li> <li>- 8,75 m de diámetro interior</li> </ul>
<b>Relleno del hueco</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 11,63 m<sup>3</sup> volumen del <i>gap</i> anular</li> <li>- 50 mm/min máximo avance medio (32 min/anillo)</li> <li>- 26,2 m<sup>3</sup>/h capacidad de inyección necesaria (Cs=1,2)</li> <li>- 23,6 m<sup>3</sup>/h de "Com. A"</li> <li>- 2,6 m<sup>3</sup>/h de "Com. B"</li> </ul>
<b>Inyección de "Com. A"</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tanque de agitación de 10 m<sup>3</sup></li> <li>- 6 bombas helicoidales (7,5 kW/u)</li> <li>- 6,9 m<sup>3</sup>/h de capacidad/u</li> </ul>
<b>Inyección de "Com. B"</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- Tanque de 15 m<sup>3</sup></li> <li>- 6 bombas helicoidales (1,5 kW/u)</li> <li>- 0,8 m<sup>3</sup>/h de capacidad/u</li> </ul>
<b>Tuberías</b>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- 6 salidas (2 en reserva)</li> </ul>

Cuadro 1. Características más importantes de los escudos

poder sustituir, si es preciso, una de las líneas de inyección o, simplemente, para limpiar dichas líneas. Por el buen resultado de experiencias del fabricante, se mantendrá, en cada uno de los 6 puntos de inyección, la distancia de 1,45 m entre el punto de inyección y el final de la cola del escudo.

Para lograr el necesario confinamiento del *gap* a rellenar con bicomponente, en el diseño propuesto por el fabricante se adoptan en principio las "juntas de grasa" típicas de los EPB, con 2 filas de cepillos metálicos y, se añade un obturador desplazable, que fue probado ya anteriormente para los morteros convencionales con los que sufría excesivo desgaste debido a su agresividad.

4.2. Resumen de características del escudo

Por último, en el cuadro 1 se han resumido las características principales que tendrán los escudos terminada la adaptación en curso.

5. Medios de fabricación, transporte y aplicación del bicomponente

5.1. Ensilado de los productos

5.1.1. Ensilado del cemento

El cemento se almacenará en obra en silos, con una capacidad total unas 500 t que puede ser el consumo de 1,5 semanas, con el fin de tener un 75 % del total en producción (máximo del orden de las 50 t/día). Y el otro 25 % para recibir el material de fábrica y hacer los controles de calidad y temperatura necesarios.

5.1.2. Hidratación de la bentonita

Dependiendo de las condiciones de suministro de este producto, está prevista la instalación de una planta de hidratación, por si fuese necesario, con una capacidad de ensilado del orden de las 75 t, es decir, un 15 % de la del cemento.

5.2. Planta de dosificación del "Com. A"

Para la dosificación del "Com. A" la obra dispondrá de una planta de dosificación por peso de todos y cada uno de los materiales y productos que lo constituyen, es decir: agua/cemento *portland* ordinario/bentonita y un aditivo dispersante y estabilizador.

Históricamente, algunos de los intentos para desarrollar esta técnica añadieron también como componentes de la mezcla una parte de áridos finos, en concreto, arenas de tamaño

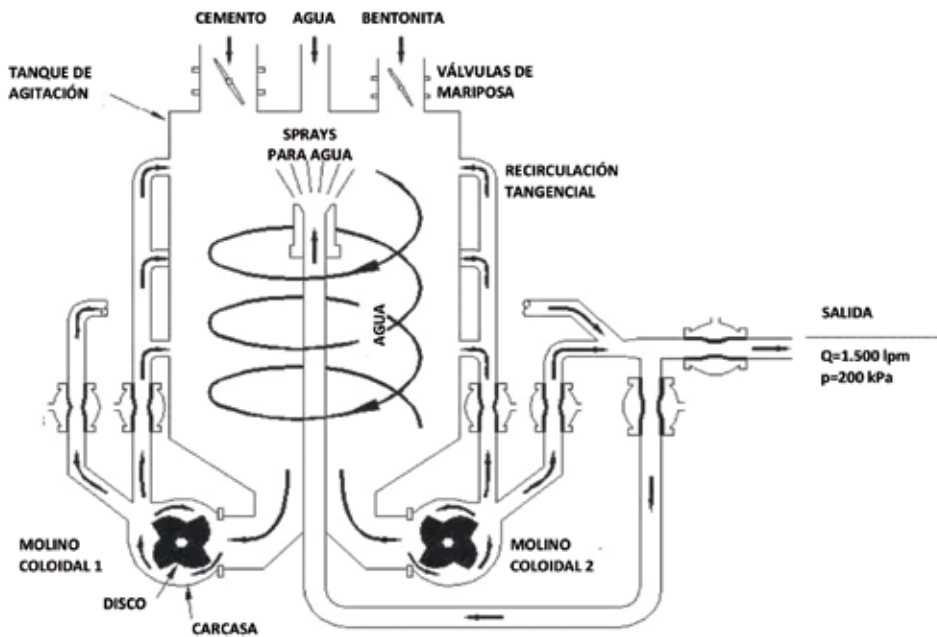


Fig. 5. Esquema de una mezcladora coloidal de alto poder de cizallamiento

máximo 1,2 mm, para reducir el coste de los materiales. No se llegó a resultados prácticos positivos y, por ello, ya a partir de los años 2004 a 2007, en todas las obras con escudos presurizados, en las que se aplicó lo que podemos llamar tecnología de última generación, se ha prescindido totalmente de intentar el empleo de áridos finos, al comprobar la necesidad de que el “Com. A” ha de ser una solución coloidal.

### 5.3. Mezcladoras para el “Com. A”

La planta de fabricación dispondrá de dos mezcladoras coloidales de alta turbulencia, que se han utilizado ya para fabricar las muestras de los ensayos realizados, a los que se referirá esta comunicación más adelante.

Las mezcladoras coloidales, cuyo esquema se reproduce en la figura 5, son las más eficientes para mezclas de cementos. El “molino” coloidal tiene un disco que gira a 2.100 rpm y su separación con las paredes de la carcasa es de unos 3 mm, con lo cual en esta zona es donde se crea una fuerte turbulencia, con alto poder de cizallamiento, que puede romper las partículas con que se sirve el cemento seco ordinario. El caudal máximo de cada una de las mezcladoras es del orden de los 750 litros por minuto.

La incorporación al agua de la mezcla de los otros materiales del “Com. A” (cemento, bentonita y estabilizador) se

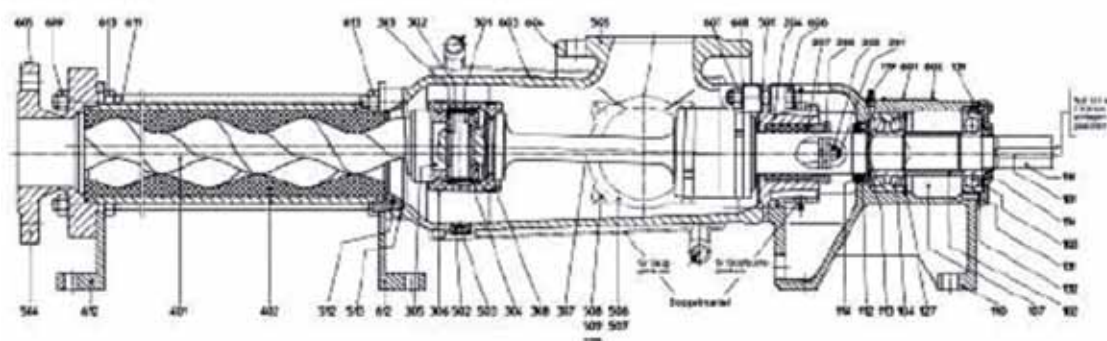
hace rápidamente por la fuerte acción del vórtice creado por la máquina.

El lodo resultante tiene propiedades de coloide, es decir, las partículas de cemento, como sucede con las de las arcillas (y la bentonita es una arcilla) permanecen en suspensión, con una sedimentación o pérdida de liquidez mínima a lo largo de más de 72 horas. En la práctica, y comparadas con las mezcladoras de paletas, no solo es posible conseguir este efecto, sino también un aumento de resistencia, hasta del orden del doble de la de una mezcla elaborada en una de paletas (Reschke), lo que hace imprescindible este tipo de mezcladora para la utilización del relleno de bicomponente.

Las mezcladoras coloidales reciben los materiales de la planta de dosificación y, una vez lograda la suspensión coloidal se bombean a los depósitos de almacenamiento. En cuanto a estos, se pueden montar en el exterior, con capacidad para las necesidades de una semana (depósitos protegidos del frío si la temperatura ambiente en invierno baja de los 0 °C durante días) o bien en el interior del túnel, en tanques de gran tamaño, con capacidad suficiente, en este caso, para el consumo de 24 horas, como mínimo. Desde estos depósitos, el “Com. A” se bombea al depósito agitador montado en el *backup* del escudo, de donde lo



Fig. 6. Bombas helicoidales



aspiran las bombas helicoidales (Fig. 6) que lo envían a las líneas del escudo de cola.

#### 5.4. Manejo del “Com. B”

En cuanto al “Com. B”, los bidones cerrados que contienen ese producto se depositan en el remolque del *backup* donde están las bombas de aplicación del mismo. Los bidones se vierten sucesivamente al depósito correspondiente, del que toman bombas helicoidales de menor caudal.

### 6. Ensayos previos y pruebas en banco de ensayo sistema de inyección bicomponente

#### 6.1. Selección de materiales y 1ª etapa de ensayos

Los materiales básicos seleccionados fueron los siguientes:

- Cemento: Cemento III/32,5 N-SR (Proveedor Tudela Veguín).
- Bentonita: CV-15 (Proveedor Süd-Cheme).

- Agua: red de agua Comunidad de Madrid<sup>3</sup>.

Como aditivos químicos se utilizaron los productos de tres suministradores acreditados. Con todo ello, se llevó a cabo una 1ª etapa de ensayos con un equipo de pruebas diseñado por el fabricante Herrenknecht (Fig. 7) en el que se definieron las diversas dosificaciones de las mezclas a ensayar en laboratorios, formando tres grupos de dosis similares de materiales básicos y cada una con los productos químicos del mismo suministrador. Los resultados fueron similares.

Este equipo puede reproducir el funcionamiento del sistema tanto en “automático”, como en “semiautomático” que es la alternativa para poder cambiar el porcentaje de “Com. B”.

Esta 1ª etapa de ensayos se completó con los resultados de los ensayos de laboratorio relativos a los parámetros de:

- viscosidad (Cono de Mash),



Fig. 7. Equipo Herrenknecht de pruebas



Fig. 8. Vista del Banco de pruebas

- densidad,
- exudación,
- punto de gelificación y
- resistencias mecánicas a 24 h/7 días/28 días,

realizados por los laboratorios de los contratistas, por una parte, y los de los suministradores, por otra, cada uno de estos utilizando sus productos químicos.

*6.2. Segunda y tercera etapa de ensayos: diseño de un banco de ensayo para las pruebas del sistema de inyección*  
Una vez obtenidos los resultados satisfactorios de la 1ª etapa, la dirección de obra consideró necesario verificar también el correcto funcionamiento del sistema diseñado de inyección a través de la cola del escudo.

A este fin, se proyectó un banco de ensayos para poder simular: las condiciones de velocidad de avance de la TBM; el volumen generado por ésta para rellenar una línea de inyección a través del escudo de cola; la pérdida de carga que habría en la tubería a través de dicho escudo y el efecto de la gravedad en cada uno de los 6 puntos de inyección.

Se construyó el banco de ensayos, con una cabida igual a la del sector del *gap* del escudo de cola a rellenar por cada una de las 6 líneas de inyección dispuestas en la forma indicada en la anterior figura 2. El banco construido consta de los elementos principales siguientes (figura 8):

- Estructura metálica con volumen interior de 2,5 m<sup>3</sup> aprox. Compuesta por una parte fija y otra que puede ser desmontada para la limpieza de restos de la masa que haya quedado en el interior del encofrado metálico.
  - Bastidor de apoyo y de absorción de las reacciones y cargas generadas por la estructura metálica durante las pruebas de la fase de volteo.
  - Conjunto de charnelas de giro de la estructura para la simulación del efecto de la gravedad en los diferentes ángulos de inyección de las líneas de la tuneladora.
- El desplazamiento de la TBM está simulado por un émbolo que se desplaza, moviendo la masa inyectada a velocidades similares a las habituales del escudo durante los trabajos de excavación del módulo del anillo siguiente (unos 40 a 50 mm/min).
- La orientación de cada una de las salidas del producto en los puntos de inyección se reprodujo, dando al banco la inclinación correspondiente al ángulo de cada salida, antes de empezar las pruebas de la misma (figura 9):
- La sección es la representación geométrica de los puntos de inyección, con los respectivos ángulos de salida de la masa (16° para las líneas L1 y L2, 53° para las L3 y L4 y 29° para las L5 y L6).
  - Se añaden las tres posiciones correspondientes a dichos ángulos en las que se situó el banco para efectuar las pruebas. El movimiento se daba con un puente grúa que soportaba además el peso.



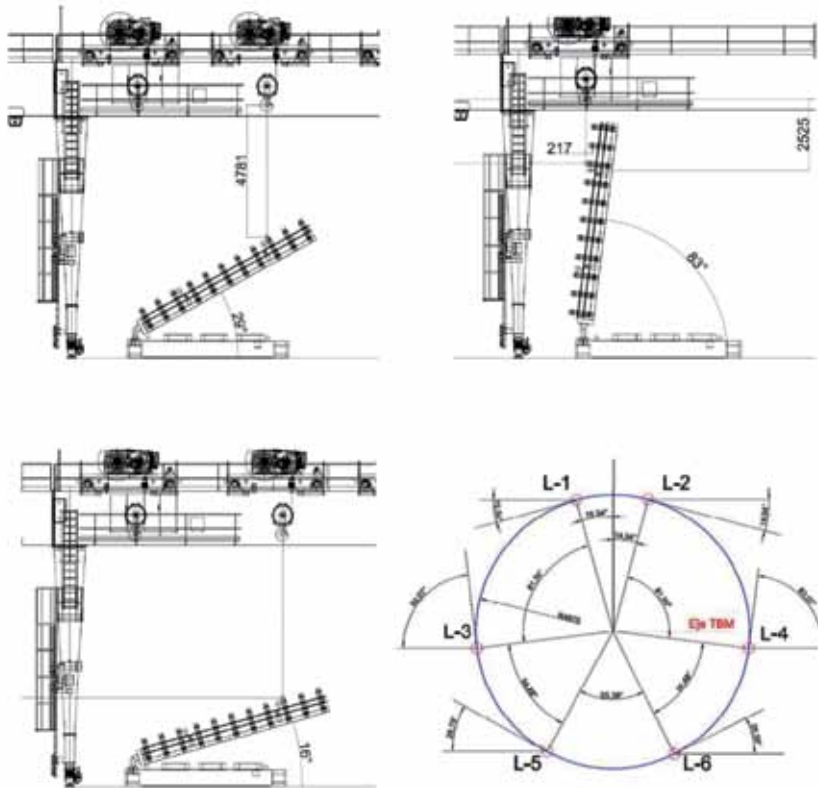


Fig. 9. Geometría de los puntos de inyección en la cola del escudo y posiciones correspondientes del Banco de pruebas para los ensayos

En cuanto estuvo disponible el banco, y pese a las muy bajas temperaturas reinantes, en abril de 2013 se hicieron las pruebas de la 2ª etapa de ensayos, en las que se comprobó el buen funcionamiento de todos los dispositivos.

Aunque los resultados de los ensayos sobre muestras tomadas in situ fueron aceptables, se decidió realizar una tercera y última etapa de ensayos que se llevó a cabo en mayo 2013 para simular unas condiciones ambientales parecidas a las esperables dentro del túnel y ensayar, además, los efectos de una afluencia de agua del terreno y de las posibles sobreexcavaciones. A esta última etapa se refiere lo que sigue.

– Para simular las condiciones de la posible afluencia de agua del terreno durante la excavación, y los efectos que pudieran derivar de las diferentes vías de entrada de agua las capas superficiales del relleno, dispuso un depósito de agua en la parte superior de la estructura metálica del banco, del que se derivan dos vías de aporte continuo de agua sobre la masa de inyección que se va generando en el banco de ensayo. El sistema se representa en la figura 10a.

Y, en la figura 10b puede observarse el estado de las vías de aporte de agua tras la realización de las pruebas. Las vías han sido totalmente obstruidas por el mortero bicomponente, llegando éste incluso a adentrarse dentro del propio depósito.

– Eficacia del sistema, en caso de sobreexcavación. El diseño del banco responde a un espesor del *gap* de unos 0,25 m que es ampliamente suficiente para la simulación de la sección de excavación previsible en condiciones normales del terreno.

No obstante, como pueden producirse cortes imperfectos de la roca, con sobreexcavación por encima del diámetro máximo en las citadas condiciones normales, se colocaron 4 moldes troncopiramidales que se ven en la mitad superior de la siguiente figura 11, duplicando el espesor para simular dicha situación.

En la mitad inferior de dicha figura puede observarse el aspecto de los bloques representativos de la sobreexcavación, una vez terminado el ensayo.



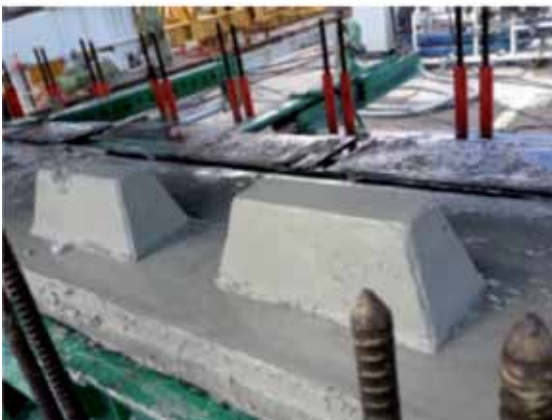
**Fig. 10a.** Vías de aporte de agua sobre la masa



**Fig. 10b**



**Fig. 11.**  
Simulación de sobreexcavaciones



Componente A (kg/m <sup>3</sup> )			Componente B		Resistencias (kg/cm <sup>2</sup> )		
Cemento	Bentonita	Agua+estab/ retardante	% silicato	“Gel time” sg	24 h.	7 d.	28 d.
300	35	867 + 5	2	18	0	9	
300	35	847 + 5	4	28	4	25,3	
300	35	827 + 5	6	48	12	46,7	
300	40	830 + 3	5	9	3,8	21,1	22,1
300	40	830 + 3	6,5	23	6,5	30,5	31,1
300	40	830 + 3	8	28	9,34	34,9	35,2
325	35	859 + 5	2	14	1		Pendiente
325	35	839 + 5	4	23	6	25	Pendiente
325	35	819 + 5	6	38	12,5	47,2	Pendiente
*350	40	791	7,5	25	3,5	17,0	18,1
*350	40	815	5,8	23	3,4	11,4	22,4
*350	40	796	7,9	28	4,3	17,0	24,1
*350	40	778	10,0	32	4,2	11,9	19,2
*350	40	807	6,6	14	3,6	11,2	20,7
375	35	827 + 5	3,5	12	3,5	28	60
375	35	812 + 5	5	27	8	26	Pendiente
375	35	803 + 5	6	29	11,8	60,1	Pendiente
400	40	792	6,6	19	5,4	16,3	26,4

(\*) Resultados de la Etapa 2ª afectados por bajas temperaturas

**Cuadro 2. Resultados de las pruebas**

### 6.3. Resultados de las pruebas finales

En el cuadro nº 2, se recogen los resultados de los ensayos realizados en los laboratorios de Acciona Infraestructuras y de FCC Construcción, correspondientes a las muestras de bicomponente tomadas a lo largo de la 2ª y 3ª etapas de pruebas del sistema, realizadas fuera de la obra.

Se debe indicar que, si bien hay datos suficientes para que la dirección de obra tome las decisiones pertinentes, respecto de la formulación del bicomponente, se harán en la obra las pruebas finales del funcionamiento de la inyección en los primeros avances con escudo y con los equipos montados en la propia máquina.

### 7. Conclusiones

No obstante lo dicho en el anterior punto 6.3 respecto de las pruebas finales en obra, es de interés adelantar las con-

clusiones que nos permiten formular los trabajos realizados y que esperamos sean confirmadas por dichas pruebas en obra.

- No existen grandes diferencias entre la formulación del “Com. A” de 350 kg/m<sup>3</sup> de cemento (y 30 kg/m<sup>3</sup> de bentonita) y la formulación de 300 kg/m<sup>3</sup> de cemento (con 40 kg/m<sup>3</sup> de bentonita).

Las formulaciones de 300 kg/m<sup>3</sup> de cemento y 40 kg/m<sup>3</sup> de bentonita alcanzan, a diferentes dosificaciones de “Com. B”, más de 3,5 kg/cm<sup>2</sup> a las 24 horas y rebasan los 2 MPa a los 7 días, por lo que dichas formulaciones se consideran, en principio, adecuadas.

- Para una formulación de 300 kg/m<sup>3</sup> de cemento, el tiempo de gelificación es muy elevado en dosificaciones altas

de silicato, lo que podría proporcionar una mayor facilidad para que el mortero bicomponente fluya hacia el frente de excavación y a no asegurar un relleno compacto y con cohesión a tiempo suficiente para evitar el lavado del mortero en zonas donde haya afluencia de agua.

En base a los ensayos realizados, se estima que el rango de trabajo en cuanto a dosificación del "Com. B" debe variar entre un 5 % y un 6,5 %.

- A medida que aumenta la dosificación de "Com. B" en la mezcla, se incrementa la diferencia de presiones de inyección entre las líneas.

Por otra parte, las presiones de inyección con dosificaciones medias de "Com. B", suavizan el abanico de presiones obtenidos en los ensayos, por lo que utilizando los parámetros antes indicados de adición de silicato, disminuirá el riesgo de

que el mortero fluya hacia el frente de excavación. Aun así, es importante señalar que en ningún ensayo se ha superado la presión de 2 bar que se considera como límite admisible.

- Por todas las razones expuestas se concluye que el rango de dosificación de "Com. B" óptimo, para una formulación de "Com. A" de 300 kg /m<sup>3</sup> de cemento, es el abarcado entre los valores de 5 % y 6,5 %, si bien en los resultados de laboratorio se observa que con variaciones de las cantidades de cemento y de los porcentajes de silicato cercanas a las cifras indicadas, se consiguen resultados de tiempo de gel y resistencias similares e incluso mayores.

- En cualquiera de los casos, ha quedado demostrado que el sistema de inyección de mortero bicomponente es capaz de rellenar el 100 % del volumen anular correspondiente al arco que ha de abarcar la línea más desfavorable del escudo de cola y sin sobrepasar la presión de 2 bar. **ROP**

#### Notas

(1) En este tipo de escudos no presurizados, el relleno de mortero del *gap* va tomando un talud muy tendido, que obligaría a dejar sin llenar totalmente la parte superior del *gap* de varios anillos, con un alto riesgo de descolocación. Para evitarlo, es necesario lograr que el relleno incompleto no afecte a más de unos 4 anillos, por lo que es imprescindible añadir acelerante al mortero según se produce el vertido en la parte superior del anillo anterior a los 4 últimos anillos colocados.

(2) El tiempo de inicio de la "gelificación", a partir del momento en que se mezclan los dos componentes, crece rápidamente con el porcentaje del peso del "Comp. B" (antes de diluirlo en agua) respecto del de "Comp. A". En los ensayos previos realizados para Bolaños se obtuvieron estas cifras:

Peso "B"/Peso "A"	4 % a 5 %	5 % a 6 %	≥7 %
Tiempo de inicio del gel (en segundos)	5 s - 12 s	12 s - 30 s	>35 s

En cuanto a la Resistencia a Compresión Simple (RCS), se han alcanzado valores del orden de 2 MPa a los 7 días, para los rangos a partir del 5 % de la relación de pesos. Con menos del 4 % no es medible la RCS y con más del 6 % la RCS se aproxima al entorno de los 3,5 MPa.

(3) Agua de pH y demás características similares a las del agua de la obra.

#### Referencias

- Herrenknecht AG. "PANAMÁ METRO LÍNEA 1". Edit. Herrenknecht AG. Schwanau (Alemania) 2011.
- Kucher, Matias. "TEST FOR STUDY THE DISTRIBUTION OF THE COMPONENT A WITHIN THE 2 COMPONENTE A+B LAYERS". Edit. Herrenknecht AG. Schwanau (Alemania) 2010.
- Kucher, Matias. "TRAINING SYSTEM & SERVICE SEMINAR: BICOMPONENT BACK FILLING". (Curso en Londres). Edt. Herrenknecht AG. Schwanau (Alemania). Abril 2011.
- Lovat Inc. "GROUTING METHOD FOR SOFT GROUND. A/B GROUTING MIX DESIGN". Edit. Lovat Inc. Toronto (Canada) 2005.
- Pellegrini L., Perruzza P. "SAO PAULO METRO PROJECT. CONTROL OS SETTLEMENTS IN VARIABLE SOIL CONDICTIONS THROUHT EPB PRESSURE AND BICOMPONENT BACKFILL GROUT". Proceedings of the RETC. Las Vegas, Nevada. 2009.
- Reschke A, Noppenberger C. "BRISBANE AIPORT LINK EARTH PRESSURE BALANCE MACHINE. TWO COMPONENT TAILSKING GROUTING A NEW AUSTRALIAN RECORD. 14th Australian Tunnelling Conference. 2011.





## Soluciones innovadoras para la Ingeniería Civil

Túneles, aeropuertos, carreteras, presas, puertos, puentes... Cualquier obra civil precisa de la tecnología especializada **Sika**, garantizando el éxito de cualquier proyecto.

Líderes mundiales en el sector químico, proporcionamos soluciones innovadoras para cubrir las necesidades más exigentes a los más exigentes. Forma parte de los líderes.



**Química para la Construcción**

**Más información**



Sika, S.A.U. - Tel.: 916 57 23 75  
info@es.sika.com - www.sika.es



**Innovation & Consistency** | since 1910

# Intervención hiperbárica para la inspección de la rueda de corte de una máquina EPB: análisis numérico



**Ángel del Amo**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Intecsa-Inarsa (SNC-Lavalin)



**Carlos Herranz**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Intecsa-Inarsa (SNC-Lavalin)



**Alberto González**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Intecsa-Inarsa (SNC-Lavalin)



**Ángel Silvestre**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Intecsa-Inarsa (SNC-Lavalin)

## Resumen

La ingeniería española Intecsa-Inarsa ha formado parte del equipo de diseño del túnel SR 99 en Estados Unidos, el de mayor diámetro ejecutado hasta la fecha (17,56 m). El propósito del análisis numérico es el de definir las dimensiones y características adecuadas del tratamiento del terreno para acomodar una intervención hiperbárica. El análisis numérico se centró en la variación de las presiones dentro de la cámara de excavación con el fin de obtener un valor mínimo que garantizase un buen equilibrio en relación con (1) el flujo de agua, (2) los movimientos del terreno y (3) la estabilidad del frente.

## Palabras clave

Túnel SR99, Alaskan Way, bloque técnico, intervención hiperbárica, presión de frente, rueda de corte, asientos, FLAC<sup>3D</sup>, mejora del terreno

## Abstract

Spanish engineering firm Intecsa-Inarsa was part of the Design Team for the SR 99 Bored Tunnel in the USA, the largest in diameter (17,56 m) thus far. The numerical analysis purpose is defining a ground treatment to accommodate a hyperbaric intervention. The analysis was focused on varying air pressure conditions within the half-filled excavation chamber to get a minimum value that guarantees a good equilibrium concerning (1) water ingresses, (2) ground movements and (3) tunnel face stability.

## Keywords

SR 99 tunnel, Alaskan Way, safe haven, hyperbaric intervention, face pressure, cutter-head, settlement impacts, FLAC<sup>3D</sup>, ground improvement

## 1. Antecedentes

Debido a la necesidad ineludible de sustituir el viaducto Alaskan Way, gravemente dañado tras el terremoto “Nisqually” producido en el año 2001, el departamento de Transportes del Estado de Washington (WSDOT), junto con la Administración Federal de Autopistas y la ciudad de Seattle, plantearon la necesidad de ejecutar un túnel urbano para garantizar las futuras demandas del sistema local de transportes. El túnel SR 99 fue proyectado bajo las siguientes

premisas: túnel carretero de tablero doble, mediante dove-las prefabricadas de 0,60 m de espesor, con un diámetro exterior de 17,56 m, excavado bajo el centro urbano de la ciudad de Seattle y paralelo a la línea de costa (Fig. 1).

El trazado propuesto del túnel SR 99 comienza al sur del viaducto Alaskan Way y la calle King, finalizando junto al norte de la Sexta Avenida y de la calle Thomas. El túnel alcanza uno de sus puntos bajos a la altura de la calle Ma-



Fig. 1. Vista panorámica del centro de Seattle, línea de costa y el viaducto Alaskan Way

dison con un recubrimiento de 37 metros bajo el nivel de la calle. En su paso por debajo de la calle Virginia, la montera del túnel alcanzará su valor máximo, 64 metros.

Intecsa-Inarsa (SNC-Lavalin) formó parte del equipo de diseño, liderado por HNTB, desde la fase de licitación hasta el diseño final, siendo responsable del estudio de asientos producidos por la excavación, así como de las medidas de mitigación y protección de edificios.

Este túnel pondrá en juego un innovador escudo de presión de tierras (EPB) del fabricante Hitachi de 98,2 m de longitud (incluyendo el *backup*) y aproximadamente 7.000 toneladas de peso (Fig. 2). La tuneladora permitirá inyectar bentonita a través del escudo, así como bicomponente en la cola, con el fin de disminuir los movimientos del terreno asociados a las operaciones de excavación. El éxito del diseño de la máquina reside en la limitación de las afecciones en las estructuras existentes en superficie.

Debe entenderse que las condiciones variables del entorno geológico de los suelos de Seattle, junto con las dimensiones masivas de la subestructura, convierten la construcción del túnel SR 99 en una tarea de extrema dificultad siendo necesario basar el diseño en modelos numéricos precisos. Conscientes de esta complejidad, el equipo de diseño desarrolló una serie de modelos tridimensionales de diferencias finitas (FLAC<sup>3D</sup>) con el objetivo de predecir los



Fig. 2. Montaje de la rueda de corte (Ø= 17.56 m)

desplazamientos producidos por la excavación del túnel SR 99. Un sistema de medidas de mitigación secundarias fue recomendado en el caso de que las medidas primarias (diseño de la tuneladora y operación de la misma) no fueran suficientes para evitar el daño en las estructuras existentes.

## 2. Intervenciones hiperbáricas

Adicionalmente al plan de mantenimiento continuo de la EPB, la máquina se parará para permitir la inspección y



reparación de las herramientas y de la cabeza de corte en ciertas ubicaciones predeterminadas.

El plan de inspección está basado en el objetivo de realizar intervenciones hiperbáricas cada 125 o 150 metros evitando, en la medida de lo posible, las zonas con presiones de agua elevadas.

El empuje hidrostático y del terreno podría traducirse en presiones demasiado elevadas en el frente del túnel. En el caso de producirse presiones elevadas, el tiempo de trabajo de los buzos profesionales dentro de la cámara de excavación podría verse reducido drásticamente. Uno de los objetivos principales del bloque técnico es reducir las presiones dentro de la cámara de excavación, disminuyendo al mismo tiempo la permeabilidad del terreno, con el fin de mejorar el escenario durante las operaciones de inspección.

Una de estas inspecciones, el bloque técnico nº 3, se encuentra justo antes del paso de la tuneladora por debajo del viaducto Alaskan Way (Fig. 3).

El bloque técnico nº 3 consiste en un volumen de terreno mejorado diseñado para acomodar la inspección de la rueda de corte en condiciones hiperbáricas. El proceso de reconocimiento de la rueda de corte tiene lugar dentro de la cámara de excavación bajo un entorno presurizado.

Durante el proceso de mantenimiento de la EPB, la estabilidad del frente es controlada mediante aire a presión en la mitad superior de la cámara de excavación. El equipo de

diseño decidió desarrollar un modelo numérico tridimensional mediante FLAC<sup>3D</sup> con el fin de valorar mejor todos los aspectos que influyen en el diseño de la intervención hiperbárica: propiedades geotécnicas, condiciones hidráulicas, presión del frente, tratamientos del terreno, factor de seguridad y asentamientos producidos en las proximidades del viaducto Alaskan Way.

### 3. Definición de la geometría del tratamiento del terreno

El doble objetivo del bloque tratado es crear un ambiente seguro durante la inspección de la rueda de corte así como reducir las deformaciones en las cimentaciones del viaducto durante los trabajos hiperbáricos.

El tratamiento del terreno consiste en una batería de columnas de *jet grouting* inclinadas combinadas con una malla de pilotes verticales de mortero (Figuras 4 y 5).

En una primera fase inicial, la batería de columnas de *jet grouting* con distintas inclinaciones se ejecuta desde el nivel de superficie. A continuación, se realiza la malla de pilotes verticales de mortero hasta donde lo permite el gálibo máximo existente bajo el viaducto.

El bloque de tratamiento ocupa prácticamente la totalidad de la huella de la tuneladora hasta 4,30 m por debajo del eje del túnel con el fin de tratar también los terrenos más permeables (ESU-5). Desde la parte superior del bloque hasta la superficie del terreno, los pilotes verticales se rellenan con mortero de baja resistencia con el fin de mejorar el terreno alterado durante la perforación de los pilotes.

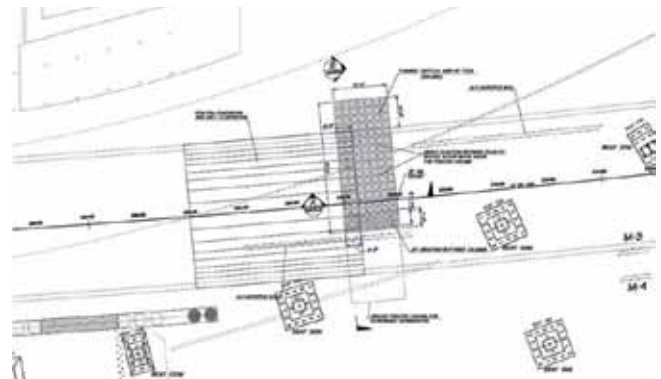


Fig. 3. Posición del bloque técnico nº 3 con respecto al viaducto Alaskan Way. Vista en planta



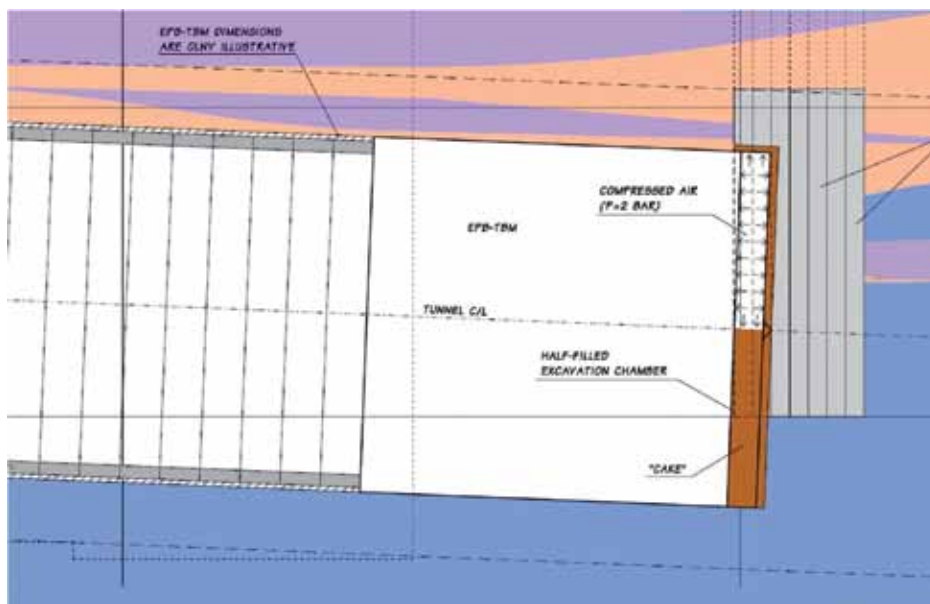


Fig. 4. Tratamiento del terreno y tuneladora. Sección longitudinal

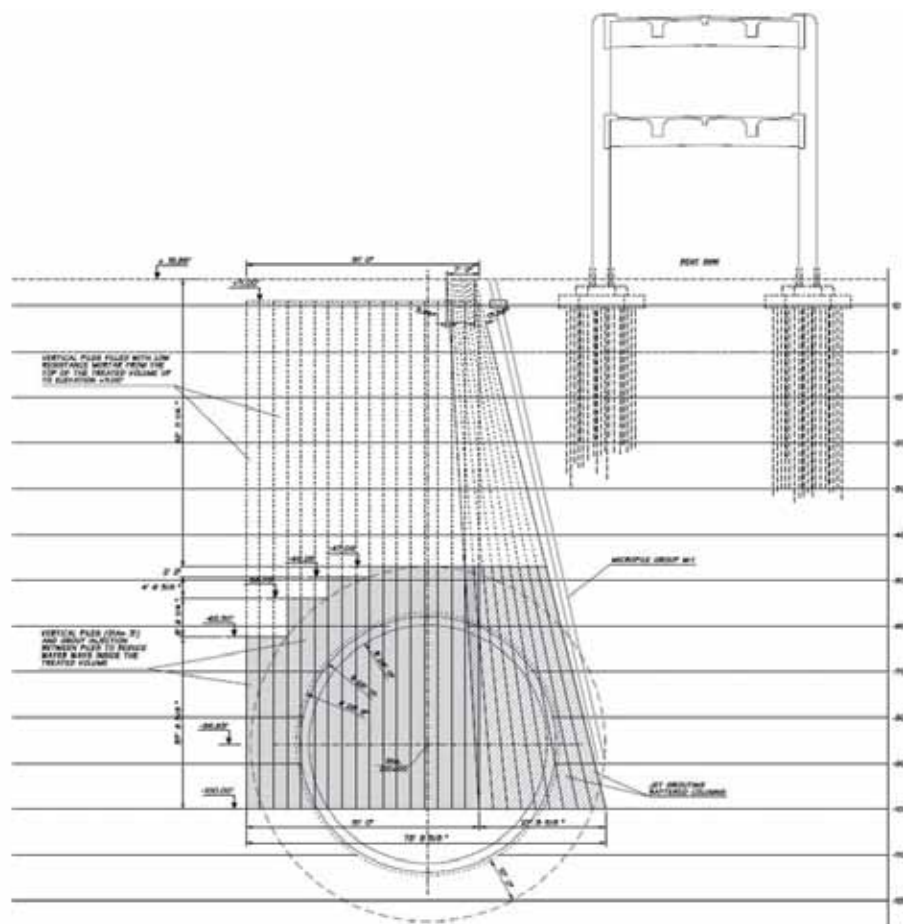


Fig. 5. Tratamiento del terreno y tuneladora. Sección transversal

Con el fin de reducir la permeabilidad, el espacio entre la malla de pilotes verticales se rellena mediante inyecciones de mortero.

El espesor del terreno tratado en la dirección radial es de 3,30 metros aproximadamente. El tratamiento en frente de la máquina tiene una longitud de 6,40 metros.

El tratamiento del terreno creará un arco alrededor de la tuneladora que protegerá al viaducto durante las operaciones hiperbáricas.

#### 4. Marco geológico y parámetros geotécnicos

##### 4.1. Descripción general

La distribución de sedimentos en la ciudad de Seattle es compleja, porque cada avance glacial erosionó parcialmente los materiales más antiguos y depositó nuevos sedimentos: arcillas y limos glaciolacustres, arenas y gravas depositados por corrientes originadas al pie del glaciar, tilitas y una serie de depósitos de composición parecida a las tilitas. Es común que los depósitos glaciales contengan cantos y bloques en depósitos de morfología entrelazada, fragmentos rocosos desprendidos de los glaciares, que si son de gran tamaño se conocen como bloques erráticos. Durante los episodios interglaciares, la actividad geológica consistió en erosión, transporte y resedimentación de los materiales procedentes de los glaciares, originando sedimentos con rasgos fluviales, lacustres o marinos, dependiendo en el tipo de ambiente en el que sucedía la resedimentación de los depósitos glaciales previamente

depositados. La consecuencia es que hay una mezcla de depósitos acumulados en ambientes muy distintos, lo que complica profundamente la interpretación geológica.

Por otro lado, el recubrimiento glacial en épocas anteriores llegó a alcanzar alturas superiores a 1.000 metros, lo que implica que parte de las unidades geológicas se encuentran fuertemente sobreconsolidadas.

En la figura 6 se muestra una vista general del perfil geotécnico del terreno.

##### 4.2. Parámetros del terreno y modelos constitutivos

El túnel SR 99 se excavará principalmente a través de unidades de origen glacial, muy frecuentes en la ciudad de Seattle. Se trata de suelos sobreconsolidados que presentan un comportamiento particular debido a su orogénesis, siendo un tipo de terreno muy rígido para pequeñas deformaciones. El modelo constitutivo que mejor refleja la variación de la rigidez en función de la deformación es el *small-strain*, comúnmente empleado en materiales sobre-consolidados como la arcilla de Londres donde el efecto fue intensamente estudiado.

Los parámetros geotécnicos y los modelos constitutivos empleados fueron deducidos a partir de una campaña geológica y geotécnica muy extensa (Tabla 1).

Nótese que para las unidades ESU 1-3 (suelos normalmente consolidados) se adoptó un modelo de comportamiento Mohr-Coulomb del tipo elasto-plástico. En este tipo de unidades, el módulo de Young se mantiene constante durante

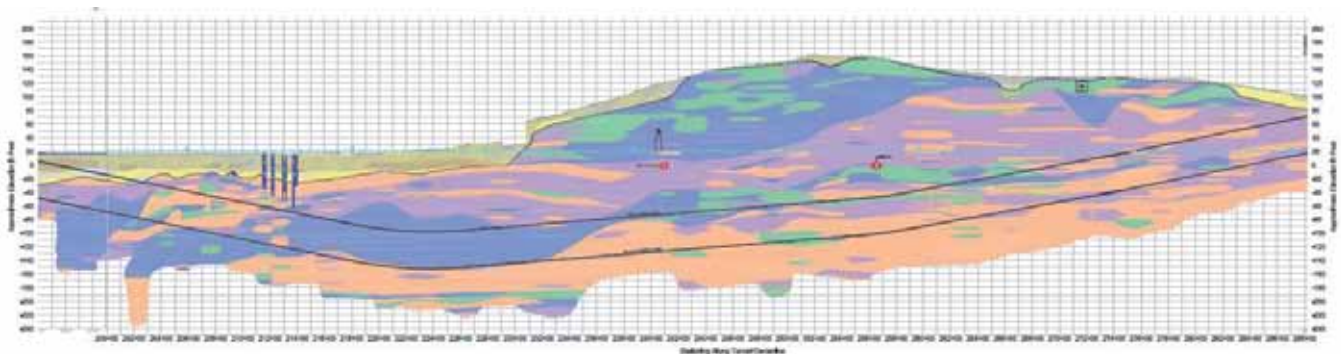


Fig. 6. Perfil geológico

Unidad	Densidad (t/m <sup>3</sup> )	K0	Ángulo de rozamiento efectivo	Cohesión efectiva (t/m <sup>2</sup> )	Coefficiente de Poisson	Módulo de deformación (t/m <sup>2</sup> )
ESU 1	1,90	0,441	34	0	0,3	500
ESU 2	1,90	0,441	34	0	0,3	500
ESU 3	1,82	0,5	30	0,50	0,35	500
ESU 4	2,32	0,6	40	15	0,35	No-Lineal
ESU 5	2,08	0,8	39	0	0,35	No-Lineal
ESU 6	2,08	0,8	39	0	0,35	No-Lineal
ESU 7	1,90	1,4	25	6,39	0,35	No-Lineal
ESU 8	2,32	1,0	40	3,16	0,35	No-Lineal

Tabla 1. Parámetros geotécnicos

todo el proceso deformacional. Para las unidades ESU 4-8 (suelos sobreconsolidados), se optó por emplear un modelo de comportamiento no-lineal del tipo *small-strain* en el cual el módulo de Young depende del nivel de deformaciones alcanzado. En este tipo de unidades, se decidió que el proceso de plastificación del terreno quedase también gobernado por el criterio de rotura de Mohr-Coulomb.

El interés de usar una ley de comportamiento del tipo *small-strain* reside en que simula con mayor precisión el proceso deformacional debido a la excavación de un túnel. Tanto la

experiencia como los ensayos de laboratorio, han demostrado que la rigidez del terreno, representado mediante su módulo de Young (E), depende del nivel de deformaciones al que esté sometido a partir de una acción determinada. El modelo *small-strain* considera esta dependencia entre la rigidez del terreno y el valor de las deformaciones, resultando en una simulación más realista y precisa de los asientos inducidos por la excavación de un túnel (Fig. 7).

El nivel freático está situado a nivel de superficie. El comportamiento del agua es del tipo anisotrópico, puesto que

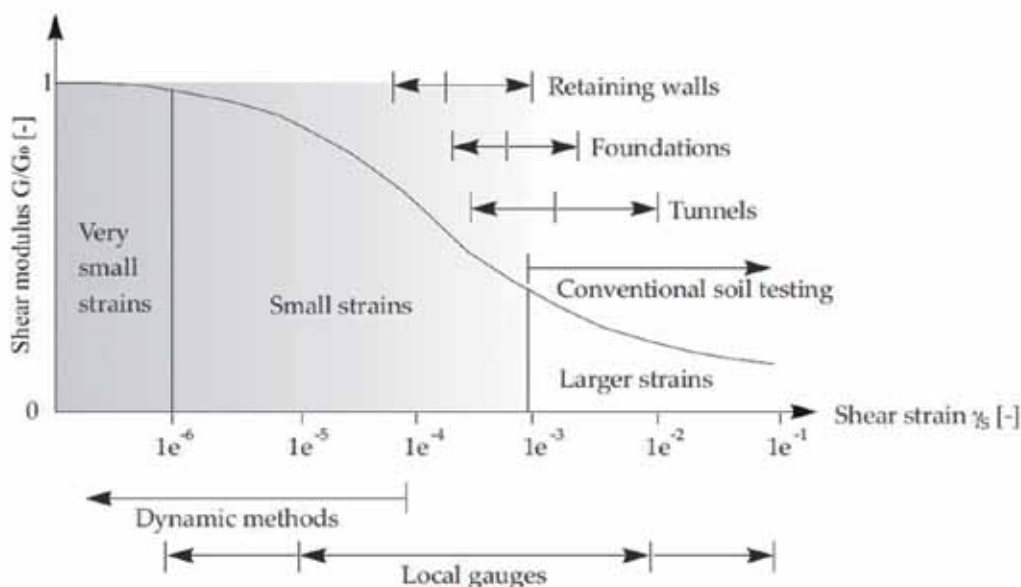


Fig. 7. Curva *small-strain* de degradación de módulos (Atkinson & Salfors and Mair in Benz, D., 2007)

los materiales presentan distintos valores de permeabilidad horizontal y vertical. En el caso de los suelos del tipo ESU 2 (depósitos granulares recientes) y ESU 5 (gravas), ambos materiales presentaban valores de permeabilidad muy elevados, decidiéndose fijar en el modelo el valor de las presiones de poro (se asume que cualquier variación será rápidamente recuperada debido al flujo del agua), con el fin de disminuir el tiempo de cálculo del modelo.

#### 4.3. Parámetros adoptados para el tratamiento del terreno y el cake

Los parámetros asignados para el terreno tratado se muestran en la tabla 2.

Los parámetros geotécnicos del bloque tratado deben considerarse como un límite inferior. Un programa de ensayos de laboratorio e in situ fue diseñado para confirmar que el tratamiento cumple con los requerimientos geométricos, parámetros resistentes y permeabilidad.

Los parámetros geotécnicos asignados al cake de la cámara de excavación se muestran en la tabla 3.

La permeabilidad asignada tanto al tratamiento del terreno como al cake se asumió que sería al menos igual a la unidad geotécnica más impermeable (ESU-7).

## 5. Modelo numérico

### 5.1. Introducción

El equipo de diseño desarrolló un modelo tridimensional considerando un análisis de flujo-mecánico acoplado. Se modelizó la excavación secuencial de la máquina EPB hasta alcanzarse la zona en la cual está prevista la intervención

con un avance de 10 m/día. La duración de la intervención hiperbárica se asumió que tendría una duración inferior a 3 días (72 horas). La totalidad de la cabeza de corte se situó dentro del volumen de terreno tratado.

El tratamiento del terreno de pilotes de mortero y *jet grouting* se analizó con el fin de determinar su efectividad en términos de estabilidad del frente y deformaciones a nivel de superficie.

Tres escenarios diferentes fueron analizados en el modelo numérico:

- Presión del frente = 0 bar
- Presión del frente = 1 bar
- Presión del frente = 2 bar

Para cada uno de los escenarios se obtuvieron los siguientes resultados:

- Factor de Seguridad (FS)
- Flujo de agua dentro de la cámara de excavación.
- Movimientos del terreno a nivel de superficie.

### 5.2. Metodología de modelización

Algunas de las unidades incluidas en el terreno tenían valores muy bajos de permeabilidad y eran a su vez muy deformables (módulo volumétrico bajo). Cuando este tipo de unidades se encuentran saturadas, la presión de poro no se encuentra gobernada por el flujo (Ley de Darcy) sino por una interacción flujo-mecánica. Esta interacción hidro-

Unidad	Densidad (t/m <sup>3</sup> )	Ángulo de rozamiento efectivo	Cohesión efectiva (t/m <sup>2</sup> )	Coefficiente de Poisson	Módulo de deformación (t/m <sup>2</sup> )
Tratamiento del terreno	2,24	35°	30	0,2	600.000

Tabla 2. Parámetros del tratamiento del terreno

Unidad	Densidad (t/m <sup>3</sup> )	Ángulo de rozamiento efectivo	Cohesión efectiva (t/m <sup>2</sup> )	Coefficiente de Poisson	Módulo de deformación (t/m <sup>2</sup> )
'Cake'	1,50	0°	0,20	0,3	1.000

Tabla 3. Parámetros del cake de la cámara de excavación



mecánica acoplada se produce tanto en el rango elástico como en el plástico. Cambios en la presión de poro generan variaciones de las deformaciones volumétricas, lo cual significa que tanto el flujo como el análisis mecánico se encuentran fuertemente relacionados.

Un volumen de terreno confinado hidrostáticamente (mismo valor de tensiones en todas las direcciones) está compuesto de la matriz del suelo, caracterizada por su módulo volumétrico y por los huecos rellenos de agua. El porcentaje de poros dentro del volumen total es la porosidad, “n” y “K<sub>w</sub>” es el módulo volumétrico del agua. Un incremento de las presiones de confinamiento será transmitido en parte a la matriz de suelo y al agua, dependiendo de su compresibilidad relativa. En suelos, es comúnmente aceptado que el agua es mucho más incompresible que las partículas sólidas, por lo tanto, todo incremento de carga producirá aumento de la presión de poro. En realidad, el agua no es incompresible. Para el agua pura a temperatura ambiente K<sub>w</sub> = 2 GPa (Itasca, 2006), aunque debido a la presencia de burbujas de aire el modulo de compresibilidad volumétrica puede reducirse hasta 0,2 GPa (Trostmann, 2001). En 1954, Skempton consideró el sistema agua/terreno como dos muelles paralelos definidos por el “parámetro B” relacionando el incremento de presión de poro con el incremento de las tensiones principales (Fig. 8). Para suelos saturados, el “parámetro B” alcanza valores próximos a 1, mientras que para rocas los valores se sitúan entre 0,3 y 0,6.

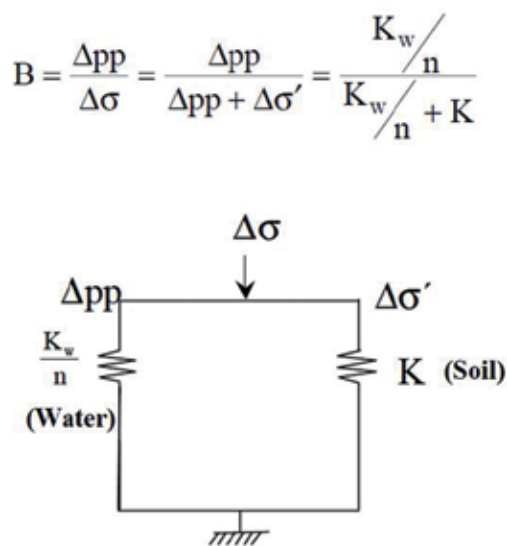


Fig. 8. Sistema agua-terreno (sistema de muelles acoplados)

Esta lógica es aplicable tanto en procesos de carga como de descarga, el caso que nos ocupa, donde la reducción de la presión del frente produce una disminución de las tensiones principales que conlleva a una reducción inmediata de la presión de poro. Lógicamente, este beneficio no es permanente, puesto que la despresurización induce un gradiente en la presión de poro y el flujo del agua hacia las zonas en descompresión. En materiales altamente permeables, como las gravas, la interacción hidro-mecánica es despreciable puesto que la disminución de la presión de poro se recupera rápidamente debido a la velocidad del flujo. En materiales impermeables (como las arcillas) la recuperación de la presión de poro puede desarrollarse a lo largo de un largo periodo de tiempo (días, meses e incluso años).

### 5.3. Descripción del modelo

Tal y como se mencionó anteriormente, el modelo diseñado reproduce, en primer lugar, la excavación secuencial hasta alcanzar el terreno tratado y, en segundo término, la intervención hiperbárica propiamente dicha. Una vez que la máquina alcanza la zona de tratamiento, la máquina para durante tres días para proceder a las tareas de inspección de la rueda de corte (aplicándose la presión correspondiente en la mitad superior de la cámara).

Con el fin de reducir los tiempos de cálculo, el viaducto Alaskan Way, próximo a la zona de tratamiento, no fue incluido dentro del modelo.

La distancia del área de estudio a los límites del modelo está suficientemente alejada para evitar cualquier alteración en los resultados.

El siguiente esquema fue reproducido en el modelo:

- Para cada paso de excavación, se alcanzó un equilibrio mecánico inicial.
- Después de alcanzar el equilibrio, la lógica de flujo fue aplicada entre los pasos de excavación (relacionado con el avance estimado de 5 anillos al día).
- Una vez alcanzada la zona de tratamiento, la EPB se retrae ligeramente hacia atrás para proceder a la formación del cake en el frente, con la mitad inferior de la cámara llena de terreno procedente de la excavación y un soporte parcial de aire en la parte superior de la cámara. Esta maniobra solo es posible realizarla en condiciones de seguridad en un frente estable.

- Para determinar la estabilidad del sistema, se calculó el Factor de Seguridad en dos situaciones distintas: en el instante en que la máquina se retrae y después de tres días de parada.

Tal y como se dijo anteriormente, el tratamiento propuesto para el bloque técnico nº 3 consistía en pilotes de mortero, columnas de *jet grouting* de inclinación variable e inyecciones de mortero formando un volumen compacto alrededor de la huella de la tuneladora.

La figura 9 muestra una vista general del modelo con la tuneladora situada cerca del área tratada.

La figura 10 muestra una vista en planta del tratamiento y su posición con respecto al túnel.

Finalmente, la figura 11 muestra el modelo durante el proceso de intervención, con parte del material procedente de la excavación situado en la parte inferior de la cámara

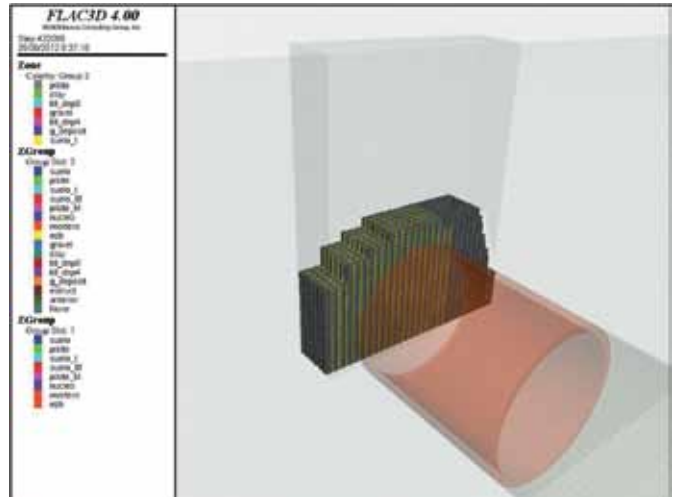


Fig. 9. Modelo FLAC<sup>3D</sup> de la intervención.  
Vista general

METRO DE DUBLÍN - CROSSRAIL c305A (LONDRES) - SR99 TUNNEL ALASKAN WAY (SEATTLE)

AVE MADRID-BARCELONA. TRAMO: SANTS-SAGRERA (SAGRADA FAMILIA) - METRO DE TENERIFE (TRAMO 9)

TUNELES DE LA SE-40 BAJO EL RÍO GUADALQUIVIR (SEVILLA)

ESTANQUE DE TORMENTAS DE ARROYOFRESNO (MADRID)

**Intecsa-Inarsa**  
Grupo SNC-Lavalin

## PROYECTAMOS TÚNELES INNOVADORES EN EL MUNDO

Ubicación del túnel

FACHADA DE LA PASADIA  
FACHADA DE LA GLORIA  
PANTALLA DE PILOTES  
DADO DE HORNWOOD  
TUNEL DEL AIRE  
TUNEL DEL METRO

AVE Madrid-Barcelona. Tramo: Santa-Sagrera (Sagrada Familia)

SR99 Tunnel Alaskan Way (Seattle)

Tuneles de la SE-40 bajo el río Guadalquivir (Sevilla)

Crossrail c305A (Londres)

AENOR  
AENOR  
www.intecsa-inarsa.es

Santa Leonor, 32 - 28037 Madrid  
Telf.: (34) 91 567 38 00 / 91 567 39 69  
Fax.: (34) 91 567 38 01 / 91 567 39 01  
www.intecsa-inarsa.es

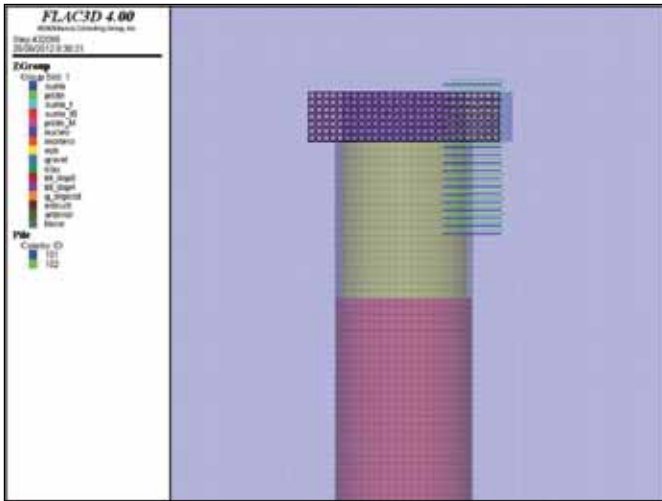


Fig. 10. Modelo FLAC<sup>3D</sup> de la intervención.  
Vista en planta

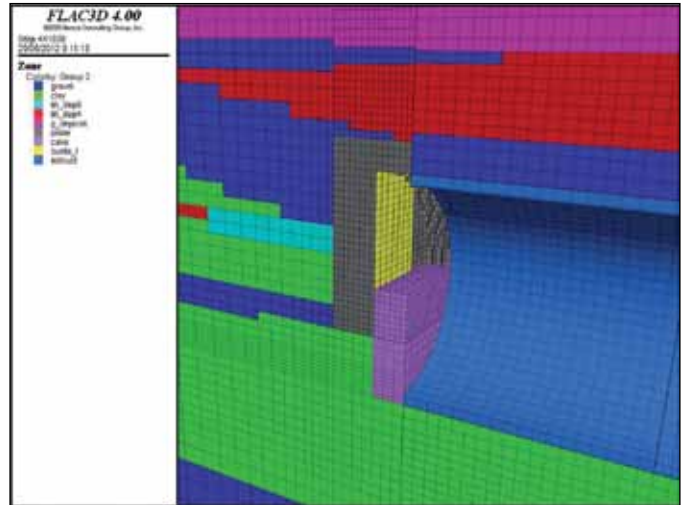


Fig. 11. Modelo FLAC<sup>3D</sup> de la intervención.  
Detalle

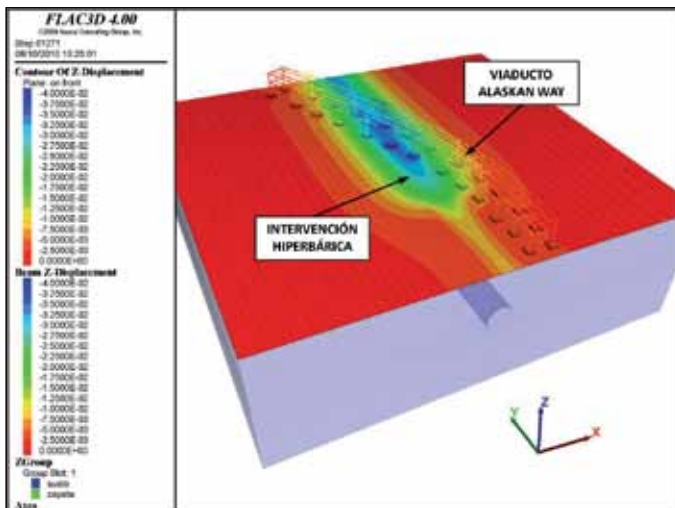


Fig. 12. Vista general del túnel SR 99 y del viaducto Alaskan Way General. Asientos en superficie, modelo adicional

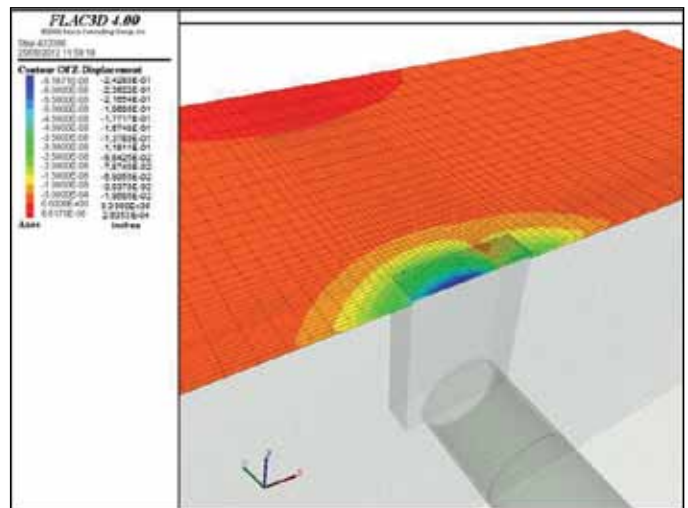


Fig. 13. Desplazamientos en superficie de la zona tratada

y el hueco de la mitad superior presurizada mediante una burbuja de aire comprimido.

#### 5.4. Resultados del cálculo

##### 5.4.1. Excavación secuencial mediante máquina EPB

La excavación secuencial mediante EPB hasta alcanzar la zona de parada, considerando un avance previo de 10 m/día, produce un asiento vertical máximo de 30 mm en el eje de túnel a cota de superficie sin medidas de mitigación. Estos asientos son del mismo orden de magnitud que los

obtenidos en modelos adicionales en los cuales se incluyó la geometría detalla del viaducto Alaskan Way (Fig. 12).

El área de terreno tratado reduce considerablemente los desplazamientos en superficie. La figura 13 muestra los asientos a cota de terreno, con un máximo de 6,1 mm al comienzo de la zona tratada.

Por delante de la zona de terreno mejorado, donde se sitúa el viaducto Alaskan Way, los desplazamientos ver-

ticales y horizontales son de 2 y 4 milímetros respectivamente.

#### 5.4.2. Intervención hiperbárica

Los tres escenarios estudiados modelizaron distintas presiones de aire en la parte superior de la cámara de excavación.

Se obtuvieron resultados en los siguientes instantes:

1. Respuesta instantánea: justo después de retraer la cabeza de corte.
2. Después de tres días: correspondientes al tiempo máximo estimado de duración de las tareas de mantenimiento (72 h).

La distribución de presiones de poro alrededor del área de intervención se muestra en la figura 14. La figura muestra la diferencia de presión de poro entre gravas (donde se fijó el valor de la presión, asumiendo que la recuperación es instantánea) y arcillas con valores de permeabilidad bajos.

La instrumentación y monitoreo de varios puntos del modelo durante la intervención se muestra en la figura 15, manifestando todos ellos el mismo comportamiento: un asiento instantáneo durante la fase de retracción de la rueda de

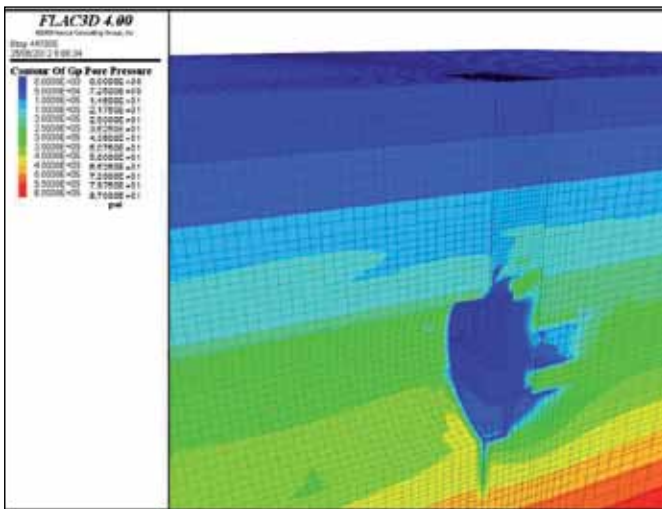


Fig. 14. Respuesta instantánea. Presión de poro alrededor de la intervención

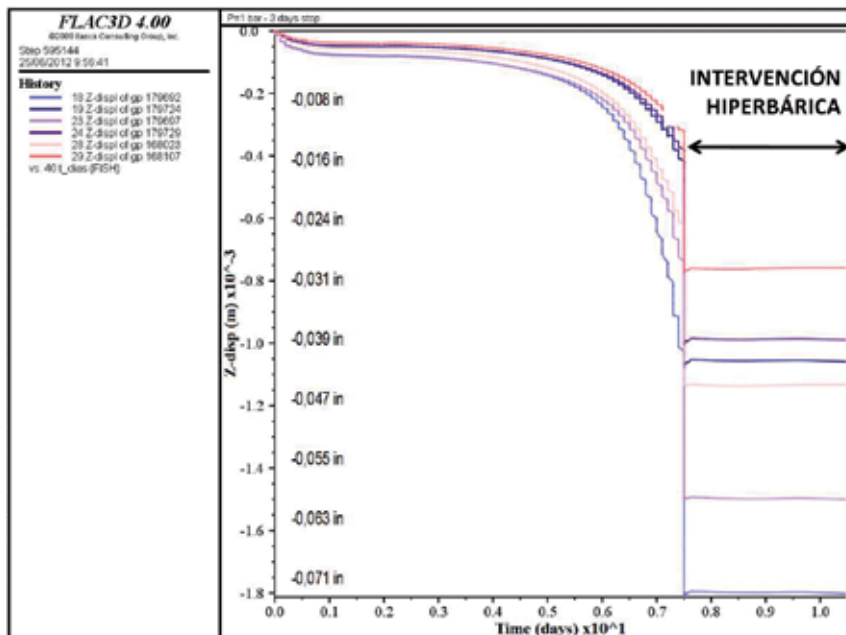


Fig. 15. Intervención hiperbárica. Evolución de los asientos con el tiempo



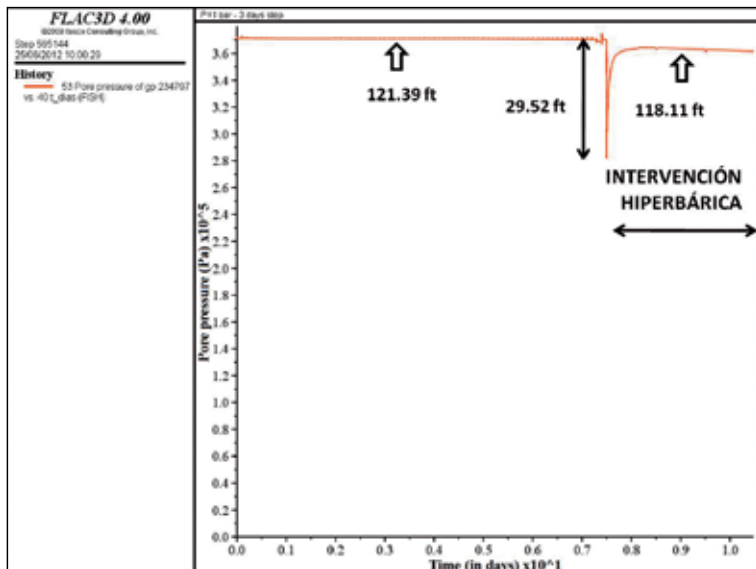


Fig. 16. Intervención hiperbárica.  
Evolución de la presión de poro en frente del túnel

Escenario		Xdesp	Ydesp	Zdesp
Final de la excavación secuencial		3,68	7,11	6,09
Presión de frente = 0 bar	Instantáneo	4,36	8,38	7,87
	3 días después	4,49	7,62	8,63
Presión de frente = 1 bar	Instantáneo	3,93	8,38	7,11
	3 días después	3,93	8,38	7,11
Presión de frente = 2 bar	Instantáneo	3,97	8,12	6,85
	3 días después	3,97	8,12	6,85

Tabla 4. Resumen  
de resultados.  
Desplazamientos en  
superficie

corte y un desplazamiento despreciable debido a procesos de consolidación durante los tres días siguientes.

La figura 16 muestra la evolución de la presión de poro de un punto situado en frente del túnel. La disminución instantánea de la presión de poro se recupera parcialmente después de tres días de parada, pero con una disminución parcial en la columna de agua.

Finalmente, integrando el flujo en todos los puntos del modelo alrededor del frente de la EPB, se obtuvo el caudal de agua que será necesario bombear durante la intervención hiperbárica en cada uno de los escenarios estudiados.

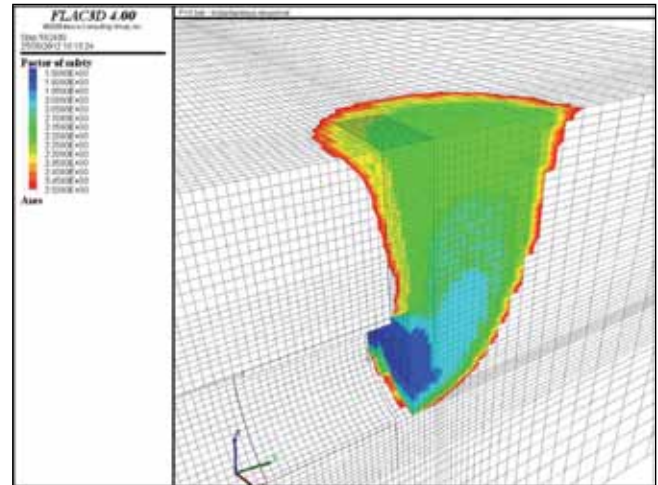
#### 5.4.3. Factor de Seguridad

El análisis de estabilidad del frente del túnel se llevó a cabo considerando el comportamiento hidro-mecánico acoplado del terreno (Fig. 17).

#### 5.5. Resumen de resultados y conclusiones

El propósito del análisis numérico es el de definir las dimensiones y características adecuadas del tratamiento del terreno para acomodar la intervención hiperbárica. Las dimensiones iniciales del bloque técnico fueron establecidas a partir de experiencias anteriores del equipo de diseño. El análisis numérico se centró en la variación de las presiones dentro de la cámara de excavación con el fin de obtener un valor mínimo que garantizase un buen equilibrio en relación con (1) el flujo de agua, (2) los movimientos del terreno y (3) la estabilidad del frente.

Se realizaron cálculos para distintas presiones aplicadas en la cámara, obteniéndose resultados inmediatamente



**Fig. 17. Mecanismo de inestabilidad durante la intervención hiperbárica (factor de seguridad)**

después del inicio de la intervención y transcurridos tres días.

La tabla 4 resume los desplazamientos máximos (en tres direcciones) obtenidos a nivel de superficie para cada una de las tres hipótesis analizadas. Para valorar la influencia de la intervención hiperbárica, también se incluyen los desplazamientos producidos al final de la fase de excavación secuencial. En todos los casos, las deformaciones debidas a la intervención hiperbárica en la zona tratada producen incrementos en los desplazamientos inferiores a 2 mm. En las proximidades al viaducto Alaskan Way, los desplazamientos máximos esperados están en el rango

Escenario		Factor de Seguridad (FS)
Presión de frente = 0 bar	Instantáneo	1,1
	3 días después	0,7
Presión de frente = 1 bar	Instantáneo	1,3
	3 días después	1,2
Presión de frente = 2 bar	Instantáneo	1,9
	3 días después	1,85

**Tabla 5. Resumen de resultados. Factores de seguridad**

de los 6 mm, por lo tanto, la intervención hiperbárica no comprometerá estructuralmente al viaducto.

La tabla 5 resume los Factores de Seguridad (FS) obtenidos para cada uno de los escenarios analizados, tanto instantáneos como al cabo de tres días de intervención. En situación instantánea, cada uno de los escenarios de presión en la cámara de excavación produce situaciones estables, siendo P=0 bar la situación en la cual se obtiene el factor de seguridad menor (FS=1,1). Transcurridos tres días desde el inicio de la intervención, únicamente la hipótesis con una P=0 bar resulta ser inestable, siendo el Factor de Seguridad (FS) de las demás superior a 1.

El objetivo del diseño era obtener un Factor de Seguridad (FS) superior a 1,50. La intervención hiperbárica está previsto que no exceda las 72 horas con la mitad inferior de la cámara llena con el material procedente de la excavación. Bajo estas condiciones, se recomendó que la presión en la mitad superior en la cámara fuese al menos de 2 bar. Valores próximos a 1 bar fueron descartados al no cumplirse el requerimiento mínimo de FS >1,50.

Finalmente, la tabla 6 muestra los caudales medios a bombear dentro de la cámara de excavación para cada uno de los escenarios estudiados. Aunque el modelo arrojó distintos valores (mayores caudales al inicio de la intervención que decrecen con el tiempo) las variaciones fueron suficientemente pequeñas considerándose poco representativas del caudal medio.

Escenario	Caudal medio (l/h)
Presión de frente = 0 bar	155,61
Presión de frente = 1 bar	107,99
Presión de frente = 2 bar	39,59

Tabla 6. Resumen de resultados – Caudales medios esperados.

## 6. Agradecimientos

Los autores de este artículo quieren agradecer a Seattle Tunnel Partners (STP); Dragados USA –Tutor Perini – HNTB su inestimable asistencia y apoyo durante todo el proceso de diseño.

Los autores también agradecen la colaboración de Itasca Consultores involucrados en el desarrollo de los modelos numéricos mediante FLAC<sup>3D</sup>. **ROP**

## Referencias

- [1] Dawson, E., W.H. Roth & A. Drescher (1999). "Slope stability analysis by strength reduction", Prospect Geotechnique, January 1999
- [2] FLAC<sup>3D</sup> (2005). "Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions", Itasca Consulting Group, Inc. Minneapolis, Minnesota, USA
- [3] Wood (1990). "Soil behavior and Critical State of Soil Mechanics", Cambridge University Press (pp. 277-280)
- [4] "Geotechnical Parameters for Deformation Analysis and Deformation Mitigation Design" (STP April, 2012)
- [5] Ashraf Abu-Krishna (2007). "Numerical Modeling of face stability for TBM tunneling, Underground space – 4th Dimension of Metropolises"
- [6] G.J. Zhang & F.Q. Yang (2008). "Construction technology of shield inspection environment in Shanghai Yangtze River Tunnel". Taylor & Francis Group, London.
- [7] Juan Miguel Alcaide Alonso (2011). "Procedimiento de estimación de la presión de trabajo óptima en la cámara de mezclado de un escudo de presión de tierras. Implicación en los parámetros de diseño del escudo" Tesis doctoral, UPM.
- [8] Thomas Benz (2007). "Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences" Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart.

# Eje pirenaico. Túnel de Petralba



## Rafael López Guarga

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Ministerio de Fomento



## Ricardo Páramo Vaquero

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Prointec

### Resumen

La ejecución del túnel de Petralba en la carretera N-260 en el Pirineo oscense con una sección de 110 m<sup>2</sup> y 2.595 m de longitud ha supuesto una mejora en las comunicaciones en el norte de la provincia de Huesca.

Para llevar a buen término la obra fue preciso salvar diversos inconvenientes principalmente de índole medioambiental y de conocimiento previo de las características del macizo, que condicionaron la ejecución de la excavación, por lo que se optó por realizar la galería de evacuación paralela adelantada respecto al túnel a modo de galería piloto.

### Palabras clave

NATM, túnel, galería, sostenimiento, excavación, sección completa, emboquille, paraguas

### Abstract

*The construction of the Petralba tunnel on the N-260 road in the Huesca Pyrenees, has led to an improvement in communications in the north of the Huesca province. The successful completion of this 2,595 m long and 110 m<sup>2</sup> section tunnel had to overcome a series of problems, mainly of environmental nature and with respect to the prior knowledge of the characteristics of the massif, which conditioned the construction of the evacuation tunnel and made it necessary to construct this gallery by advanced boring parallel to the main tunnel, much in the way of a pilot bore.*

### Keywords

*NATM, tunnel, gallery, support, excavation, complete section, entrance, umbrellas*

### Introducción

El tramo de nuevo trazado de la carretera N-260, Eje Pirenaico, que incluye la ejecución del túnel de Petralba entre Sabiñánigo y Fiscal forma parte del Eje Pirenaico, carretera N-260 de frontera francesa (Port Bou) a Sabiñánigo, a su paso por la provincia de Huesca. Este tramo de nueva carretera, de 23,3 kilómetros de longitud, conecta los valles del Gállego y del Ara de forma directa sin necesidad de atravesar el puerto y túnel de Cotefablo, reduciendo el tiempo de recorrido de una hora a poco más de 15 minutos. El túnel de Petralba tiene una longitud total de 2.625 m. Atraviesa la Sierra de Canciás bajo el collado de Petralba con una montera máxima cercana a los 500 m. La tramitación del proyecto fue larga y problemática al afectar a la ZEPA Oturia-Canciás con la presencia de quebrantahuesos y águila real, siendo necesario el desarrollo de varias alternativas hasta que se consensuó el trazado definitivo. Dado lo escarpado del terreno atravesado por el túnel y su grado de protección no se pudieron realizar prospecciones geotécnicas en fase de proyecto, salvo la geología de superficie.



Fig. 1. Emboquille norte



Ya en fase de construcción, dado que se denegaron los permisos para ejecutar nuevas pistas de acceso, solamente se pudieron realizar sondeos y geofísica en las zonas accesibles, que no cruzan el trazado del túnel, por lo que hubo que extrapolar los resultados de las prospecciones. Todo ello llevó a realizar la obra con un alto grado de incertidumbre, que exigió un seguimiento exhaustivo de los frentes de excavación y de la evolución de los resultados obtenidos.

### Datos generales del túnel

Como ya se ha dicho se trata de un túnel de carretera monotubo de 2.625 m de longitud de doble sentido de circulación con tres carriles.

El trazado en planta presenta tres alineaciones, una curva de 500 m en la entrada, una recta central de 1.944 m y otra curva de 800 m de radio en la boca de salida. La rasante es continua de -3 %.

La sección transversal es de herradura con 7 centros, quedando así, para un gálibo vertical de 5,5 m, una plataforma de 11,0 m distribuidos en una mediana central de 0,40 m, un carril de 3,50 m en el sentido de bajada, dos carriles de 3,25 m en el sentido Fiscal-Sabiñánigo y arcenes exteriores de 0,30 m. Para emergencias y conservación tiene sendas aceras de 0,60 m de anchura en la parte baja. En la mediana central se disponen elementos flexibles de balizamiento.

Dispone además de cinco apartaderos de 50 m de longitud en los que se amplía la plataforma 3,50 m respecto al resto del túnel. Resulta con todo esto una sección de excavación de 110 m<sup>2</sup> y de 148 m<sup>2</sup> en apartaderos.

Por motivos de seguridad dispone de una galería de evacuación paralela con sección de 4,5x4,5 m<sup>2</sup> con bóveda de medio punto. El túnel y la galería se conectan a través de nueve galerías de conexión en las que se disponen refugios que podrán ser utilizados por los usuarios en caso de emergencia en el túnel.

Las instalaciones del túnel se han adaptado a lo indicado en el R.D. 635/2006 sobre requisitos mínimos de seguridad en los túneles de la red de carreteras del Estado.

### Geología y geotecnia

Como ya se ha dicho, durante la redacción del proyecto no fue posible un análisis exhaustivo del terreno que iba a ser atravesado al no poder realizar reconocimientos profundos de ningún tipo por falta de accesibilidad, por no disponibilidad de los terrenos y por condicionantes ambientales. El túnel fue proyectado basándose exclusivamente en geología de superficie e interpretación de fotogramas aéreos, complementados con una caracterización geomecánica de afloramientos superficiales.

Por ello, como parte de la obra, el proyecto consideró la realización de una campaña adicional de investigación mediante la perforación de sondeos con extracción de testigo, ensayos in situ y de laboratorio de las muestras recogidas y la realización de cualquier otro tipo de investigación geotécnica que proporcionara la información necesaria para concretar el diseño de las distintas fases o etapas de la construcción del túnel.

Así se realizó la siguiente campaña de investigación geotécnica:

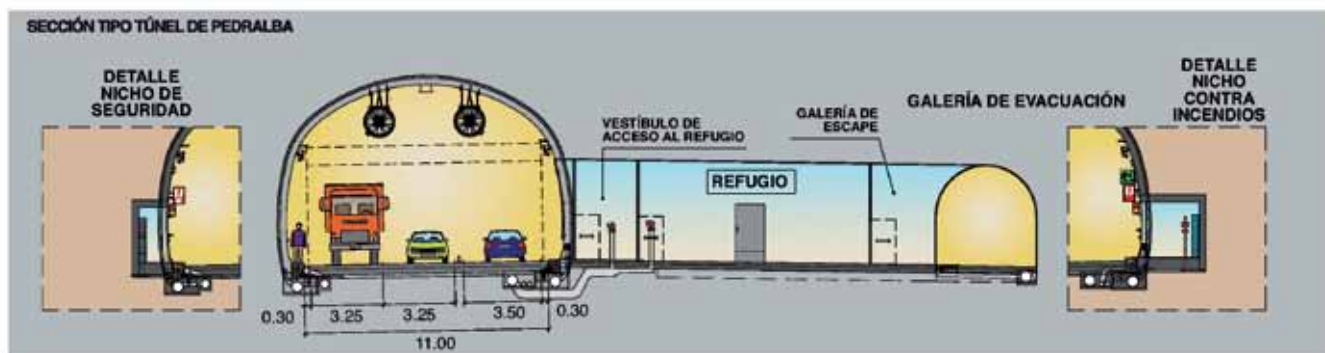


Fig. 2. Sección tipo túnel

- 600 m de sondeo con extracción de testigo.
- 480 m de perfiles de sísmica de refracción.
- 2.450 m de sísmica de reflexión.
- 2.250 m de tomografía eléctrica.

Con estas prospecciones no se observó ningún accidente geotécnico de relevancia aunque al no haberse podido ejecutar exactamente sobre la traza se extrapolaron los resultados obtenidos, tomando su resultado como no concluyente.

Para realizar la excavación se optó por los métodos convencionales de voladura mediante avance y destroza y, dado el grado de incertidumbre, se decidió realizar la galería de evacuación adelantada respecto al túnel principal a modo de galería piloto.

La zona por la que discurre el túnel está constituida en su totalidad por terrenos terciarios pertenecientes a la Cuenca Surpirenaica Central, denominada Cuenca de Jaca, limitada al norte por el zócalo hercínico y la cobertera mesozoica y solapando por el sur con el dominio del Ebro. Por el este y oeste sus límites son admitidos convencionalmente, el oriental en la zona de la rampa oblicua de las inmediaciones del valle del Segre y el occidental representado en la alineación de diapiros navarros de Estella-Velate.

Los materiales atravesados constituyen un sinclinal laxo, Sinclinal de Canciás. Una vez realizada la excavación puede afirmarse que la charnela de dicho sinclinal se encuentra desplazada hacia el origen del tramo (boca Sabiñánigo) y

es también en esta boca donde el buzamiento de la estratificación disminuye con mayor rapidez para después mantenerse durante unos 500 metros con buzamientos inferiores a 5 grados que se corresponden con la perforación de la zona de charnela.

La caracterización del macizo rocoso se realizó en cada uno de los frentes de excavación utilizando la Clasificación de Bieniawski (1989) que permitió obtener una clase y calidad del macizo rocoso con la que se definió el sostenimiento en base a los criterios marcados en el proyecto. Con los datos obtenidos se consideró un valor medio del RMR entre 40 y 60, correspondiente con una calidad de roca media incluida en la clase III (Beniawski, 1989), aunque se presentaron frentes de excavación con valores inferiores a 30 (Tipo IV. Calidad mala) y valores máximos del RMR de 70 (Tipo II. Calidad buena) (Fig. 4).

Las diferentes litologías atravesadas pertenecen a la formación Campodarbe (Eoceno-Oligoceno) y están constituidas por materiales detríticos de origen fluvial, lutitas, areniscas y conglomerados que afloran en capas de escala métrica a decimétrica, presentando una geometría tabular o canali-forme. Esta formación cartográficamente de muro a techo se subdivide en los siguientes dominios:

- Zona inferior de la serie con dominio de lutitas. Se intercalan cuerpos de arenisca y conglomerados aislados, de potencia decimétrica y en ocasiones métrica.
- Zona media con dominio de niveles de arenisca y conglomerados. Se intercalan paquetes de lutitas de potencia métrica a decimétrica. Afloran niveles de calizas lacustres.

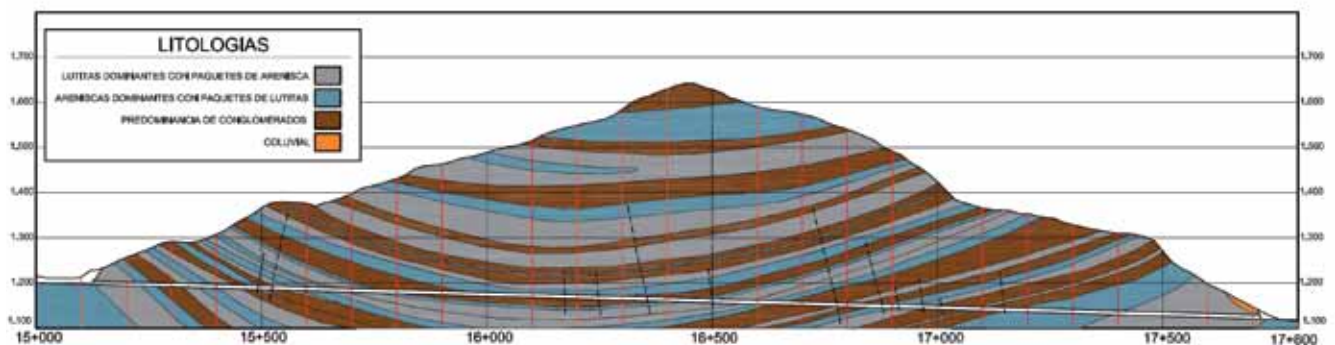


Fig. 3. Perfil geológico

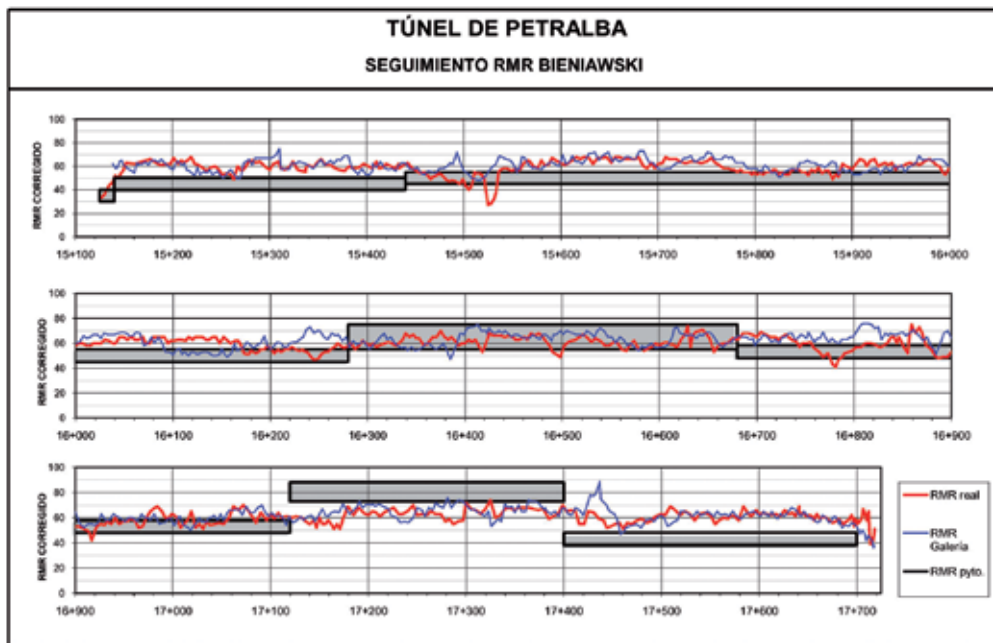


Fig. 4. Seguimiento RMR

- Zona superior constituida predominantemente por paquetes de conglomerados de potencia métrica a decimétrica, con intercalaciones más finas de lutitas.

Los parámetros geotécnicos obtenidos durante la excavación para las tres litologías principales son los que se indican en la tabla.

Los niveles de conglomerados interceptados por la excavación no fueron masivos ya que se encuentran intercalados entre las otras dos litologías de la formación. Esto hizo que los índices RMR obtenidos no se pudieran considerar

representativos de la calidad de los conglomerados. Los paquetes atravesados nunca tuvieron la entidad suficiente como para ocupar la sección total del túnel, presentando siempre alguna intercalación de las otras dos litologías, llevando consigo una mayor fracturación y la presencia de agua ya que las lutitas presentan una permeabilidad más baja.

El estado de las lutitas observadas en los frentes fue masivo con pocas familias, debido probablemente a su reducido módulo de deformación, a que resultan impermeables y a una mayor resistencia a compresión respecto de la espera-

Parámetro	Litología		
	Conglomerados	Lutitas	Areniscas
$\sigma_c$ (Mpa)	60,305	38,704	45,430
m	22,404	24,3309	27,003
E (Mpa)	15.045	8.584	13.161
RMR	min	29	42
	medio	62	63
	max	66	74

Tabla 1. Parámetros geotécnicos

da, siendo por tanto la calidad del macizo excavado mayor que la prevista, por lo que en el cálculo del índice RMR todos los sumandos relativos a las juntas se incrementaron respecto a lo estimado.

En el caso de las areniscas, los índices RMR obtenidos en la excavación fueron similares a los estimados en proyecto.

La diversidad en los materiales atravesados vino ligada a variaciones en la hidrogeología, apareciendo algunas diaclasas con aportación de un caudal apreciable, hasta 30 litros por minuto, sobre todo en el caso de conglomerados en que la apertura de las fracturas fue importante, alcanzando en casos puntuales hasta 1 m, siendo lo habitual de 10 cm, por las que circula el agua. El resto de materiales (lutitas y areniscas) también se presentaron fracturados en mayor o menor medida, pero en estos casos la apertura de las diaclasas fue mucho menor con caudales mínimos de agua estando incluso secas.

Se caracterizaron cuatro familias de juntas además de la estratificación, denominadas J1 a J4.

En cuanto a la estratificación hay que señalar que la tendencia se corresponde con un sinclinal. El buzamiento en ambos emboquilles es de 45° y el sentido es opuesto en cada boca aunque, para los dos casos, favorable a la exca-

vación. Este ángulo va disminuyendo conforme se avanza en el trazado del túnel, reduciéndose a un ritmo más rápido desde la Boca Sabiánigo (DO 15+125), alcanzándose la charnela en la DO 16+250, por lo que a partir de aquí el buzamiento es desfavorable a la excavación.

En la Boca Fiscal el descenso del buzamiento de la estratificación se produce de manera más paulatina, con unos valores iniciales de 45° y mínimos de 4°. En este caso el sentido del buzamiento fue a lo largo de toda la ejecución favorable a la excavación al estar en todo momento en el mismo flanco del sinclinal.

La familia J1 se trata de juntas de origen tectónico con dirección subparalela a la estratificación y, por tanto, paralela al eje del sinclinal y al eje del túnel, por lo que se podría decir que son el resultado de las tracciones sufridas por el macizo durante el plegamiento.

Las de la familia J2 presentan una dirección subparalela al eje del sinclinal y al eje del túnel, de buzamiento subvertical. No son persistentes y aparecen en las tres litologías aunque con carácter más marcado en las areniscas y conglomerados, donde se encuentran de manera constante, presentando aperturas muy elevadas, de hasta 1 m, aunque con valores medios de apertura de 10 cm. De modo general, se presentan rellenas de calcita y arcilla y han

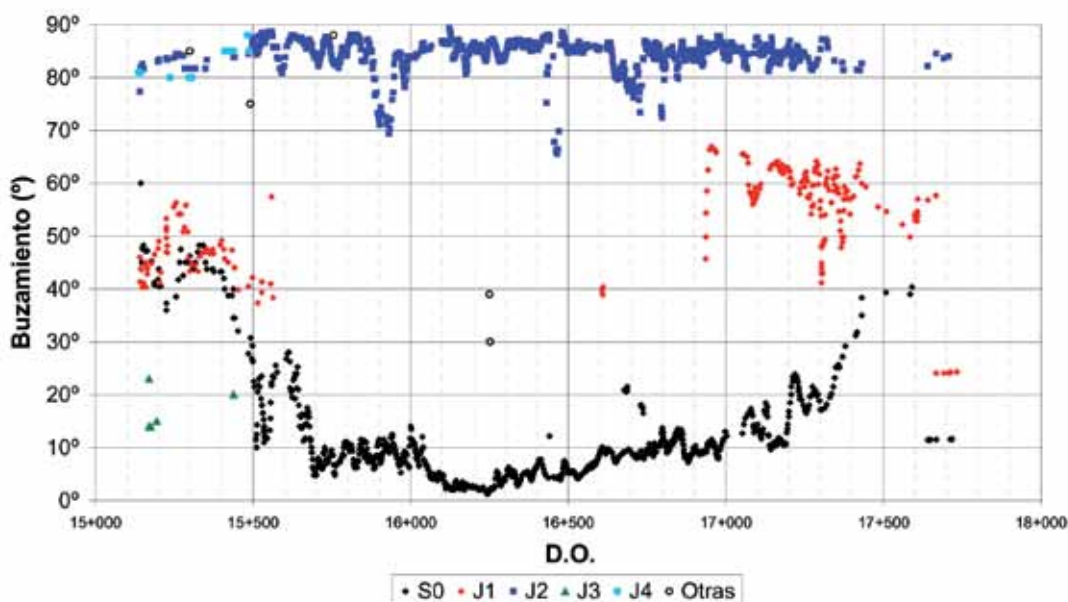


Fig. 5. Evolución de buzamientos



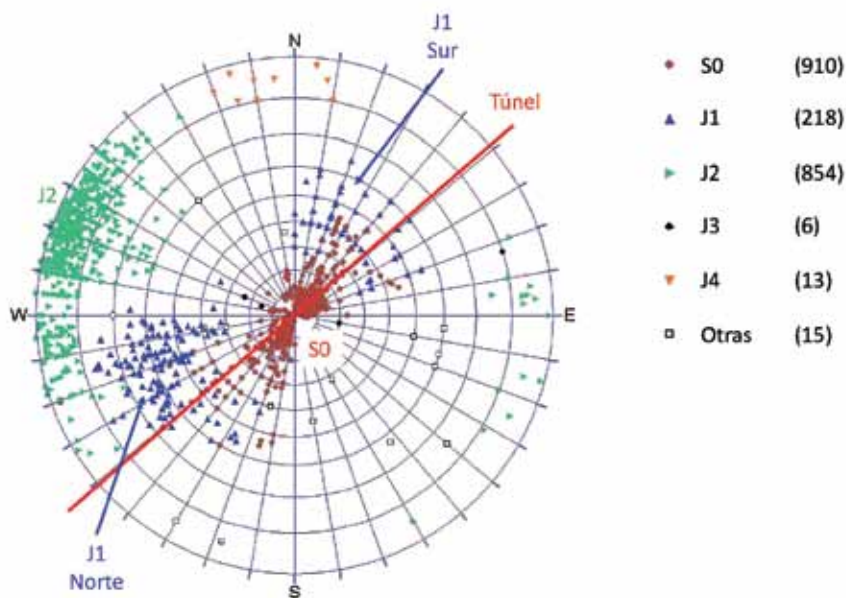


Fig. 6. Proyección estereográfica de discontinuidades

mostrado presencia de agua, en determinados casos con caudal apreciable.

**Emboquille sur**

Al igual que el resto del túnel los emboquilles también se han excavado en la formación Campodarbe y más específicamente en una alternancia de lutitas y areniscas con buzamientos entre 40 y 45° hacia el interior del macizo al presentarse cada una de ellas en flancos opuestos del sinclinal de Canciás. En ambos casos, el rumbo del talud de excavación es prácticamente paralelo a las curvas de nivel de la ladera en la zona.

La boca del lado Sabiñánigo está localizada en el flanco sur del sinclinal, con 22 metros de cobertera sobre la clave del túnel. El RMR presentó valores entre 30 y 50 (clase IV a III, calidad mala a media) y el espesor de suelo alterado fue muy pequeño (alrededor de 1 metro), careciendo de material coluvial sobre el sustrato rocoso.

La excavación del talud frontal del emboquille se realizó con talud 1H/3V con un sostenimiento a base de bulones de acero de 4 m de longitud y un sellado de hormigón proyectado.

Las condiciones geotécnicas disponibles para la perforación permitieron que pudiera realizarse la excavación por

medio de voladuras, aunque para el caso del emboquille con longitudes de pase de uno a dos metros. Como medida adicional se realizó un paraguas de micropilotes de 15 m de longitud en el túnel y un paraguas de redondos de acero de 12 m de longitud en la galería.

**Emboquille norte**

La ladera donde se ejecutó el emboquille norte es un pie de monte de la sierra subpirenaica de Oturia y Canciás que presenta una inclinación natural de aproximadamente 30°, presentando en planta dos planos separados por una vaguada, que se sitúa aproximadamente en la intersección entre el talud frontal y el lateral derecho del emboquille.

En planta, el talud frontal del emboquille forma un ángulo de 30° con la ladera, lo que genera una asimetría en las tensiones del terreno, que son mayores en el lateral al tener mayor cobertera. El talud derecho del emboquille es subparalelo a la ladera.

Dados tanto el ángulo que forma el talud frontal con la ladera como la inclinación de ésta, el talud izquierdo resultante es muy pequeño, tanto en altura como en longitud.

Los perfiles sísmicos de refracción y los distintos sondeos realizados determinaron la presencia de un espesor de coluvial medio de unos 8 metros sobre lutitas de la forma-

ción Campodarbe que buzan unos 40°-45° hacia el túnel al encontrarse en el Flanco Norte del Sinclinal de Canciás, poniendo de manifiesto la estructura interna que presentaba el macizo, que era el esperado de una formación de este tipo, con resaltes debidos a niveles más competentes.

Para reducir las dimensiones del talud frontal se alargó en 20 m la longitud del túnel excavado en mina y se verticalizó lo más posible, llegando al 1H/3V tras un cálculo de estabilidad a corto plazo de la altura del batache excavado en el tramo en coluvial. Aun así la anchura de la trinchera fue de 37 metros ya que alberga tanto el túnel principal como la galería de evacuación, cuyos hastiales en el emboquille tienen una separación de 9 metros.

Las ventajas que llevaron a ampliar la longitud del túnel fueron las siguientes:

- Se buscó reducir lo más posible la altura de los taludes y por tanto de la trinchera de acceso, con el objeto de primar su estabilidad y sacrificar la calidad del macizo excavado en los primeros metros de túnel, que por otra parte quedó sujeto con un paraguas pesado, calculado para soportar el peso que gravita sobre él.
- Al reducirse las dimensiones del talud frontal aumenta el confinamiento que ejercen sobre éste los taludes laterales

de la trinchera de acceso. No obstante conviene aclarar que los estudios de estabilidad se realizaron sin considerar este confinamiento, por estar del lado de la seguridad.

- Desde el punto de vista ambiental la solución ejecutada fue mucho mejor ya que supuso menor superficie de ocupación, al reducirse el movimiento de tierras a cielo abierto, con menores excedentes y menor nivel de ruidos por el paso de maquinaria.

La altura del talud frontal finalmente resultante fue variable entre 12 metros en la margen izquierda y 23 metros en la derecha.

Para la excavación de la trinchera de acceso, en el tramo excavado en coluvial, fue necesario realizar un sostenimiento a base de bulones autoperforantes de 40 mm de diámetro y 20 mm interior, en malla de 1x1 metros, con una longitud de 12 metros en las filas superiores y de 9 metros las dos últimas antes de alcanzar la roca.

En el tramo excavado en roca se colocaron bulones de barra de 32 mm de diámetro en malla de 3x3 metros.

Una vez terminada la excavación tanto de la trinchera como de los primeros metros del túnel, para mejorar el coeficiente de seguridad definitivo, se adosó un falso túnel

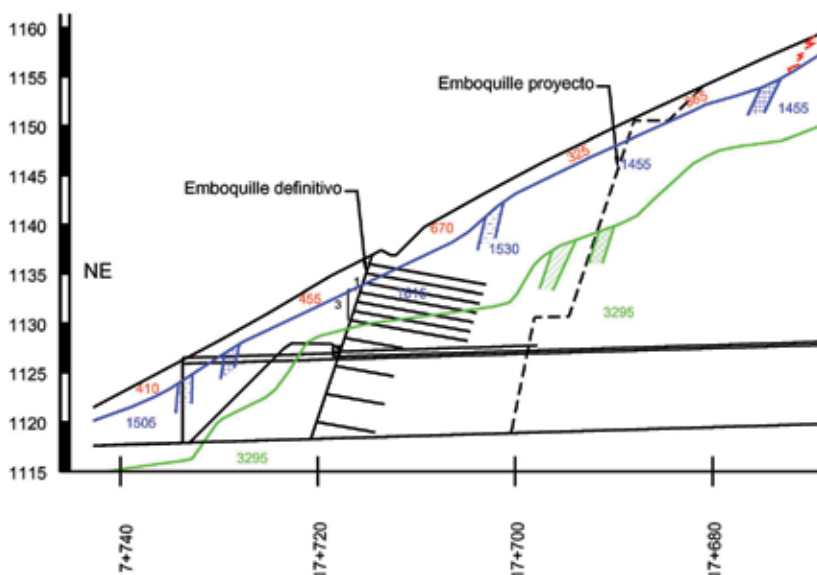
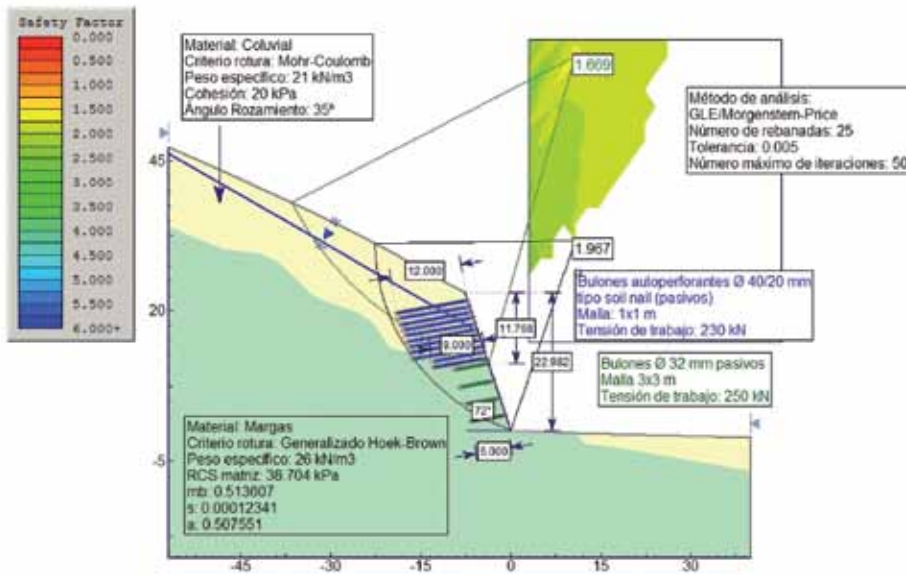


Fig. 7. Emboquille norte. Comparativo con proyecto



**Fig. 8. Boca Norte.  
Tratamiento del talud frontal**

de 18 m de longitud sobre el que se realizó un relleno de tierras.

Los valores de los RMR obtenidos fueron cercanos a 40 dado el alto grado de fracturación y alteración de las juntas. Por ello, y por la poca cobertura de roca existente sobre la clave, la excavación de los 30 primeros metros se realizó con medios mecánicos y en tres fases. El sostenimiento empleado fue rígido a base de cerchas HEB.

**Nuevo método austriaco**

El método de excavación empleado en el túnel de Petralba fue el del Nuevo Método Austriaco (NATM) mediante perforación y voladura. Según definición de Müller (1978), “el NATM es un concepto cuyo éxito depende de que se aplique un conjunto de principios, el primero de los cuales es utilizar la masa rocosa como principal elemento para resistir las cargas”. La aplicación del NATM optimiza el empleo de recursos, ya que considera menores cargas sobre el sostenimiento que los métodos de excavación clásicos que tienen en cuenta toda la bóveda que gravita sobre el túnel. Para aplicar el NATM se debe movilizar deliberadamente la resistencia del terreno en torno al túnel lo máximo posible, permitiendo su deformación controlada mediante la aplicación de sostenimientos flexibles y controlando las deformaciones con una correcta instrumentación. Por tanto, en aplicación de los principios teóricos del NATM, se actuó de la siguiente manera:

- utilización de la roca como elemento resistente,
  - empleo de planes de tiro con retardos y con voladura perimetral de recorte para alterar lo menos posible el macizo rocoso,
  - verificación de la clasificación del macizo respecto a las calidades definidas en el proyecto mediante el índice RMR de Bieniawski, aplicando el sostenimiento correspondiente según la calidad observada,
  - control de la influencia del tiempo en el comportamiento del macizo rocoso mediante la medición y seguimiento de convergencias y aplicación de sostenimiento adicional en caso de ser necesario,
  - construcción de un sostenimiento definitivo mediante un anillo de revestimiento con hormigón encofrado.
- En fase de obra se realizaron controles sistemáticos de los siguientes aspectos:
- geológico con levantamientos continuos del frente,
  - cálculo de estabilidad de cuñas con las principales familias de diaclasas identificadas y considerando su evolución dentro del sinclinal,
  - medición de convergencias,



Fig. 9. Situación definitiva del emboquille norte

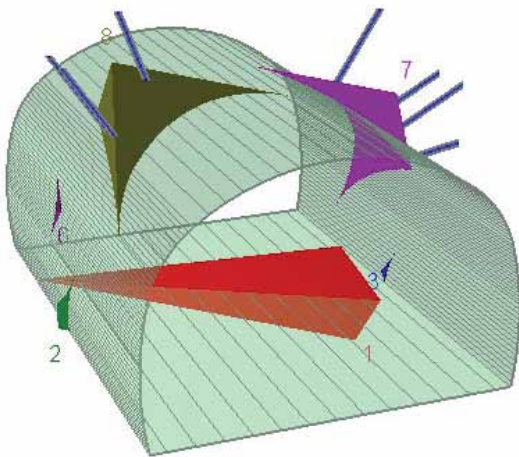


Fig. 10. Ejemplo de análisis de estabilidad de cuñas

- control de calidad de los elementos de sostenimiento y revestimiento.

Salvo en los primeros 60 m de cada frente, la excavación se realizó a sección completa hasta que se comprobó la estabilidad de los frentes. Se adoptó esta opción frente a la sección partida por las razones geotécnicas siguientes:

- cada cambio o reajuste en el estado de tensiones del macizo crea perturbaciones y roturas en la roca circundante a la excavación, que hace que el “anillo” portante de roca necesario para la aplicación del NATM pierda calidad,

- la ejecución de excavaciones parciales suele generar esquinas en las que se producen concentraciones de tensiones, que también redonda en la calidad del “anillo” de roca,



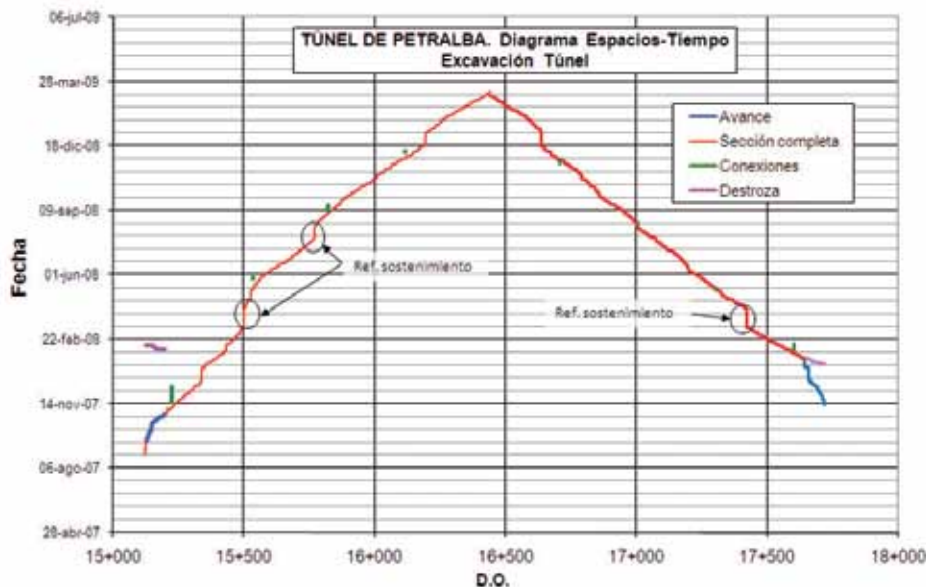


Fig. 11. Diagrama espacio-tiempo

- un túnel se debe considerar estáticamente como una estructura tipo tubo, de mayor capacidad portante que una estructura tipo arco, siempre que esté cerrado, cuestión que en el presente caso no tenía importancia dada la calidad del macizo.

Hay que destacar que hasta en las secciones especiales de apartadero con 148 m<sup>2</sup> se mantuvo el criterio de excavación a sección completa.

**Desarrollo de las obras**

Como ya se ha indicado, la excavación del túnel se realizó desde ambas bocas, así como la de la galería lateral, que se llevó adelantada unos 100 m a modo de galería piloto de reconocimiento, con lo que se consiguió una estimación inicial de la calidad del macizo, estableciendo puntos de alerta donde se esperaba algún incidente geotécnico de relevancia.

Ello perdió parte de su cometido cuando se alcanzó la charnela del sinclinal, ya que por la potencia de los estratos, alternancia de litologías y, principalmente, por la diferencia de cota entre galería y túnel (más de 5 m), no fue posible observar previamente la calidad del macizo en la clave del túnel.

Aun así, la opción de llevar la galería lateral avanzada a modo de galería piloto y obtener una estimación de la calidad del macizo a excavar, permitió ejecutar la excavación del túnel

a sección completa en el 94 % de su longitud, incluidos los tramos especiales con apartadero, lo que supuso, además de ventajas geotécnicas, una mejora en los rendimientos globales de excavación y la optimización de la maquinaria.

Sin embargo, al ejecutar los dos túneles en paralelo los rendimientos del principal se vieron ligeramente alterados dadas las interferencias que se producían con las voladuras.

**Riesgos geotécnicos durante la excavación**

Los principales riesgos geotécnicos observados en la excavación fueron los siguientes:

- formación de techos planos,
- presencia de freáticos colgados,
- alteración de las fracturas J2.

*Formación de techos planos*

Aunque no se trata de un riesgo geotécnico muy grave cabe mencionarlo, ya que se produjo en una longitud importante de casi 500 m.

En la charnela del sinclinal la estratificación se situaba horizontal, con unos índices RMR entre 55 y 65, donde según las hipótesis de proyecto los sostenimientos previstos eran a base de hormigón proyectado y bulones, es decir, sin cerchas. Sin embargo, una vez realizado el saneo, las

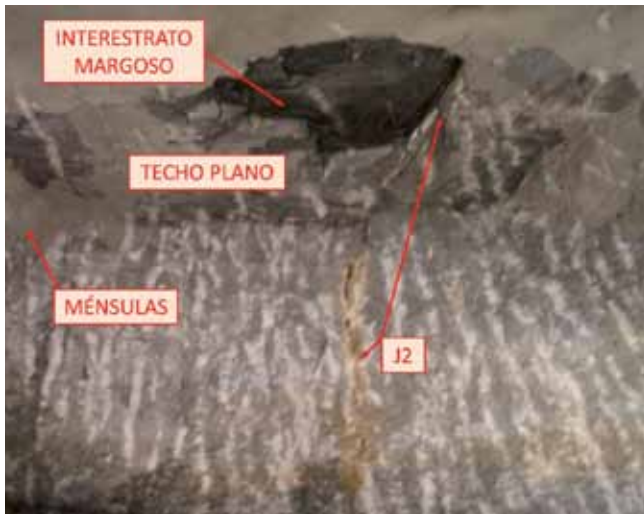


Fig. 12. Techo plano



Fig. 13. Interestrato lutítico

secciones resultantes de la excavación presentaban un perfil escalonado en hombros, produciéndose ménsulas cortas en los hastiales y techos planos en clave con caída de bloques, que obligó a realizar un refuerzo a base de cerchas tipo TH-21 ante las grietas que comenzaron a aparecer en clave.

Analizando las roturas se observó que eran por flexión de los estratos margosos debido a su potencia decimétrica y a la intercalación de interestratos lutíticos con mayor contenido en arcilla y nula rugosidad.

Posteriormente, se llevó a cabo en los hastiales el sostenimiento correspondiente a la sección tipo para esa clase de terreno y en la clave un refuerzo a base de cerrar la malla de bulones a  $1,5 \times 1,5 \text{ m}^2$  y así sostener la bóveda de descarga creada al romperse las ménsulas cortas de los hombros y el techo plano favorecido por el diaclasado existente. Por último, se colocó una capa de mallazo y una tercera de hormigón proyectado.

La idoneidad de estas medidas se comprobó intensificando las inspecciones visuales y las medidas de convergencias.



Fig. 14. Inundación del frente



Fig. 15. Alteración de fracturas J2

#### Niveles freáticos colgados

Tanto la estructura de sinclinal como la alternancia de litologías con distinto grado de permeabilidad generaban la presencia de niveles freáticos colgados que produjeron aportes importantes de agua al pincharlos con la perforación. Ello se produjo al pasar de suelo a techo de un estrato impermeable a uno permeable o con alguna fractura tipo J2 al ser vías preferentes de agua.

El mayor de los niveles captados se produjo por la boca de Sabiñánigo con un caudal y volumen importantes de agua que dieron lugar a la inundación de, aproximadamente, 70 m de túnel al resultar insuficiente el sistema de achique. Ello no pudo ser detectado previamente por la galería de evacuación al tener una cota inferior a la del túnel principal.

A partir del suceso descrito se duplicó la capacidad del sistema de achique.

#### Alteración de las fracturas J2

La presencia de diaclasas de la familia J2, juntas subverticales con dirección cuasiperpendicular al eje del túnel, con aperturas importantes por disolución, produjo la aparición de eventos kársticos, bien con presencia de agua o secos, dando lugar a importantes surgencias de agua al realizar la perforación.

Los riesgos potenciales de la alteración de estas fracturas eran la caída de bloques por la conjunción con la estratificación y otras familias y ser vía preferente de filtraciones hacia el túnel.

En los casos más graves se solucionó colocando un sostenimiento a base de cerchas e implantando una sección de auscultación para observar posibles deformaciones excesivas.

Las filtraciones se canalizaron al drenaje general a través del sostenimiento mediante un tubo, en el caso de puntos localizados y mediante mayor cuantía de perforaciones y lámina drenante cuando se trató de una superficie amplia no susceptible de canalizar mediante tubo.

En la mayoría de los casos, estas fracturas fueron de la entidad suficiente como para ser detectadas ya en la galería de evacuación, lo que permitió establecer los niveles de atención necesarios para prever avances menores y sostenimientos de mayor entidad en esos tramos.

#### Rendimientos de la excavación

Los rendimientos de la excavación en un túnel de estas características son variables en función de los siguientes factores:

- *Propios del túnel de Petralba, sobre los que no se puede actuar para mejorarlos*

- Condiciones geotécnicas del macizo, o fracturación,
  - hidrogeología,
  - resistencia de la matriz,
  - abrasividad de la roca excavada.

- Pendiente del túnel, avance contra o a favor de la pendiente,
  - por drenaje,
  - por ventilación.

- Secciones especiales del túnel: apartaderos, conexiones, nichos, etc.

- Aumento de la longitud de transporte de los productos de excavación.

- *Propios del método de excavación (NATM con perforación y voladura)*

- Interferencias con la excavación de las galerías. Paradas por la ejecución de las voladuras.

- Interfases entre las actividades del ciclo.





La obra pertenece al nuevo trazado de la Vía Pirenaica N-260 entre las poblaciones de Sabiñanigo y Fiscal.

El tramo de carretera tiene dos túneles (Berroy y Pedralba) de secciones distintas con barrera New Jersey incluida.

La complejidad de la obra estaba en conseguir un único encofrado para resolver las cuatro geometrías que además fuera capaz de adaptarse a las tres secciones de Pedralba sin necesidad de desmontarse. Para ello PERI diseñó un encofrado especial metálico con una clave de módulos

articulados que permite, partiendo de una geometría curva inicial, adaptarse a otras curvas mediante una aproximación en forma de margarita. Para poder cumplir la necesidad de la obra de entrar por una de las bocas del túnel de Pedralba y hormigonar las tres secciones adaptándolo en el interior sin necesidad de sacarlo, PERI diseñó, sobre la plataforma del carro TET-4, un equipo hidráulico de transformación que partiendo de la geometría tipo del túnel lo adaptaba a las secciones de apartadero abriendo el encofrado de clave e intercalando tres módulos complementarios.

## Cuatro secciones con un sólo encofrado sobre carro en alquiler con marcado CE Tendrá éxito construyendo con PERI



Encofrados  
Andamios  
Ingeniería

[www.peri.es](http://www.peri.es)



- Empleo de las últimas tecnologías, como jumbo robotizado.
- Explosivo empleado y sistema de carga.

• *Otros factores sobre los que se puede actuar para mejorar el ciclo*

- Mantenimiento y conservación de la maquinaria, especialmente la de difícil sustitución, como jumbos, robots gunitadores y grupos electrógenos.
- Estado de la plataforma del túnel, con mayor incidencia cuanto mayor es la longitud excavada en cada frente,
  - reducción de los tiempos de desescombro,
  - menores averías en los medios de transporte,
  - reducción de tiempo de servicio de materiales, como el hormigón.
- Accesos al túnel. En el caso de Petralba, ante la imposibilidad de construir alguno de los viaductos de la nueva carretera hasta la finalización del túnel, el acceso

debía realizarse por una pista de 8 km en el lado Sabiánigo y de 7 km en el lado Fiscal. Además, dada su situación estas pistas de acceso quedaron afectadas negativamente por la vialidad invernal.

- Organización y planificación de la obra, siendo fundamental la experiencia en trabajos similares del personal adscrito a la misma, la limpieza, la organización de los tajos, la presencia de talleres y la previsión de repuestos.
- Previsión de materiales necesarios para la ejecución del ciclo, tales como cerchas, mallazo, gunita, fibras, bulones, resina, etc.

La maquinaria empleada en la ejecución del túnel fue la siguiente:

- *Boca Sur*
  - 2 jumbos: Tamrock Axera T11 DATA-315
  - 2 robots de gunita Sika PM 500

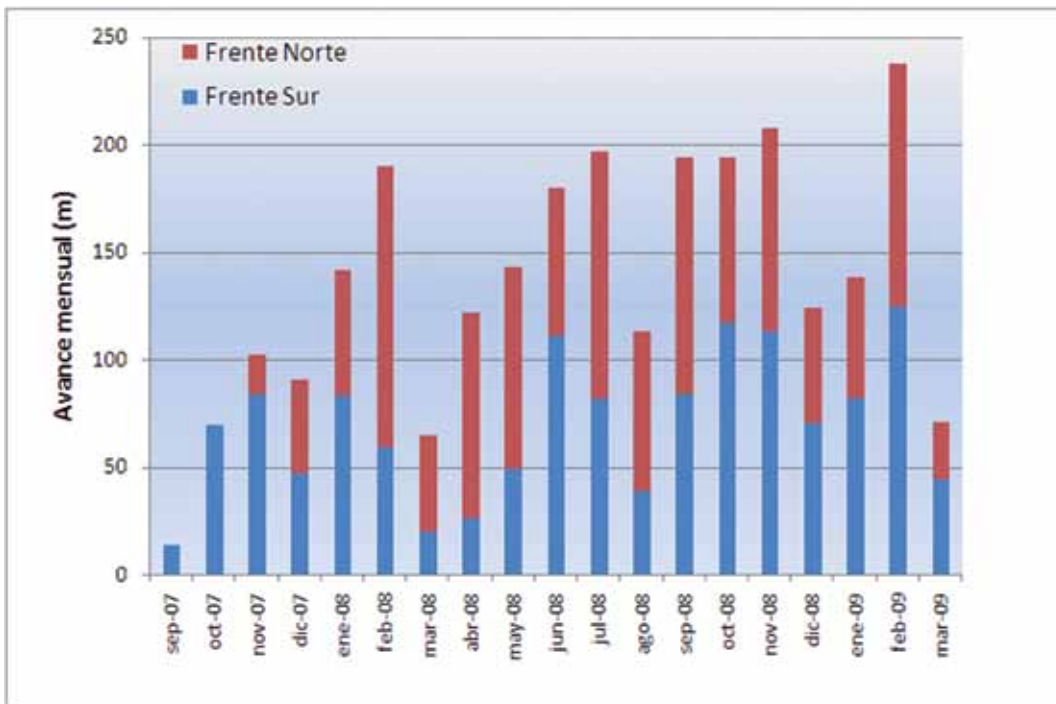


Fig. 16. Rendimientos mensuales

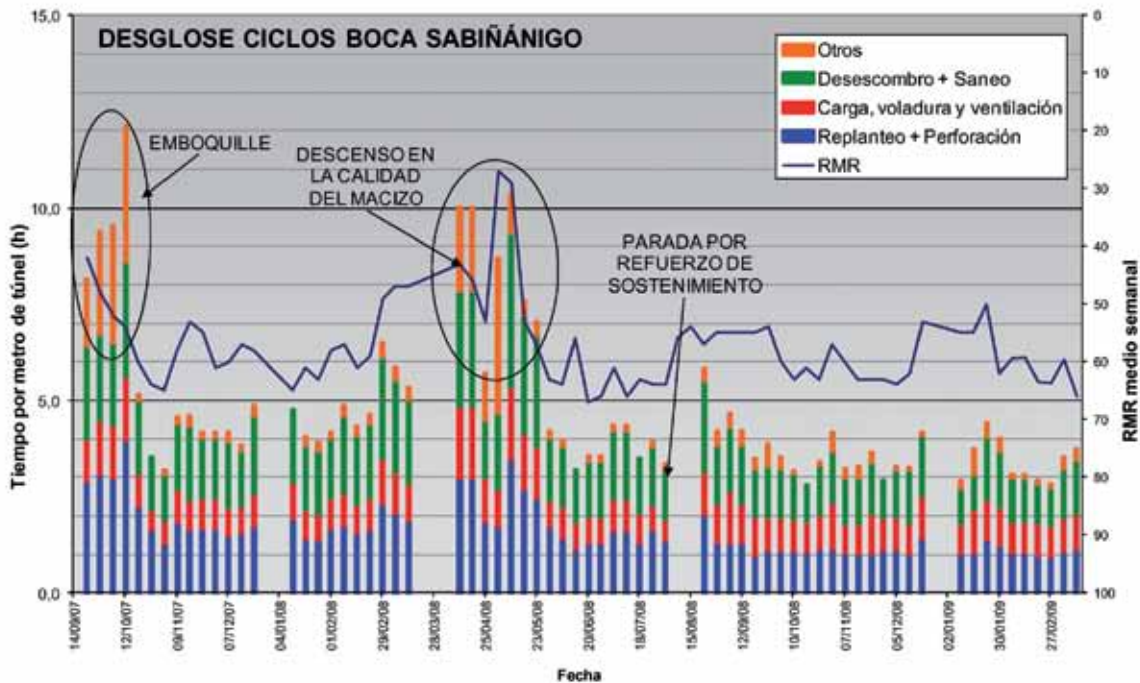


Fig. 17. Desglose de ciclos. Boca de Sabiñánigo

- 2 palas cargadoras Volvo L180E
- 4 camiones Dúmper articulados Volvo A30D
- 2 retroexcavadoras CAT 330 L ME

• *Boca Norte*

- 1 jumbo Atlas Copco Rocket Boomer
- 1 robot de gunitado Sika PM 500
- 1 pala cargadora Volvo L180E
- 5 camiones Dúmper articulados Volvo A30D
- 1 retroexcavadora Volvo EC240B
- 1 vehículo de transporte y carga de ANFO

En la gráfica se representan los avances mensuales obtenidos en la excavación, habiéndose alcanzado un máximo de 238 m en sección completa entre las dos bocas.

La media mensual obtenida fue de 151 m/mes a sección completa, que con los condicionantes del túnel se puede considerar un rendimiento superior a la media habitual para este tipo de obras.

Como se observa, los rendimientos iniciales son muy pequeños debido a la calidad del macizo atravesado en los primeros metros de excavación.

Ya es sabido que las principales fluctuaciones en los rendimientos son consecuencia de la variación del índice RMR, ya que a menor calidad del macizo rocoso aumenta principalmente el tiempo destinado a la fase de sostenimiento. En el inicio de los trabajos se presentaron plazos de hasta 12 horas por metro de túnel excavado debido a una calidad baja-media del macizo rocoso, al tratarse de la zona del emboquille (más fracturada y con elevadas filtraciones de agua) y al ser necesario un periodo de adaptación tanto de personal como de maquinaria.

Superado este primer periodo, a medida que iba aumentando la competencia del macizo con valores más altos de RMR, se obtuvieron mejores rendimientos llegando a

Nivel	Deformación	Velocidad	Acción
Prevención	0,5 %L	5 mm/día	Estudiar si es necesario refuerzo de sostenimiento
Riesgo	1,0 %L	10 mm/día	Refuerzo obligatorio del sostenimiento

Tabla 2. Convergencias. Niveles de alarma

L: Longitud de la cuerda

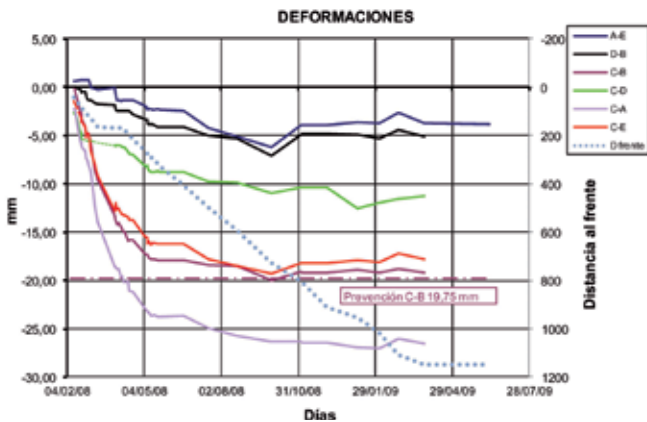


Fig. 18. Ejemplo seguimiento convergencia

alcanzarse tiempos de algo menos de 4 horas por metro de túnel excavado y sostenido a sección completa.

Puntualmente se presentaron tramos en los que la duración del ciclo fue mucho mayor, dada la disminución de la calidad del macizo rocoso con valores de RMR inferiores a 30, que aunque se trataba de una zona de conglomerados se encontraban muy fracturados y con importantes filtraciones de agua que dieron lugar a la ejecución de sostenimientos pesados.

**Auscultación**

*Control de convergencias*

Para el control de convergencias el procedimiento empleado fue la medición de seis cuerdas en las secciones implantadas en el túnel principal y de tres cuerdas en las implantadas en las galerías, tanto de conexión como de evacuación. Para analizar su evolución, se siguieron los criterios definidos en



Fig. 19. Convergencias. Lecturas máximas

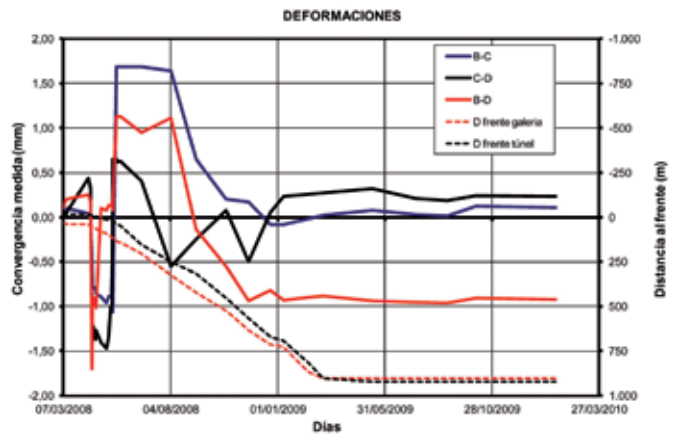


Fig. 20. Ejemplo de convergencia en la galería

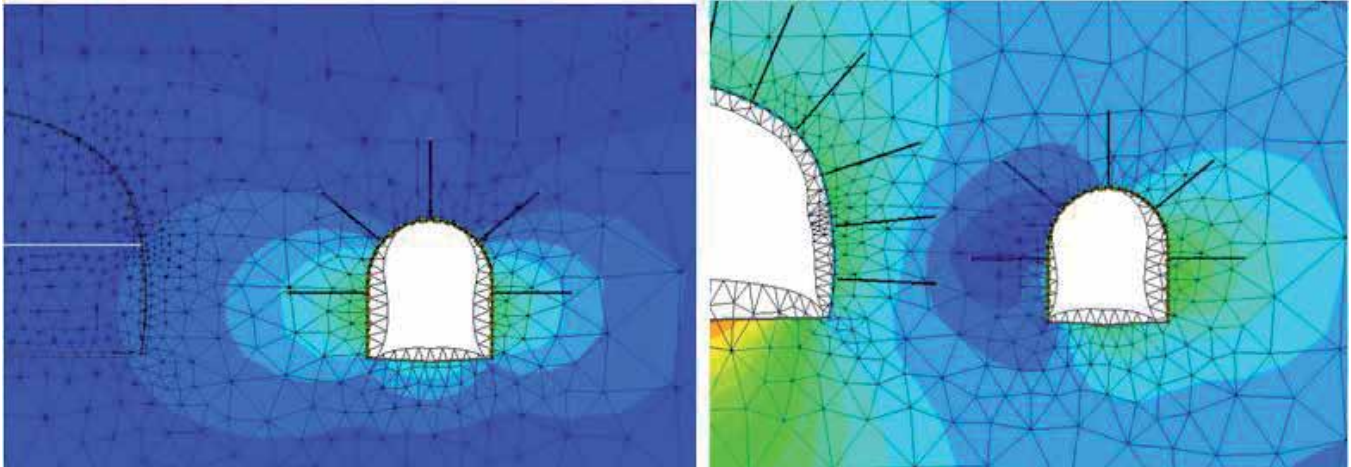


Fig. 21. Malla deformada (detalle de la galería de evacuación)

el proyecto, con dos niveles de alarma tanto en deformación como en velocidad de deformación, estando cifrado el nivel de riesgo en 1 % de la longitud de la cuerda medida y 10 mm/día y el nivel de prevención en el 50 % del de riesgo.

En el túnel se instalaron 82 secciones de convergencia, lo que supuso una por cada 32 m y en la galería de evacuación 55 secciones, es decir una por cada 47 m excavados. Además en cada galería de conexión se instaló una sección en el centro de la misma, resultando por tanto otras nueve adicionales.

En la gráfica se indica el porcentaje de las convergencias medidas respecto al nivel de riesgo (que tendría valor 100 %). Como se observa tan solo en una sección se alcanzó el nivel de prevención (50 %), en la que tras un refuerzo del sostenimiento se estabilizó llegando al 51,8 %.

En el seguimiento de las convergencias se pudo observar el efecto producido por la excavación del túnel sobre la galería. Al llevarse la excavación de esta adelantada respecto al túnel se produjeron desplazamientos hacia él, siendo mayor lógicamente el del hastial izquierdo, el más cercano al túnel.

Como explicación gráfica de este efecto se realizó una simulación mediante elementos finitos en 2D considerando las fases de excavación.

#### *Extensómetros*

Además de la convergencia, se instalaron cuatro secciones con extensómetros en clave y hastiales, con varillas empotradas a 3, 6 y 9 m, con los que se obtuvieron deformaciones máximas de 3 mm, encontrándose estabilizadas.

#### **Impacto ambiental**

##### *Materiales procedentes de la excavación*

La geología de los terrenos atravesados condicionó negativamente el empleo de los productos de la excavación para la producción de áridos, dada la alternancia de materiales margosos con los de las otras dos litologías.

Aun así, parte de los productos procedentes de la excavación tras una clasificación y machaqueo previo se pudieron emplear en la traza como zahorra artificial, explanada mejorada y núcleo de terraplén, aunque otra gran parte, dada la descompensación de tierras existente en la obra, fue preciso transportarla a vertederos, que fueron objeto de restauración ambiental mediante la extensión de una capa de tierra vegetal de 40 cm de espesor y la plantación de especies autóctonas.

##### *Vertidos*

Se dispusieron en cada una de las bocas balsas de decantación al objeto de que tanto el agua captada del macizo durante la excavación como la procedente de la utilización de



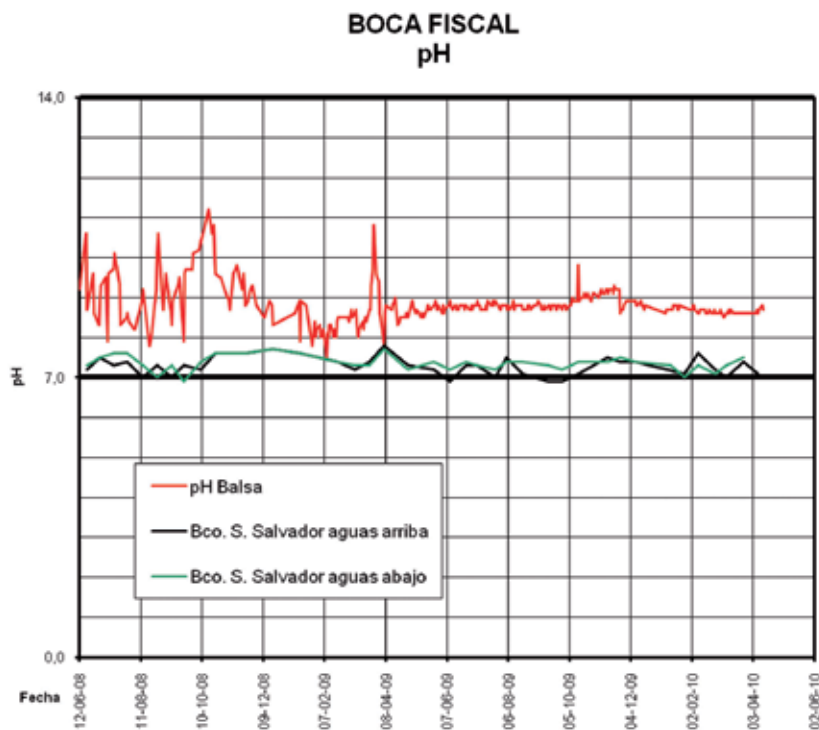


Fig. 22. Control pH Boca Norte

la maquinaria de perforación pasase por ellas previamente a su vertido a los barrancos. Se efectuó un control diario y con periodicidad quincenal se realizaban controles de los cauces naturales aguas arriba y aguas abajo con el fin de detectar una eventual afección. Los parámetros analizados en cada punto de control, ocho entre las dos bocas, fueron los siguientes: pH, sólidos en suspensión, DQO, DBO<sub>5</sub>, oxígeno disuelto, aceites, grasas y compuestos orgánicos.

Los parámetros mínimos de calidad exigidos en los puntos de control de los cauces aguas abajo del punto de vertido debían ser los definidos para aguas salmonícolas por la Directiva 2006/44/CE del Parlamento Europeo y del Consejo de 6 de septiembre de 2006, relativa a la calidad de las aguas continentales que requieren protección o mejora para ser aptas para la vida de los peces. En la gráfica adjunta se observa que la afección al curso de agua fue despreciable, al mantenerse prácticamente constantes los parámetros analizados.

**Revestimiento**

Previamente a la realización del cale del túnel comenzaron las labores de revestimiento con la ejecución de las ban-

quetas de apoyo del carro de encofrado, empleándose para ello dos unidades automotoras de 12 m de longitud, con la particularidad de que la que iba situada más retrasada según el avance del revestimiento era articulada, pudiendo abrirse para adecuarse a la sección del apartadero.

Los empujes verticales resultantes durante el hormigonado se transmitían desde el encofrado interior, a través de unos husillos de apoyo, a la zapata, mientras que los horizontales lo hacían superiormente a través del codal de clave y en su parte inferior a la zapata mediante picas de cortante.

Los carros estaban provistos de un sistema hidráulico para realizar todas las maniobras durante el ciclo normal de trabajo: traslación, ripado horizontal, movimiento de faldones, elevación y descenso, incluso durante la transformación interior para pasar de la geometría general del túnel a la de apartadero. El movimiento de avance se realizó mediante cuatro ruedas motrices con freno, disponiendo el sistema hidráulico de válvulas de seguridad y dispositivos de emergencia.

Con los encofrados de arranque se hormigonaron tanto el muro guía inferior del túnel como las zapatas, sirviendo



Fig. 23. Revestimiento. Carro encofrado y carro en apartadero

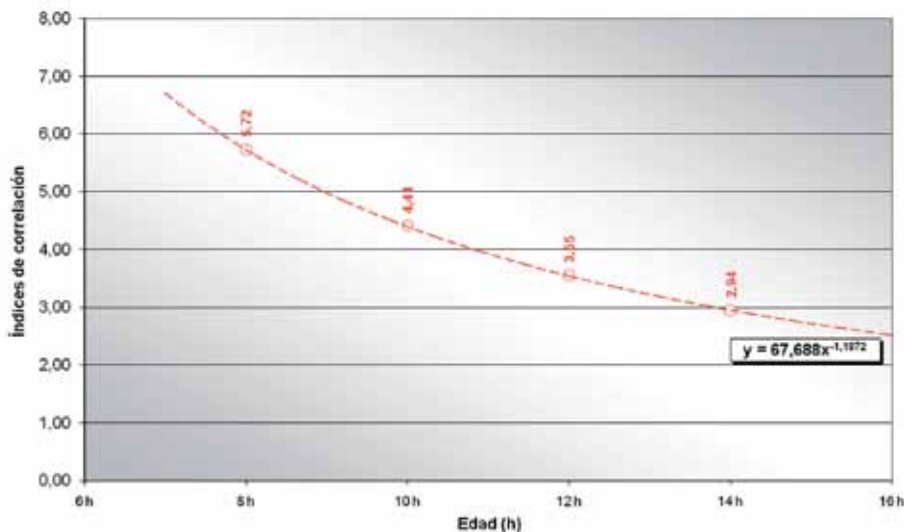


Fig. 24. Hormigón revestimiento. Correlación resistencias

también para dejar los huecos de las llaves de cortante en la posición correcta.

El sistema de encofrado se completó con los encofrados para nichos, los de entronque para las galerías, los exteriores para el falso túnel y cuñas metálicas de suplemento para el paso por curva debido a los radios de curvatura en planta.

Para el control del tiempo de desencofrado se realizó un estudio de la resistencia en tiempos cortos de las probetas curadas a la misma temperatura que el hormigón dispuesto en el encofrado, obtenida mediante termopar introducido en un depósito de agua, de manera que se reproducían lo más aproximadamente las condiciones reales del hormigón.

Paralelamente se iban realizando roturas de probetas curadas en las condiciones ambiente, de manera que se pudieran comparar las resistencias, obteniendo una correlación entre la resistencia del hormigón encofrado y la del curado en condiciones ambientales, permitiendo de esa manera evitar la colocación del termopar una vez que se comprobó la eficacia de la formulación realizada. Con este sistema se corregía la resistencia obtenida en condiciones normales, estimando la del hormigón en el interior del encofrado.

Esta misma correlación se realizó en las dos plantas de hormigón que suministraban al túnel para obtener la fórmula de cada una de ellas.

El desencofrado se autorizaba cuando se alcanzaban los 12,5 MPa en el interior del encofrado, que generalmente se producía a las 12 h de curado.

**Conclusión**

La puesta en servicio del tramo Sabiñánigo-Fiscal del Eje Pirenaico (N-260) ha supuesto una mejora considerable en las comunicaciones por carretera de la provincia de Huesca, ya que la alternativa era el puerto de Cotefablo y ha generado un ahorro importante en los tiempos de transporte.

La situación del túnel de Petralba en cuanto a relieve y grado de protección del suelo fue un condicionante muy importante tanto en fase de proyecto como de construcción, limitando en gran medida la ejecución de reconocimientos geotécnicos.

Dada la precaria información, la excavación supuso un éxito al ir solventando sobre la marcha los condicionantes geotécnicos conforme se iban presentando. La excavación a sección completa, 148 m<sup>2</sup>, de los tramos con apartadero supuso un hecho destacable, ya que lo habitual es acometerla por fases.



**OBRAS SUBTERRÁNEAS****ESTABILIZACIÓN DE TALUDES****CIMENTACIONES ESPECIALES**

# UN NUEVO TIEMPO EN LA OBRA SUBTERRÁNEA

**» ESPAÑA**

Innobak, Centro Empresarial Kareaga Goikoa Enpresaldea  
Calle Junquera 13, 2ª Planta. Oficina 10. 48903 Barakaldo, Bizkaia. España  
Teléfono: +34 94 497 05 07. Fax: +34 94 497 01 71

[www.geotunel.es](http://www.geotunel.es)

**» COLOMBIA**

Geotunel Filco, S.A.S.  
Avenida Carrera 15 N° 100 - 69. Edificio Vanguardia, oficina 503  
Bogotá D.C., Colombia. Teléfono y fax: + 57 1 6216319





Fig. 25. Frente a sección completa

El NATM como método de excavación y sostenimiento de túneles ha confirmado su gran versatilidad en cuanto a soluciones de sostenimiento y variaciones en la sección, siendo competitivo en excavación de túneles en roca. Durante la excavación se controlaron los impactos propios de

la ejecución de este tipo de obras, contribuyendo al desarrollo sostenible. El túnel de Petralba dispone de todas las instalaciones necesarias para adecuarse al RD 635/2006 sobre requisitos mínimos de seguridad en los túneles de carreteras de la red del Estado. **ROP**

### Referencias

- Ministerio de Fomento. Proyecto de nueva carretera entre Sabiñánigo y Fiscal. Vía Pirenaica, N-260 de frontera francesa (Port Bou) a Sabiñánigo. Tramo: Fiscal-Sabiñánigo (Huesca)
- Varios autores (2007). II Curso máster en túneles y obras subterráneas. C.I.C.C.P., AETOS.
- González de Vallejo, L.I.; Ferrer, M.; Ortuño, L.; Oteo, C. (2002). Ingeniería Geológica. Ed. Pearson Educación
- Ministerio de Fomento (2005). Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carreteras
- Ferrer, M.; González de Vallejo, L.I. (1999). Manual de campo para la descripción y caracterización de

macizos rocosos en afloramientos. Instituto Tecnológico Geominero de España. Ministerio de Medio Ambiente.

- López Jimeno, C. et al (1997). Manual de túneles y obras subterráneas. Ed. Entorno gráfico
- Romana Ruiz, M. et al (2005). Jornadas sobre el nuevo método austriaco. STMR, S.L.
- Romana Ruiz, M. (2000). Uso de clasificaciones geomecánicas en las boquillas de los túneles. Revista Ingeopres
- Romana Ruiz, M. (2005). Emboquilles: Intersección de talud y túnel. VI Simposio Nacional sobre taludes y laderas inestables. Valencia.

# El Estanque de Tormentas de Arroyofresno



## Elena de la Paz Cobos

Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos.  
Ayuntamiento de Madrid



## Carlos S. Oteo Mazo

Profesor doctor ingeniero de Caminos,  
Canales y Puertos.  
Catedrático de Ingeniería del Terreno



## Pedro J. Romo Alcañiz

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
MBA. Empírica Ingenieros



## Fernando Triana Gracián

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Dragados

### Resumen

El presente artículo describe el diseño y ejecución del Estanque de Tormentas de Arroyofresno (el más grande de Europa) y el colector anejo, un túnel de Ø 7,40 m, construido con tuneladora E.P.B. Además de los criterios de proyecto, se presentan los tratamientos del terreno que fueron necesarios para que el colector cruzara un río, pasara cerca de diversas instalaciones (en terrenos cuaternarios) y debajo de autopistas, así como los que fueron necesarios para unir el túnel con los pozos de servicios.

### Palabras clave

Túneles, obras de agua urbanas, fundaciones de pilotes, refuerzo del suelo

### Abstract

*The article describes the design and construction of the Arroyofresno Stormwater Deposit (the largest of its kind in Europe) and the associated pipework, a 7.40 m diameter tunnel built by EPB TBM. A description is given of the design criteria as well as the soil treatment required for the passing of the pipeline through a river, alongside various installations (in quaternary soils) and below motorways, as well as those necessary to connect the tunnel to the service wells.*

### Keywords

*Tunnelling, urban water works, pile foundations, soil reinforcement*

## 1. Introducción

El Ayuntamiento de Madrid ha impulsado un plan de nuevas infraestructuras para la mejora de la calidad de las aguas del río Manzanares, contribuyendo con ello al objetivo prioritario de la mejora del medio ambiente. Se trata de un ambicioso plan sin precedentes en otra ciudad del mundo, del que forma parte el Estanque de Tormentas de Arroyofresno y que logra alcanzar una capacidad de almacenamiento y tratamiento de 1,3 millones de metros cúbicos de agua.

Las nuevas infraestructuras de las que ha sido dotada la ciudad de Madrid van a permitir que, en caso de grandes lluvias, estas aguas pluviales, junto con las residuales, no se dirijan al río Manzanares, ante la incapacidad de las depuradoras de absorber estos caudales punta en momentos de gran pluviometría.

Para ello, los nuevos estanques de tormentas almacenarán este agua, reteniendo la contaminación asociada, es decir, tanto la proveniente del lavado de viales, como de los sedimentos de los colectores de saneamiento que son arrastrados cuando aumenta el caudal en los mismos. Una vez finalizada la tormenta, los estanques se vaciarán gradualmente a las depuradoras en función de sus capacidades de tratamiento y serán éstas las que viertan el agua, una vez depurada, al río Manzanares.



Fig. 1. Situación de la obra en planta

Así se cumplen los parámetros exigidos de calidad de las aguas vertidas al río, establecidos por los organismos competentes españoles y europeos, siendo la ciudad de Madrid en este sentido pionera por haber logrado complementar el Sistema Integral de Saneamiento con estas nuevas infraestructuras.

## 2. La obra ejecutada

El conjunto de la obra que se describe en este artículo incluye:

- El Estanque de Tormentas de Arroyofresno, obra subterránea ejecutada con el sistema 'cut and cover', cuya capacidad de almacenamiento es de 400.000 m<sup>3</sup> de agua.

- El colector de Arroyofresno, de diámetro interior 6,70 m y ejecutado con una tuneladora del tipo E.P.B., de la casa Lovat. Su longitud es superior a 3 km y tiene un revestimiento prefabricado con dovelas de hormigón armado de 0,25 m de espesor.

- El partidor de Arroyofresno, necesario para desviar las aguas hacia el estanque de tormentas, a través del nuevo colector de Arroyofresno, permite derivar un caudal máximo de 100 m<sup>3</sup>/s y tiene unas dimensiones en planta de unos 70 × 17 m en su tronco lateral y de 110 × 7 m en la conexión con los colectores, con una profundidad máxima de 16 m.

En la figura 1 se reproduce, en planta, la situación de estos tres elementos, pudiendo observarse como el nuevo colector pasa bajo el río Manzanares, bajo la A-6 y bajo Calle 30.

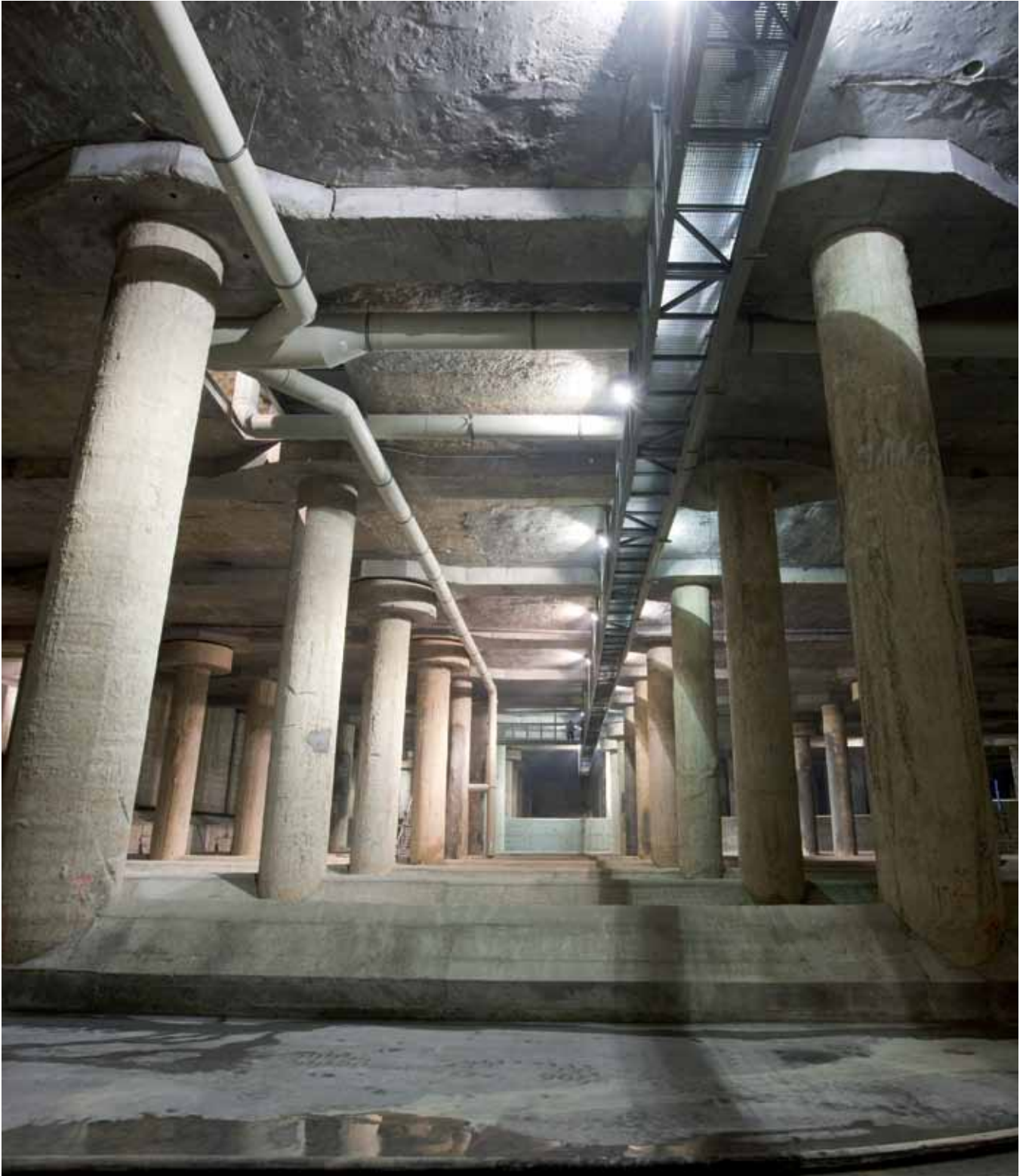
## 3. Marco geomecánico

Antes de proceder a la descripción de los tres elementos mencionados, se ha creído conveniente mostrar el marco geomecánico que 'envolvía' todas las actuaciones.

Los terrenos afectados por la construcción de las obras son los típicos del noroeste de Madrid: depósitos del terciario detrítico (pliocénicos), con diferentes contenidos de finos, esto es, alternancias de arenas de 'miga' (<25 % de finos), arenas 'tosquizas' (finos entre 25 % y 40 %), "toscos" arenosos (40 % a 60 % de finos) y 'toscos' (más del 60 % de finos), en secuencias pseudohorizontales y con extensiones muy variables, ya que todos estos materiales detríticos proceden de la erosión, arrastre y deposición de materiales graníticos de la sierra de Guadarrama.

Estos materiales suelen estar recubiertos por material aluvial, en este caso, por la influencia del río Manzanares y del arroyo Fresno y rellenos antrópicos, que suelen ser flojos y heterogéneos, con un nivel freático relativamente alto, sobre todo en las proximidades del estanque de tormentas.







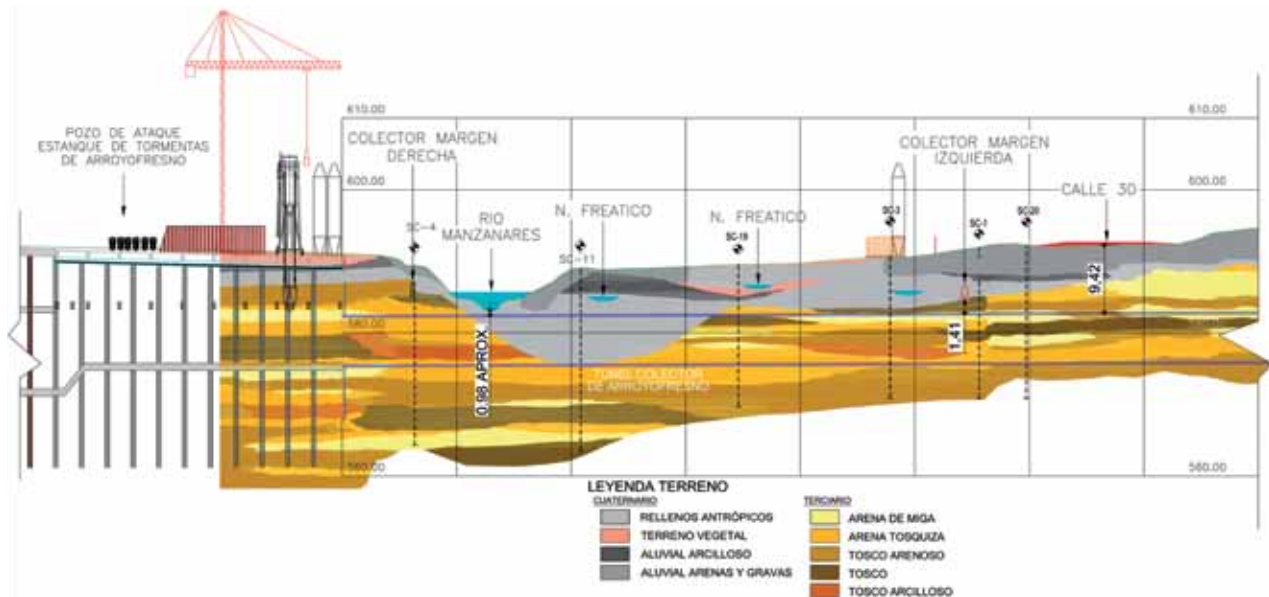


Fig. 2. Corte geotécnico en el extremo del estanque de tormentas e inicio del túnel (zona del río Manzanares)

En la figura 2 se ha representado un corte geotécnico de una zona que incluye una parte del estanque de tormentas y el inicio del colector, en el que puede verse la situación del río Manzanares y la de Calle 30. Se han dibujado las pilas-pilote del interior del estanque y la situación relativa del túnel respecto al terreno. Como se aprecia en dicha figura, al comienzo del túnel su sección queda completamente en terreno cuaternario, junto al río, manteniendo su clave en el fondo del aluvial hasta pasar la Calle 30, lo que introdujo serias dificultades para la construcción del túnel, como más adelante se indica.

La presencia de capas de arena de ‘miga’, muchas veces con agua, en la zona del estanque, introdujo problemas en la ejecución de los pilotes y pantallas de esta parte de la obra, lo que dio lugar a perforar con bentonita y, aun así, hubo que hacer algunas reparaciones en las cimentaciones profundas.

#### 4. Construcción del estanque de tormentas

El estanque de tormentas es un prisma subterráneo de 35.000 m<sup>2</sup> de superficie, (o sea, equivalente a 5 campos de fútbol, ver Fig. 1) y una profundidad media de 22 m, (equivalente a un edificio de 7 plantas), distribuido en dos niveles, el de instalaciones de 8 m de altura media y el depósito propiamente dicho de 14 m. Todo esto supone un volumen total de construcción subterránea de cerca de 720.000 m<sup>3</sup> de los cuales 400.000 m<sup>3</sup> están destinados al almacena-

miento de agua proveniente de los colectores en periodo de tormenta. El recinto exterior está formado por 29.700 m<sup>2</sup> de muros pantalla de 30 m de profundidad media. Además, en el interior de este recinto, se perforaron 267 pilas-pilotes de hormigón armado, de 1.500 mm de diámetro y 36 m de longitud, que sirven de soporte a la losa de cubierta y la losa intermedia o de instalaciones.

Las grandes restricciones de espacio, el tipo de terreno y la situación de la obra, junto al río Manzanares, en una zona de especial protección, llevaron a pensar que el método óptimo para ejecutar el estanque debía ser el método de ‘cut and cover’, mediante un recinto exterior de pantallas que asegurara la estanqueidad del depósito y redujera al mínimo la afección y la consiguiente excavación necesarias para ejecutar el proyecto, de ahí la solución antes descrita.

El método de ‘cut and cover’ en el estanque tuvo siete fases (Fig. 3):

1. Desbroce y excavación hasta cota inferior de la losa de cubierta.
2. Ejecución del recinto perimetral de pantallas y de las pilas-pilote interiores.
3. Ejecución de la losa de cubierta sobre el terreno.



4. Vaciado del terreno bajo la losa de cubierta hasta el nivel de la losa del nivel de instalaciones.

5. Ejecución de la losa del nivel de instalaciones apoyada en el terreno y conexión a las pilas-pilote.

6. Vaciado del terreno bajo el nivel de instalaciones hasta el nivel de la losa de fondo.

7. Ejecución de la losa de fondo, muro perimetral y el muro divisorio.

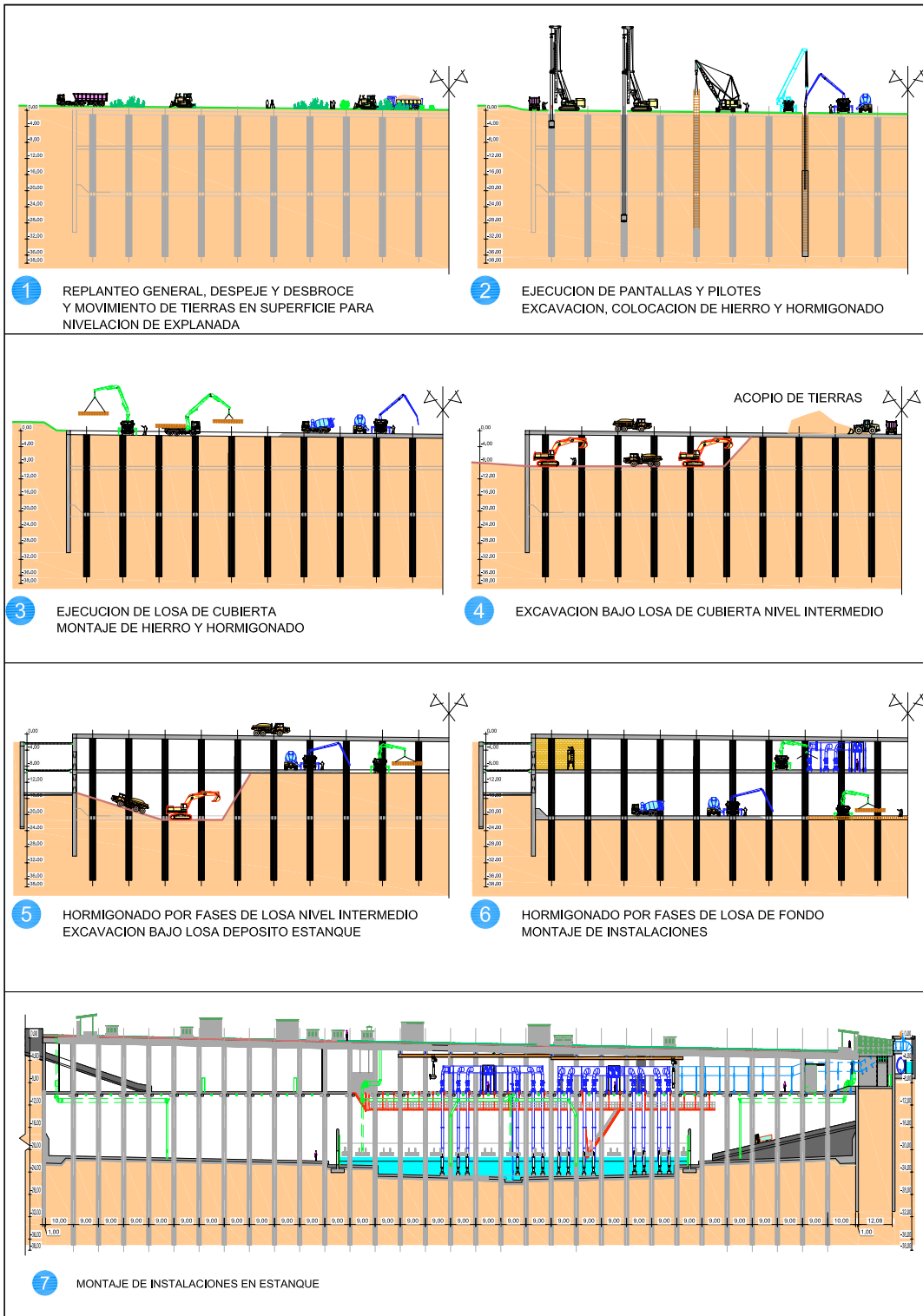
Este método se ha empleado en Madrid con gran profusión para la ejecución de aparcamientos subterráneos y estaciones de metro, pero casi nunca con semejantes volúmenes.

Dadas las complicaciones técnicas, operativas y de plazo que presentaba el proyecto, hubo que planificar detalla-

damente el trabajo, con el fin de reducir al mínimo el plazo total de ejecución y permitir la continuidad entre las labores de ejecución de las losas y las excavaciones, iniciándose los trabajos de excavación una vez que se había ejecutado una cantidad razonable de losa, consiguiendo así reducir notablemente el plazo.

Lo primero que se planificó fue la secuencia en la ejecución de pantallas y pilotes de forma que se pudiera iniciar, lo antes posible, la ejecución de la losa sin que todas las pantallas y los pilotes estuvieran finalizados. Se inició la construcción de las mismas desde el lado más cercano al río Manzanares hacia el más alejado, secuencia que se repite en todos los demás trabajos.

Como se indicó en el capítulo anterior, la presencia de arenas de 'miga' con agua originó algunos problemas de estabilidad del terreno durante la perforación de las pilas-pilote.



**Fig. 3** Fases constructivas del estanque de tormentas

Ello obligó, durante las fases de excavación, a reforzar los afectados, un total del 3 % del total. Ello se llevó a cabo según el tipo de daños inducido. En la Fig. 4 reproducen los tres tipos de soluciones utilizadas. En la solución 1, la pila se reforzaba con una camisa de chapa unida al pilote por conectores. En la solución 2, se zunchaba el pilote con un forro de hormigón armado. En el último caso, la solución 3, se inyectaba alrededor del pilote para aumentar su constricción lateral.

Una vez que las máquinas de pantallas y pilotes se habían alejado suficientemente, se iniciaron los trabajos de ejecución de losa de cubierta. Esta losa es de tipo aligerada, de hormigón armado. El aligeramiento se realizó mediante cilindros de poliestireno expandido.

Primero se llevaba a cabo una nivelación del terreno, posteriormente se colocaban rastreles de madera y se vertía mortero entre ellos, usando dichos rastreles como guía para lograr una buena superficie de apoyo. A continuación, se colocaban tableros de madera con acabado fenólico sobre el mortero, que se aseguraban clavándolos a los rastreles.

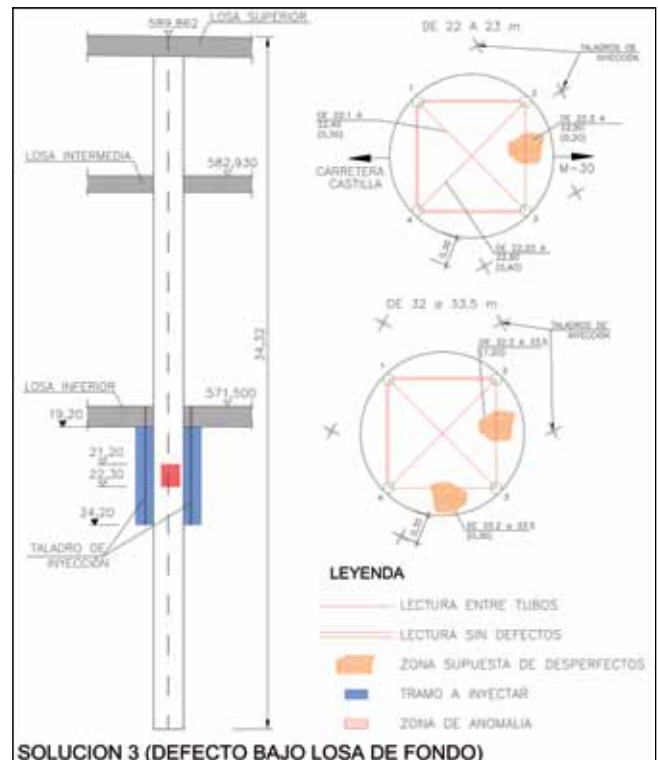
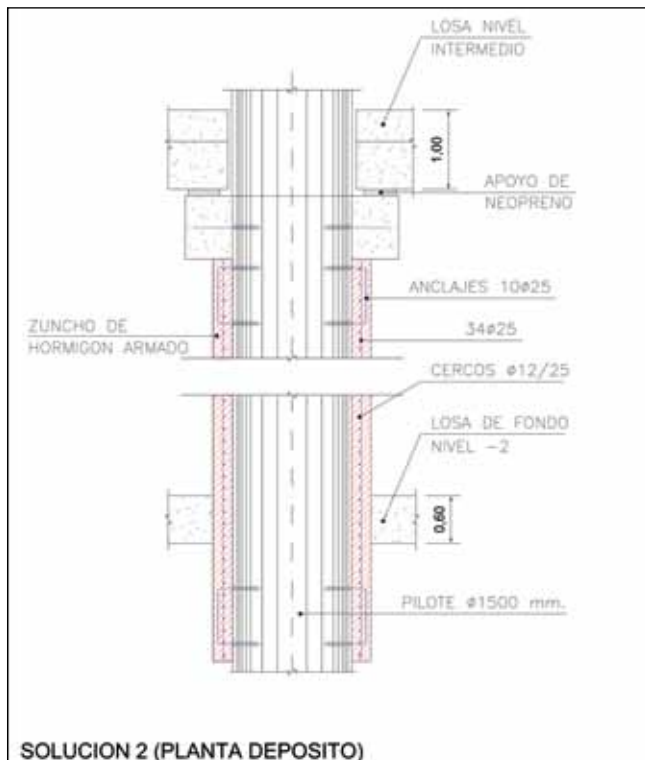
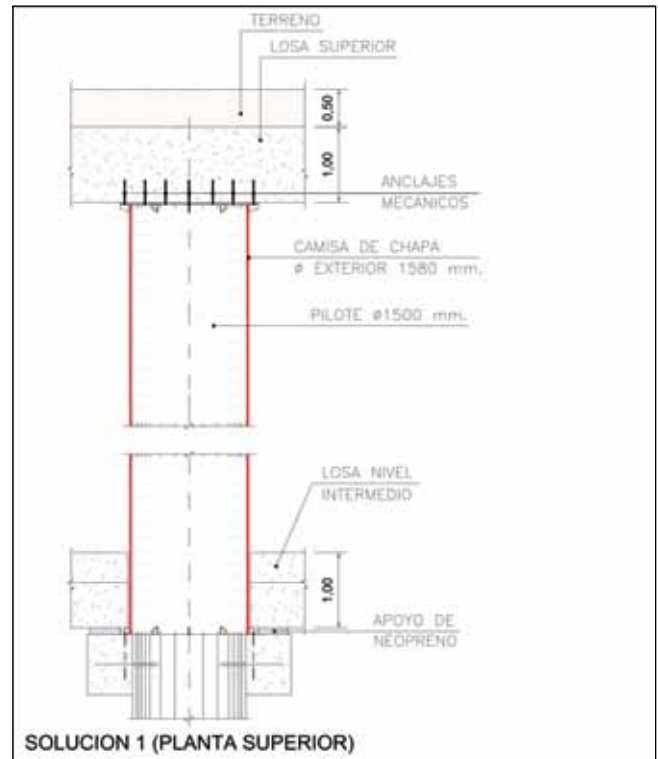


Fig. 4 Reparaciones de pilas-pilote



Una vez que ya se había ejecutado una parte importante de la losa de cubierta –aproximadamente un tercio–, se iniciaron los trabajos de excavación bajo la misma, reduciendo así considerablemente el plazo de la obra.

La tarea más difícil de las que se plantearon para la ejecución del estanque fue la excavación. Hubo que planificarla cuidadosamente, ya que había que sacar los 720.000 m<sup>3</sup> de tierras del estanque con un coste razonable, en el corto plazo del que se disponía y cumpliendo con todos los requisitos medioambientales de gestión de vertidos de inertes, sin afectar a viales e instalaciones deportivas próximas.

Los 720.000 m<sup>3</sup> de tierras procedentes de la excavación del estanque se reutilizaron en la ejecución de los terraplenes de los viales y relleno de parcelas en urbanizaciones de la zona sur de la Comunidad de Madrid, evitando así tener que llevar a vertedero el enorme volumen de tierras.

El vaciado bajo losa se realizó con medios de excavación y transporte más propios de movimiento de tierra a cielo abierto que de este tipo de trabajos ‘cut and cover’ empleándose retroexcavadoras de 35 Tn o *dumpers* extraviales articulados de 40 Tn, que podían maniobrar entre las pilas-pilotes.

Fue necesario construir una rampa por la que se pudiera acceder a los dos niveles con el ancho y la pendiente apropiados para permitir el intenso tráfico de camiones que la excavación del estanque y el hormigonado de las losas iba a generar.

El material sacado del interior del estanque se vertía en un acopio intermedio para su posterior carga a camiones articulados tipo bañera. Se construyeron caminos de acarreo para sacar las tierras del Club de Campo Villa de Madrid sin usar los viales existentes, incluso fue necesario construir un puente provisional sobre el río Manzanares para poder absorber el intenso tráfico de más de 135 camiones nece-



CONSTRUCCIÓN ENERGÍA MINERÍA

OSSA es la empresa líder en el sector de las obras subterráneas con más de 60 años de experiencia en el desarrollo de todo tipo de grandes proyectos de Construcción, Energía y Minería.



sarios para poder sacar las tierras de la excavación, más el tráfico de camiones de entrada con los suministros de hormigón, acero, madera etc. Gracias a estos potentes medios se pudieron obtener los elevados rendimientos obtenidos en la excavación y cumplir los ajustados plazos de tan solo 9 meses para la excavación total del estanque.

Al igual que ocurrió en las demás fases de la obra una vez que ya se había excavado una parte importante del primer nivel del estanque, aproximadamente el 50 %, y ya se había terminado de ejecutar la losa de cubierta, empezaron los trabajos de construcción de la losa intermedia. En este caso, la losa era de canto constante de 40 cm de espesor, excepto unas vigas descolgadas con un canto de 1 m, que unían las pilas según el lado más corto.

Se volvió a repetir la secuencia y, en cuanto hubo suficiente losa intermedia ejecutada, comenzaron los trabajos de excavación del nivel de depósito. En este caso, y dado el enorme volumen de tierras a extraer y la intensidad de tráfico para transportar el escombros al exterior, no se iniciaron los trabajos de ejecución de la losa de fondo hasta que se hubo terminado la excavación de dicho nivel.

Una vez terminada la excavación del nivel de depósito se inició la ejecución de la losa de fondo, que es de tipo drenada para evitar la subpresión, de más de 16 m.c.a. Se dispuso un geotextil sobre el terreno, una cama de grava de 30 cm de espesor, una lámina de polietileno de separación y por último, una losa de hormigón armado de 40 cm de

espesor constante. El agua que llega a la grava se drena a través del pozo de bombeo de vaciado del estanque. Se han dispuesto además válvulas de retención de bola a lo largo de esta losa para asegurar que, de no funcionar el drenaje de la capa de grava, la subpresión se libere sin romper la losa.

Terminada la estructura del depósito se iniciaron las instalaciones de explotación del estanque, compuertas de entrada y separación de zonas, instalaciones de bombeo, ventilación, equipos eléctricos, de telecontrol, etc.

### 5. El túnel del nuevo colector de Arroyofresno

El gran estanque de tormentas es alimentado por el nuevo colector de Arroyofresno, cuyas dimensiones son acordes a las de aquel, al ser el de mayor sección de toda la ciudad de Madrid, junto con su gemelo del baipás de Abroñigales. Con una longitud de más de tres kilómetros, tiene una sección circular de 6,70 m de diámetro interior, la cual permite el paso de un caudal de agua de 100 m<sup>3</sup>/s (Fig. 5).

La gran longitud del túnel, junto con los condicionantes de plazo y la escasez de zonas disponibles en los que ubicar pozos de ataque intermedios, aconsejó el empleo de una máquina tuneladora, la cual, dado el exigente trazado en cuanto a puntos singulares y zonas de baja cobertura sobre clave, junto con las buenas experiencias previas, recomendaba que fuera del tipo EPB. La elegida para esta ocasión fue una vieja conocida en Madrid: la Lovat M-288 SE, más conocida como 'Cibeles'.

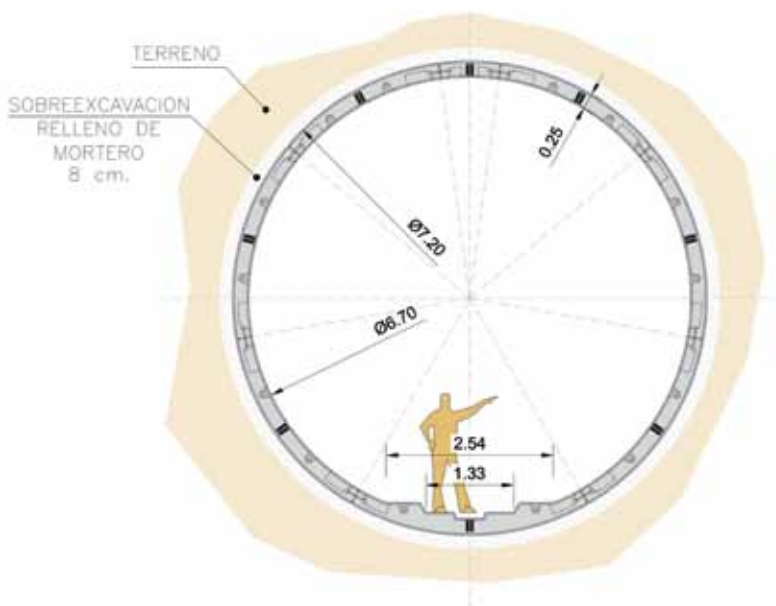


Fig. 5. Sección transversal del túnel del colector de Arroyofresno

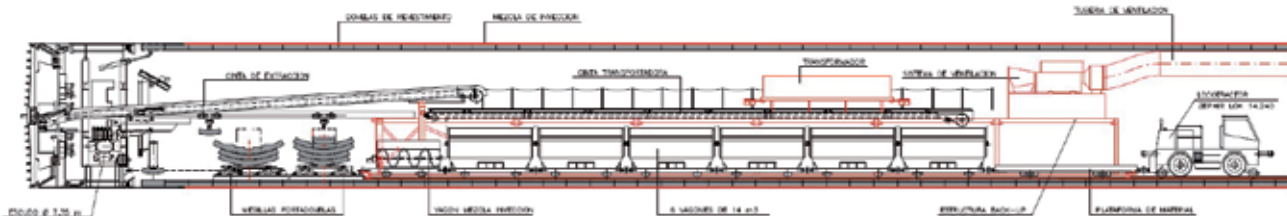


Fig. 6. Sección longitudinal de la tuneladora Lovat

El diámetro de excavación de Cibeles es de 7,38 m y en su avance instala anillos de 1,20 m de longitud, formados por 8 dovelas de hormigón armado de 25 cm de espesor (Fig. 6). El anillo de dovelas es del tipo izquierda-derecha, es decir, solo hay dos tipos de anillo, uno a izquierdas y otro a derechas. Si el trazado es recto, se colocan alternativamente un anillo de derechas y otro de izquierdas. En este anillo la dovela de base y la de clave siempre son iguales. Una vez instalado el anillo de revestimiento, la máquina dispone de un sistema de bombeo de mortero de cemento para rellenar el hueco remanente o *gap*, entre el trasdós de las dovelas y el terreno. La inyección de este mortero se realiza a través de un orificio existente en el centro de cada dovela.

Una de las características de las máquinas tuneladoras es que la horquilla de tipos de terreno en la que puede emplearse cada modelo es bastante estrecha. Es decir, una máquina diseñada para excavar terrenos muy blandos no tiene igual rendimiento en suelos muy duros y puede ser incapaz de excavar roca. Una tuneladora buena en suelos granulares

puede ser ineficaz en suelos cohesivos muy plásticos. Este hecho supone, sin duda, un problema para la elección de la máquina cuando las características del terreno atravesado cambian a lo largo del trazado. En estos casos, es preciso evaluar cuáles son las condiciones más probables en las que va a trabajar la máquina y considerar si esta será capaz de superar los tramos más desfavorables, sola o con ayuda en forma de cambios en los métodos constructivos o de tratamientos del terreno.

En el caso del colector de Arroyofresno, el trazado discurre principalmente por los suelos tosquizos de Madrid. En este terreno, la tuneladora Cibeles tiene un rendimiento simplemente espectacular. Habiendo ejecutado previamente más de 15 km de túnel en obras tales como la construcción del Pasillo Verde ferroviario o las ampliaciones del Metro de Madrid, basta decir que, operada por el mismo equipo humano, consiguió el récord mundial de avance de tuneladoras EPB en su diámetro, logrado durante la construcción del tramo Mar de Cristal-Recintos FERIALES de la línea 8 del Metro de Madrid, posteriormente superado.

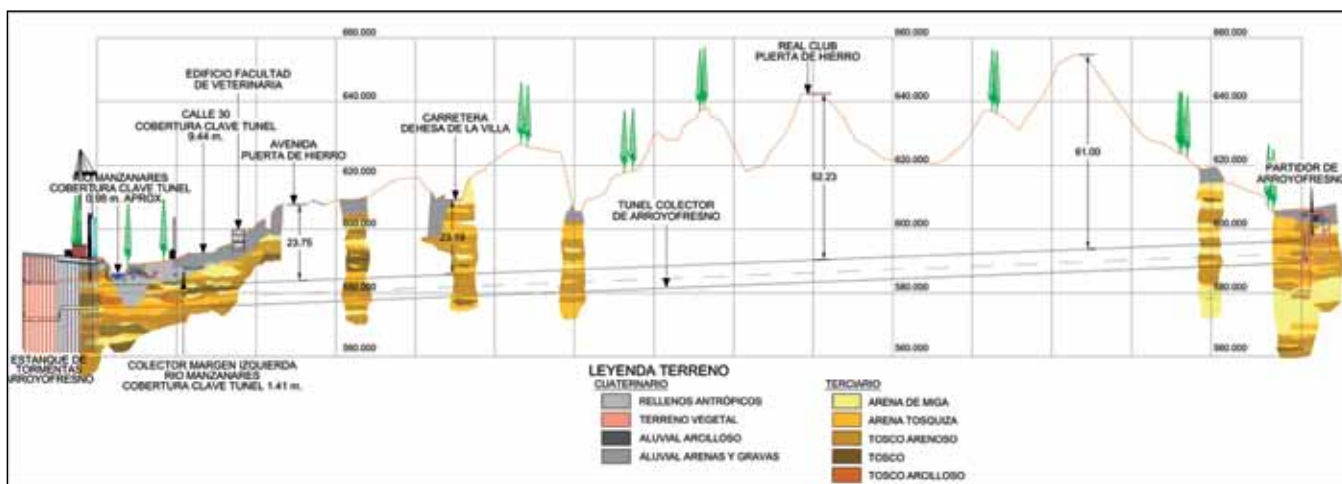


Fig. 7. Corte geotécnico del trazado del túnel

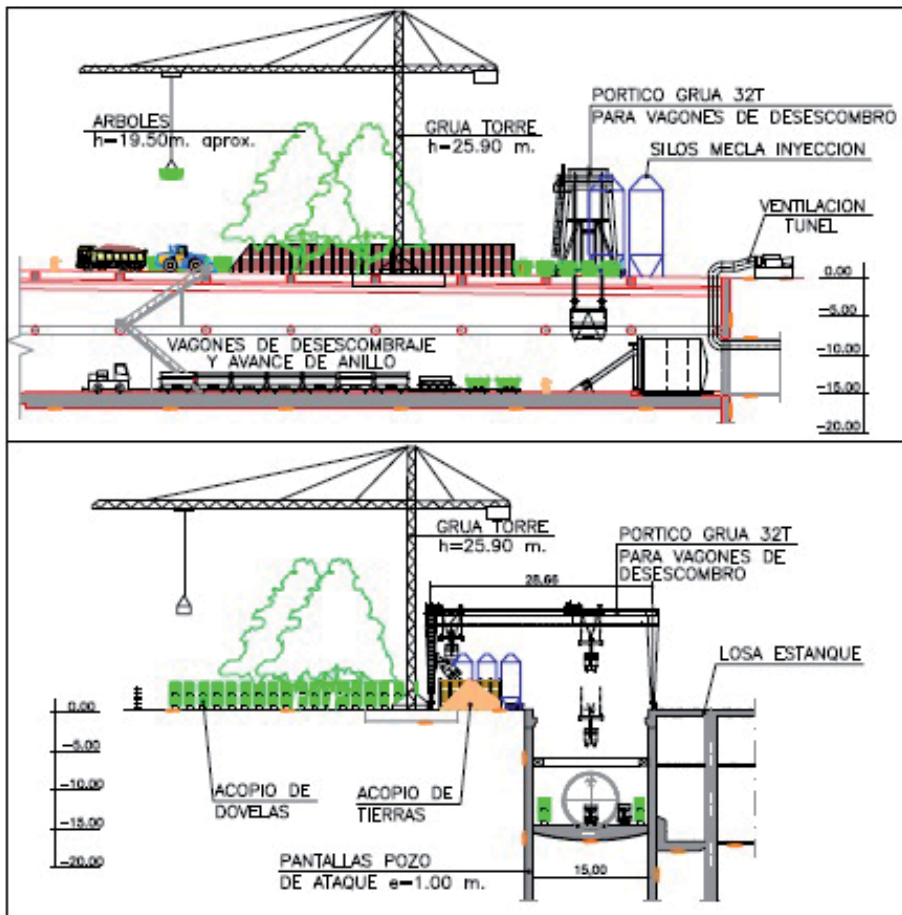


Fig. 8. Pozo de ataque de la tuneladora dentro del estanque de tormentas

Sin embargo, la parte inicial del túnel discurre por suelos aluviales o suelos tosquizos con coberteras muy reducidas sobre la clave del túnel, además de pasar muy cerca de cimentaciones de edificios y bajo autopistas, antiguos colectores y el río Manzanares. Este difícil trazado no se debió a un capricho del proyectista, sino que, para juzgarlo, hay que considerar las enormes restricciones al trazado en planta y, sobre todo, en alzado, de un túnel hidráulico como el que nos ocupa. Evidentemente, los puntos de comienzo y finalización del colector eran fijos e inamovibles, así como algunos puntos intermedios en los que era posible la ubicación de pozos de registro, por lo que el reducido rango de pendientes admisibles para mantener una adecuada velocidad de las aguas dentro del colector dictaba el trazado. En la Fig. 7 se ha reproducido el corte geotécnico a lo largo del túnel. Hay zonas con menor número de sondeos por problemas de ocupación en superficie, no obstante se consideró que se disponía de la información necesaria para perforar el túnel con la tuneladora prevista.

El túnel comienza atravesando la pantalla perimetral del Estanque de Tormentas de Arroyofresno, que hace en este caso la función de pozo de ataque (Fig. 8), y avanza en el sentido contrario al de circulación del agua, con ligera pendiente ascendente del 0,15 %. En el punto de partida, el frente del túnel se encuentra por completo en un plioceno de buena calidad (Fig. 2), aunque con poca cobertera de este terreno sobre clave, dado que a menos de medio diámetro por encima del túnel se encuentra ya alterado. La excavación se realiza, dada la proximidad al río Manzanares, bajo el nivel freático. En esta zona se pasa por debajo del muro de cerramiento del Club de Campo y del colector de margen derecha del río Manzanares.

Apenas 35 m más adelante se encuentra el propio río Manzanares, el cual se cruza alrededor de 1 m por debajo del fondo de su cauce (Fig. 9). Este cauce es el cauce actual, no el histórico, que ha sufrido desvíos por la construcción de la



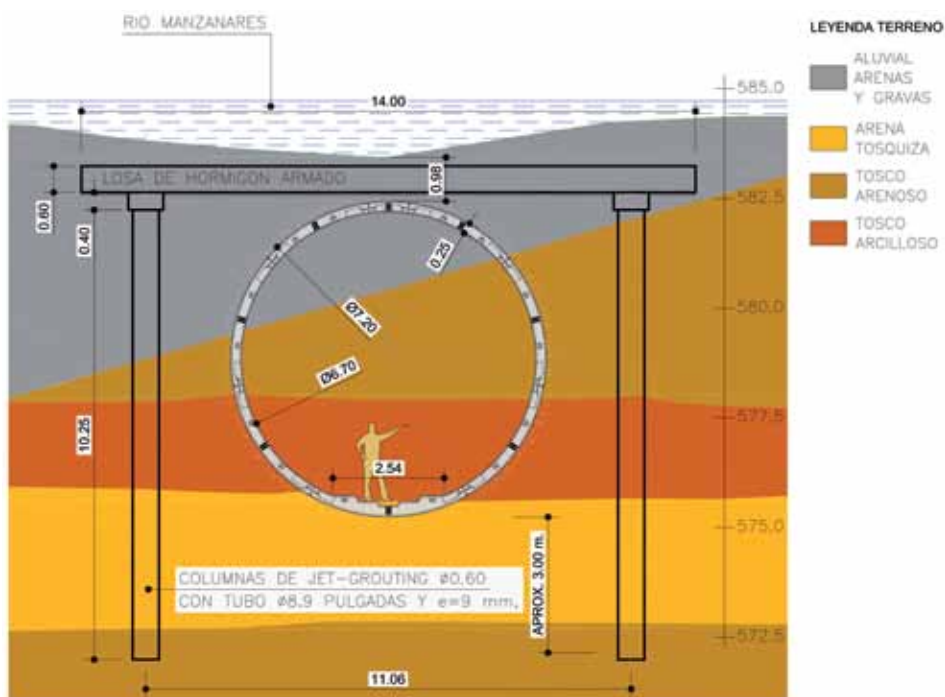


Fig. 9. Paso del túnel bajo el río Manzanares

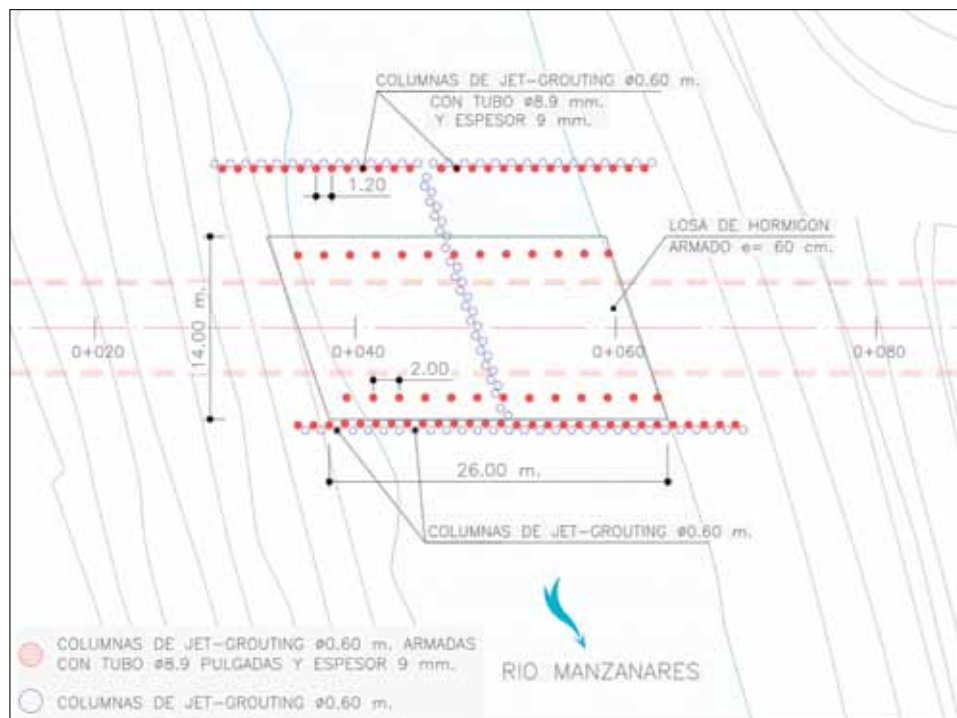


Fig. 10. Cruce del río Manzanares y construcción de la losa superior de hormigón armado

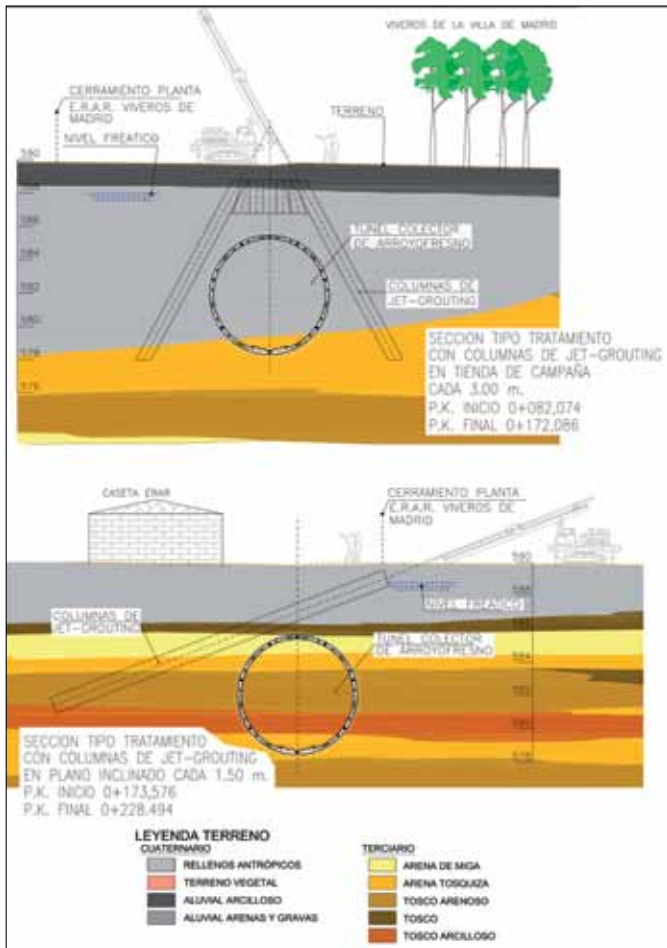


Fig. 11. Paso junto a la depuradora de Viveros y protección de la instalación

Calle 30 y de la depuradora de Viveros, por lo que la llanura aluvial se extiende mucho más allá (Figs. 2 y 7). Por este motivo, en esta zona y durante los siguientes 150 m, la excavación se realizó en suelos aluviales muy blandos a lo largo del llamado camino de Viveros, con diversos problemas.

El propio cruce del río Manzanares necesitó la ejecución de una losa de hormigón armada, cimentada sobre columnas de *jet-grouting*, por dos motivos: a) evitar la flotación del túnel y b) evitar inestabilidades durante la excavación y aislar el túnel del cauce del río.

Para construir la losa sobre el lecho del Manzanares, se cortó el río en dos fases. Se rellenó primero con tierras la mitad derecha del cauce, creándose una plataforma de trabajo desde la que ejecutar el tratamiento con *jet-grouting*, que servía como cimentación, además de servir de barrera de impermeabilización con ayuda de otra barrera transversal en el centro del río. Una vez retiradas las tierras se ejecutó la primera mitad de la losa. Su construcción se completó dando paso al río sobre la mitad de la losa ya finalizada y rellenando con tierras la parte izquierda del cauce, repitiéndose la operación ya descrita.

La excavación junto a la E.R.A.R. de Viveros necesitó, al realizar la excavación del túnel con poco o nada de recubrimiento resistente, (Figs. 2, 7 y 12) un refuerzo del terreno o protección de las instalaciones, al preverse importantes asentamientos sobre la clave. En la Fig. 12 aparecen esquematizados los dos tipos de protección realizados: a) sección de tratamiento con columnas de *jet-grouting* en forma de



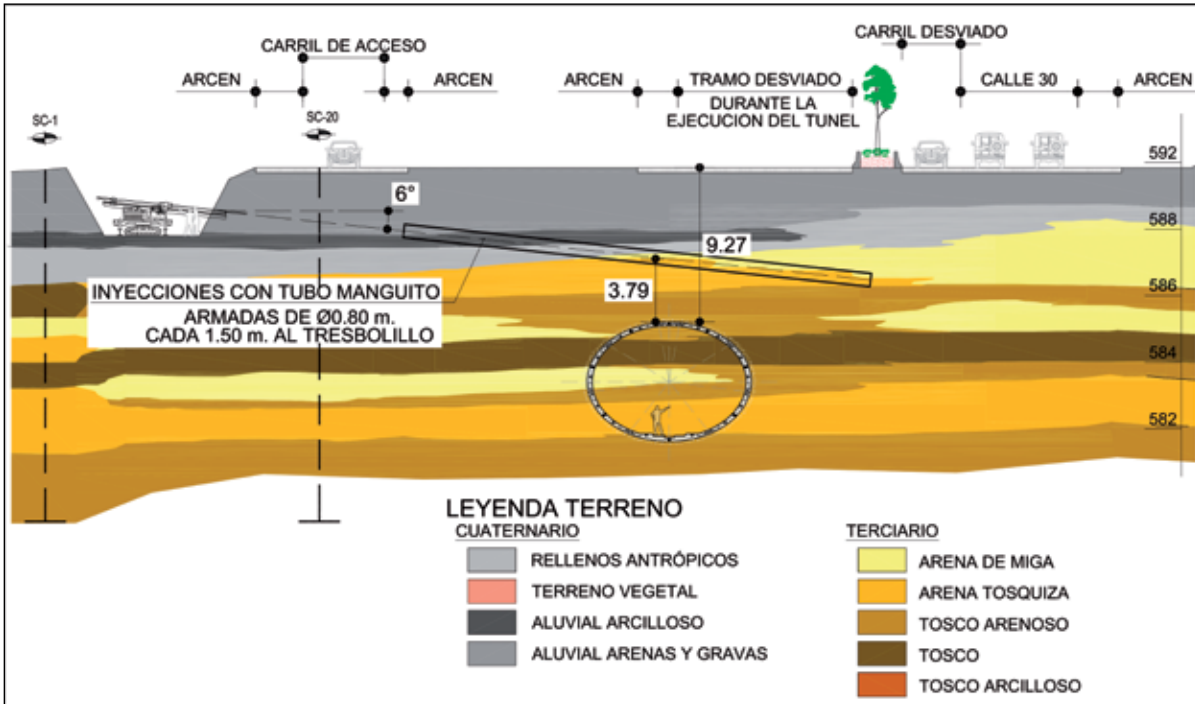


Fig. 12. Tratamiento bajo la M-30 (alzado)

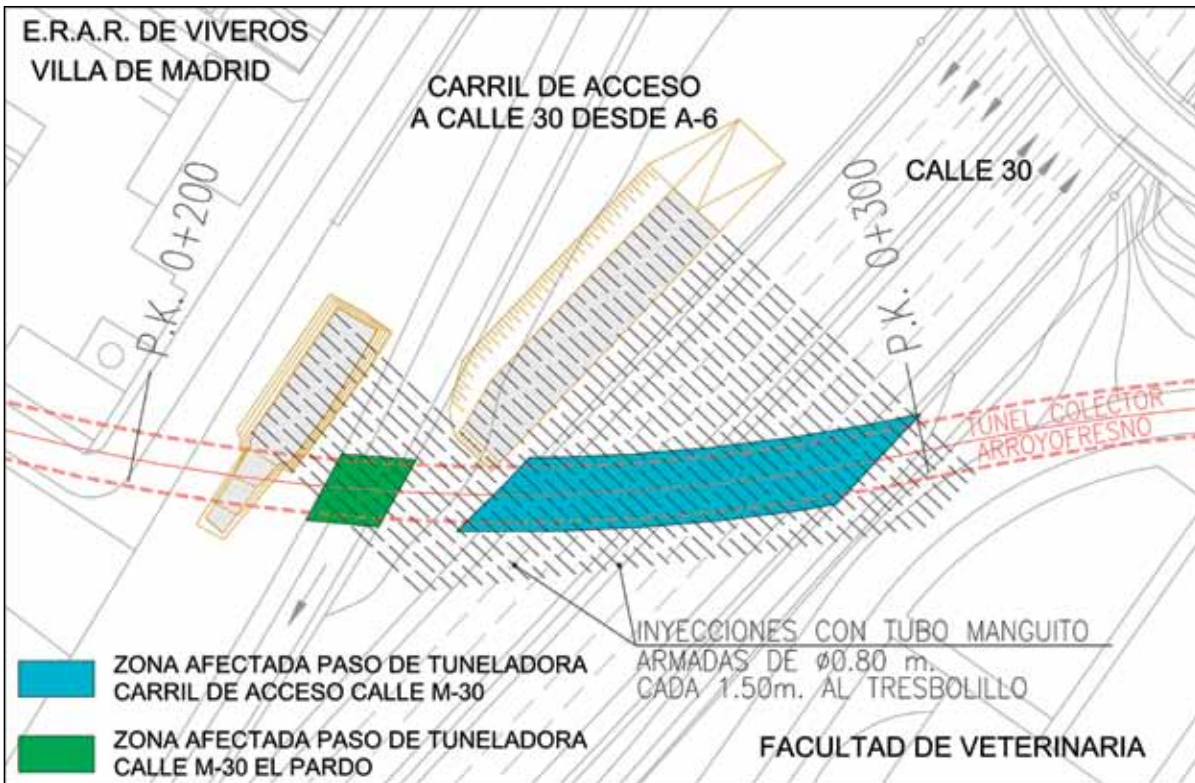


Fig. 13. Tratamiento bajo la M-30 (planta)

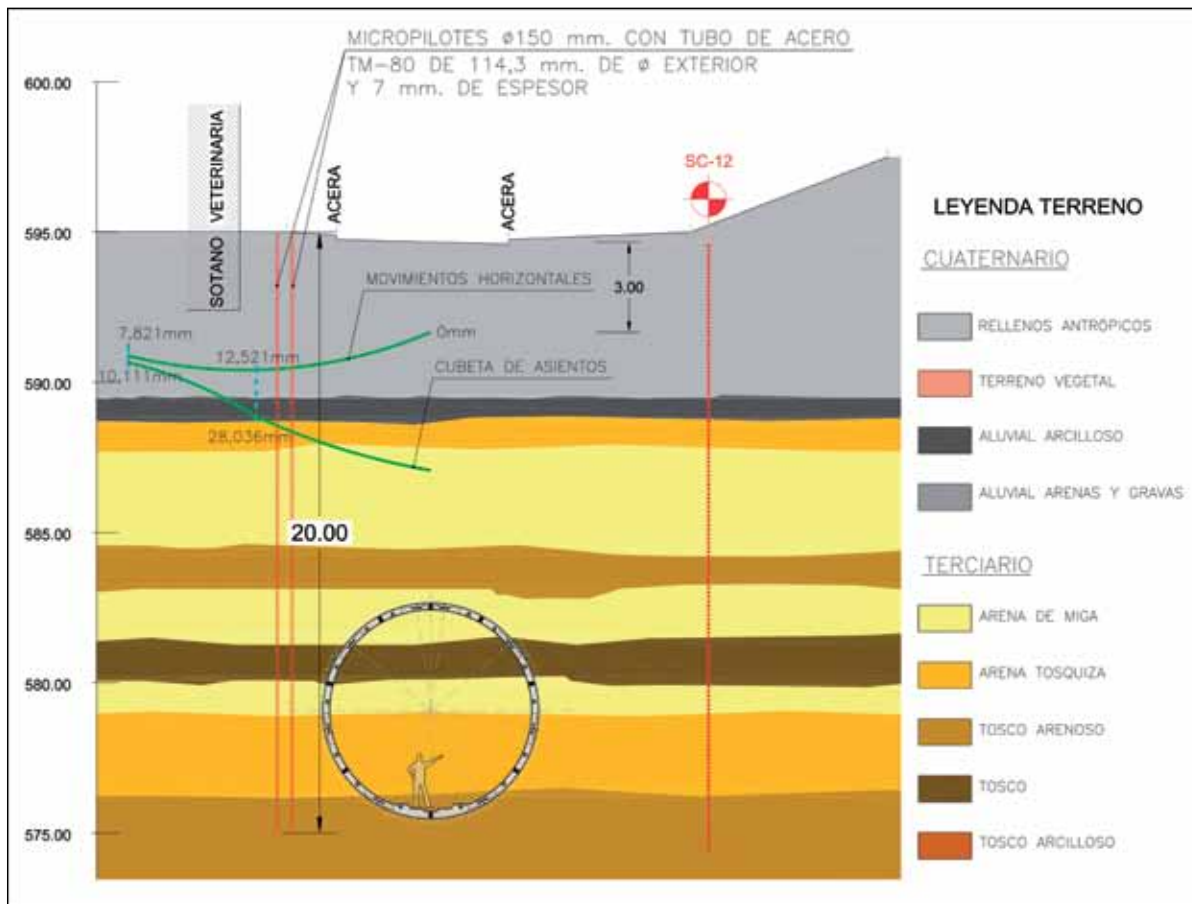


Fig. 14. Paso junto a la Facultad de Veterinaria

'tienda de campaña', con la finalidad de impedir la formación de socavones y b) sección de tratamiento con columnas de *jet-grouting* cuasi-horizontales, para cortar la cubeta de asientos y que dicha cubeta no afectara a instalaciones de la depuradora. Las secciones de tratamiento estaban separadas 3 m en dirección del eje del túnel, en el primer caso, y de 1,5 m, en el segundo.

Al final de este camino, el trazado llega a otro de sus hitos más relevantes, el cruce con el colector de margen izquierda del río y con la Calle 30. El colector de margen izquierda es un antiguo colector con revestimiento de ladrillo, el cual era preciso cruzar a solo 3 m bajo su solera. Respecto a la Calle 30, es inútil señalar la importancia de esta autovía, la de mayor intensidad de circulación de España. En este caso, el trazado cruza a 4,70 m por debajo, que continúa siendo una distancia inferior a un diámetro de excavación. En todo este tramo de cruce, el frente de excavación se ubica en suelos terciarios, pero con recubrimientos de estos inferiores a 1 m sobre la clave.

Para proteger la Calle 30 de posibles inestabilidades del terreno y formación de "socavones" se hizo un tratamiento con inyecciones de tubo manguito, armados con tubo metálico, limitándose la presión para no levantar la Calle 30. En la Fig. 13 puede verse el tratamiento realizado desde un zanjón paralelo a Calle 30 y área de terreno afectada, representando en la Fig. 14 la planta del tratamiento. Los taladros se dispusieron en dos filas, separadas 0,70 m, con taladros al trespelillo, separados 1,50 m. Las inclinaciones utilizadas en las perforaciones variaron de 5° a 30°, según la situación del zanjón, el túnel y la M-30. Dentro de los taladros superiores se instalaron tubos de acero de  $\varnothing 88,9$  mm y 9,5 mm de espesor, con manguitos cada 0,5 m. La fila inferior se realizó con tubos de PVC de  $\varnothing 2"$ , para evitar que se desviara pudieran afectar al túnel. Se realizaron 3 fases de inyección, inyectando en cada manguito hasta 150 l/m de lechada de agua/cemento, con relación 1/1. La presión máxima de inyección fue de 7 bares.

Pasada la Calle 30, el túnel se adentra en los terrenos pertenecientes a la Facultad de Veterinaria de la Universidad



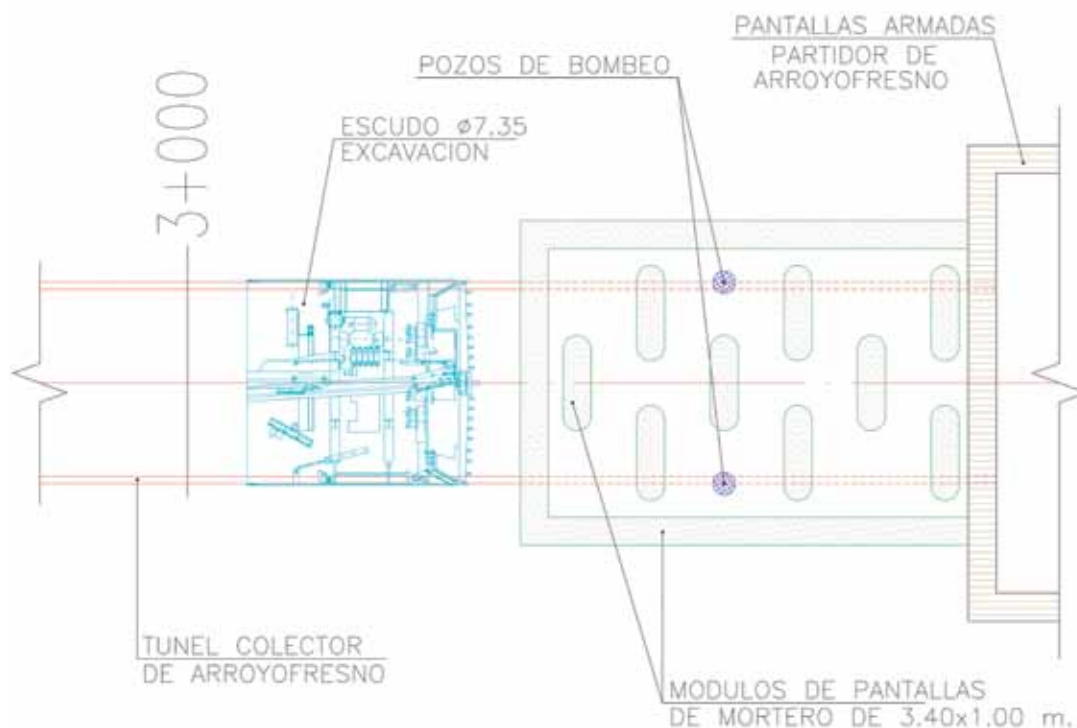


Fig. 15. 'Corralito' para la entrada de la tuneladora en el pozo de extracción (planta)

Complutense de Madrid (Fig. 14). La situación relativa del túnel y de la fachada de dicha Facultad puede verse en la Fig. 15. Dada la presencia de espesores importantes de rellenos antrópicos, 5 m, y los movimientos previstos, que eran del orden de 30 mm en la fachada del edificio mencionado, (Fig. 15), se decidió construir una pantalla de protección, para cortar la cubeta de asientos, a base de dos filas de micropilotes  $\varnothing$  150 mm, con tubo de acero de  $\varnothing_{ext}$  114,4 mm y 7 mm de espesor, con una longitud de 20 m, hasta pasar el punto más bajo del túnel (Fig. 15). Tras el tratamiento y la excavación del túnel, el asiento medido fue de 9 mm, casi cuatro veces menos del previsto sin tratamiento, sin tener que lamentar daños en los edificios. A partir de este punto, la pendiente del túnel se eleva hasta el 0,5 %, la cual se mantendrá hasta el final (Fig. 7). Afortunadamente, dada la rápida elevación del terreno en superficie, el frente del túnel comienza a tener una profundidad mayor y la cobertera de plioceno sobre la clave alcanza ya el diámetro de excavación. Apenas 50 m más adelante, al pasar bajo el paso inferior de entrada a la facultad, la cobertera ya alcanza los dos diámetros.

El siguiente punto singular apareció de inmediato. Se cruzó perpendicularmente la autopista A-6, en el tramo en que se

denomina Avenida de Puerta de Hierro. Este cruce tiene una longitud de unos 40 m en una zona donde los recubrimientos de terciario sobre cable ya son aceptables, superando los dos diámetros de excavación. A continuación discurre paralelo al ramal de enlace de la A-6 y la Calle 30 para finalmente cruzar la Carretera de la Dehesa de la Villa, en el p.k. 0+900 del túnel, la cual puede considerarse ya el último punto singular del trazado.

Por estos motivos se juzgó innecesaria una protección especial de la A-6, lo cual resultó acertado a la vista de los asientos registrados.

El resto de la excavación, más de 2.100 m de túnel, discurre bajo el campo de golf del Real Club de la Puerta de Hierro, a coberturas medias de 30 metros (Fig. 7), salvo en un punto bajo de 18 m en mitad del trazado y a la llegada al partidor, a unos 5 m.

En resumen, la mayor parte del túnel discurre a unas profundidades y con una calidad del terreno atravesado ideales para realizar la excavación sin dificultades con la máquina en cuestión, con unos rendimientos elevados y sin apenas

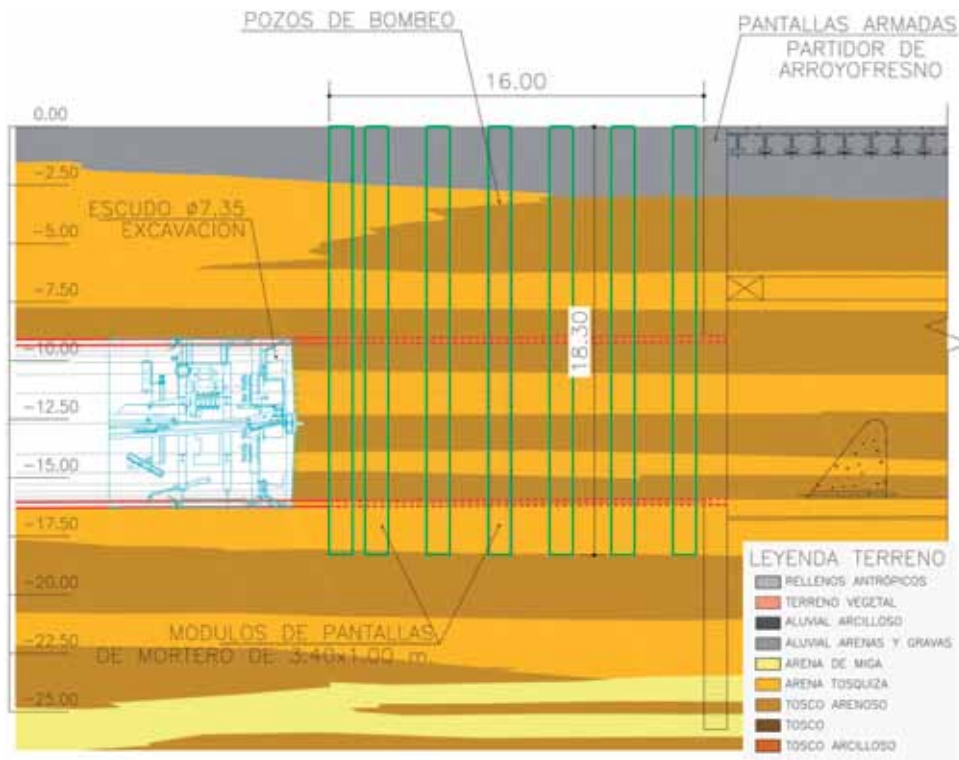


Fig. 16. “Corralito” para la entrada de la tuneladora en el pozo de extracción (planta)

producir subsidencias ni cualquier otro tipo de afección al entorno. En cambio, los primeros 500 m constituyeron uno de los tramos más difíciles que se hayan podido excavar en Madrid. Basta con decir que mientras el avance de la tuneladora en esta zona fue de 250 m/mes, el resto se excavó a una media de 750 m/mes.

Volviendo a la descripción de la traza en el sentido de avance de la tuneladora, es necesario recordar que esta inició su excavación atravesando la pantalla continua del estanque de tormentas. Para que la tuneladora pudiese atravesarla, los módulos de la pantalla que era preciso perforar con la máquina se hicieron con mortero de cemento y sin armadura de acero. La salida de una tuneladora EPB desde un recinto construido con pantallas continuas es un problema recurrente en la excavación de este tipo de túneles. La rotura de la pantalla produce una súbita descompresión del terreno ya alterado previamente por la construcción de la misma, además de una rápida pérdida del agua del terreno cuando el nivel freático se sitúa por encima de la cota de excavación. Todos estos factores suelen producir arrastres del terreno hacia el interior del recinto produciendo fuertes asentamientos en superficie, cuando no se produce una inestabilidad global y la

formación de una chimenea. La solución más habitual a este problema es realizar en el trasdós de la pantalla un recinto con pantallas impermeables, que coloquialmente se denomina ‘corralito’, generalmente de cemento-bentonita o mortero, de dimensiones suficientes para que pueda alojar todo el escudo de la tuneladora e instalar el primer anillo de dovelas fuera de la pantalla del pozo de ataque. Este recinto permite vaciar de agua este espacio mediante pozos de bombeo. Además se mejora el terreno mediante algún tratamiento, como la ejecución de pilotes de mortero, columnas de *jet-grouting* o inyecciones.

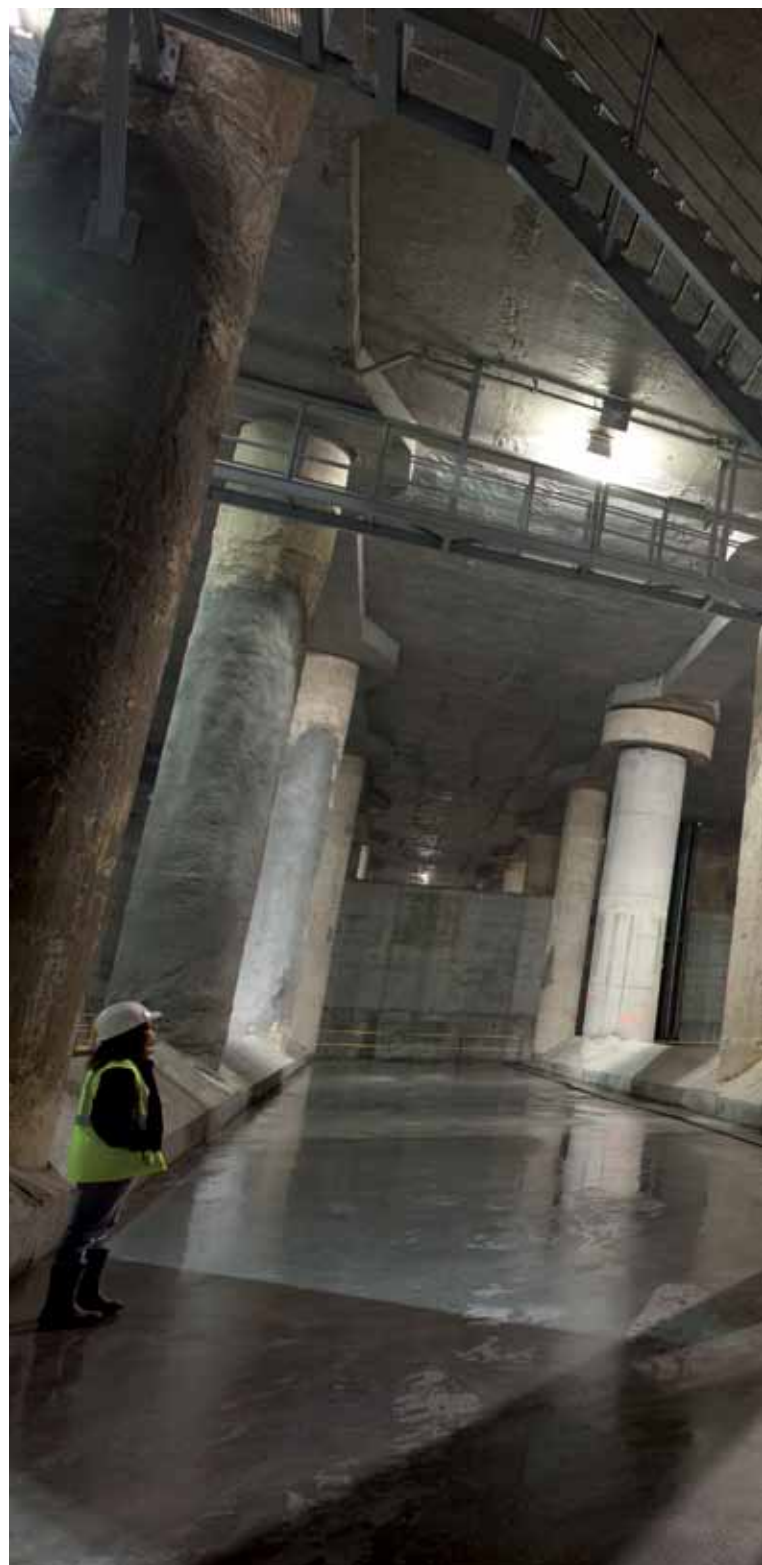
La singularidad en este caso concreto es la presencia del muro perimetral del Club de Campo. La solución adoptada consistió en dividir el corralito en dos partes mediante una pantalla adicional paralela al muro. La primera parte se consolidó mediante pilotes de mortero de diámetro 800, espaciados en planta 1,5 m aproximadamente y que profundizaban hasta 8 m bajo el túnel, además de vaciar de agua el recinto mediante dos pozos de achique. En la segunda parte no se drenó el agua freática para no producir asentamientos excesivos bajo el muro, pero las pantallas laterales se construyeron armadas.

Lo mismo debe tenerse en cuenta en el final del túnel, al llegar al pozo de extracción de la tuneladora. En la Fig. 16 se ha reproducido la solución utilizada: el pozo de extracción es el propio partidor de Arroyofresno, excavado al abrigo de pantallas continuas de hormigón armado. En la zona a la que llega el túnel se le añadió un 'corralito' de módulos de pantalla de mortero, armando su interior con módulos individuales de  $3,40 \times 1,0$  m y situando los pozos de bombeo en su interior.

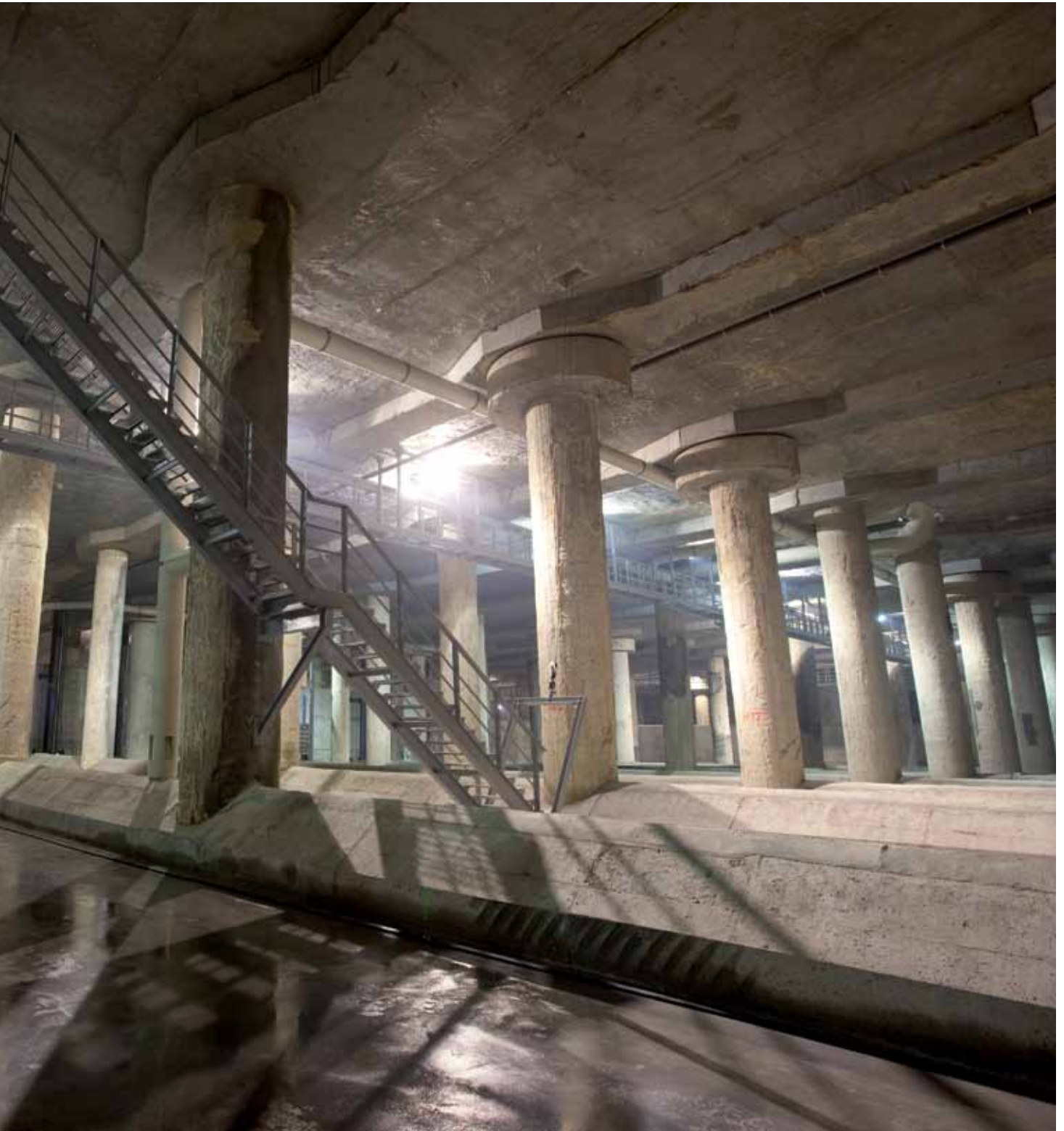
De esta forma, cuando la tuneladora llega a penetrar en el 'corralito' y se detiene, con el escudo entero dentro del mismo, la zona de rotura queda 'rellena' por la propia inyección del *gap* de las dovelas. A continuación se elimina el agua de dentro del 'corralito' y ya puede entrar la tuneladora en el pozo de extracción, ayudando a esta operación mediante 'picado' de la pantalla del pozo de extracción desde su interior. Armar el 'corralito' con módulos de mortero tiene como misión el dar una 'cohesión' equivalente al terreno, a fin de que los empujes sobre la pantalla del pozo de extracción, no armada en toda su profundidad, no superen a aquellos que esta es capaz de resistir.

Para ajustar adecuadamente el diseño de los tratamientos realizados en la depuradora de Viveros y bajo la Calle 30, se acotó un campo de pruebas muy próximo a la zona a tratar, realizándose un total de 9 columnas de 5 m de longitud con presiones comprendidas entre los 300 y 400 bar y admisiones de entre 250 y 350 kg/m de cemento y lechada con relación agua/cemento 1/1. Estas pruebas señalaron que la configuración óptima era una combinación de 300 kg/m de admisión de cemento inyectado a una presión de 300 bar. Con estos parámetros las columnas resultantes tenían un diámetro de 60 cm, lo que permitió definir las dos geometrías del tratamiento distintas para dos tramos de túnel que ya se han explicado anteriormente.

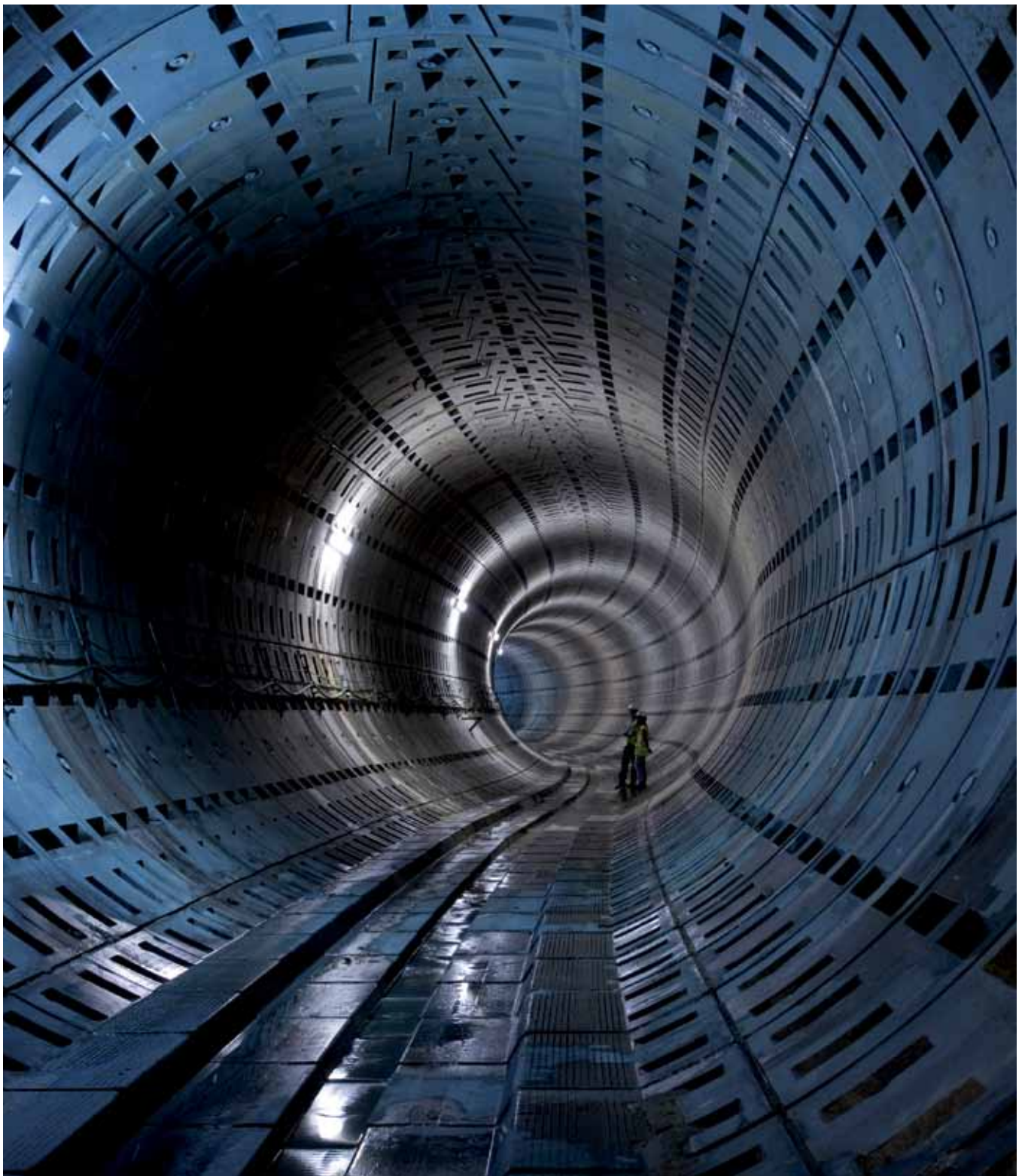
Antes de iniciar los tratamientos en Viveros, al comienzo del túnel se empezaron a producir socavones en superficie, por lo que inmediatamente se procedió a rellenarlos con tierras y a vallar el área situada sobre la traza del túnel para impedir el acceso a personas y vehículos de obra. Tras un tramo intermedio de tranquilidad, en el que no se produjeron nuevos socavones, se llegó a la última parte del tramo, donde surgieron los principales problemas en la zona en que las columnas de *jet* formaban un voladizo sobre el túnel. Dentro del recinto de la depuradora de viveros, junto al edificio de almacenamiento de reactivos, se produjo una chimenea que,











en superficie abarcaba un área de unos 50 m<sup>2</sup>, afectando a un vial de servicio, a un contenedor metálico, a la red de drenaje de aguas pluviales, a varias conducciones eléctricas enterradas y al propio edificio de reactivos, del que se hundió la acera perimetral y cuyas cimentaciones sufrieron asentamientos del orden de los 70 mm, produciéndose algunas fisuras en sus muros de cerramiento.

La causa de estas inestabilidades en el frente de excavación fue la inestabilidad dorsal, problema identificado, descrito y analizado por primera vez durante diversas obras de las ampliaciones del metro de Madrid (Arnaiz, 2003). Este tipo de inestabilidad se produce cuando en la zona de la clave se excavan arenas sin finos. La falta de cohesión hace que se origine una sobreexcavación sobre el túnel que si bien al principio no es de gran importancia, a medida que la máquina avanza se va arrastrando y agrandando hasta producirse el colapso. De hecho, las chimeneas se produjeron allí donde se detectó la presencia de este tipo de arenas procedentes de los suelos aluviales, mientras que en el tramo central, en el que se eleva un poco el techo de los estratos terciarios, no surgieron inestabilidades. La principal causa de que no se pudiera prever este problema fue que estos niveles de arenas limpias se encuentran intercalados entre otros más arcillosos, en lo que localmente se denominan 'lentejones' de arenas, por lo que no fueron detectados por los sondeos puntuales disponibles.

El gran socavón fue rellenado inmediatamente con tierras procedentes de la excavación del estanque en su tercio más profundo y con hormigón hasta la superficie. El relleno se realizó de esta forma para no verter hormigón fresco sobre el frente de la tuneladora. Un vez que la tuneladora avanzó y se colocaron anillos de dovelas, se ejecutó un tratamiento con inyecciones de lechada de cemento para consolidar este relleno de tierras y evitar asentamientos en la superficie a medio y largo plazo.

El relleno del socavón no supuso el final de los problemas, sino el inicio de un completo rediseño de los tratamientos del terreno previstos, dado que de inmediato había que cruzar bajo el colector de la margen izquierda del río Manzanares y la Calle 30.

El arranque de la tuneladora, como ya se había previsto, supuso una nueva sobreexcavación del terreno y una chimenea, de un tamaño similar al anterior y que fue reparado de manera similar. Como medida de precaución, el muro

de cerramiento de la depuradora, de hormigón armado, se desmontó para evitar que se derrumbase en el caso de que la chimenea se prolongase hasta su cimiento.

El colector de margen izquierda tiene una sección abovedada de 2,70 x 2,50 m, con un revestimiento de fábrica de ladrillo de 25 cm de espesor. El cruce del nuevo túnel se producía a 3 m bajo el mismo. Como ya se ha señalado, el fenómeno principal en la inestabilidad dorsal que produce el colapso del terreno es la propagación o arrastre de la sobreexcavación a lo largo de la clave. Para cortar esta propagación y evitar el colapso bajo el colector, se crearon tres barreras verticales de pilotes de mortero de diámetro 650 mm, perpendiculares al sentido de avance del túnel, con separación entre sus centros de 1,15 m y 13,5 m de profundidad. La primera barrera se situaba 5 m antes del colector, la segunda junto al primer hastial del colector y la tercera barrera junto al otro hastial, tras el cruce. Además, se realizaron dos tipos de inyecciones desde dentro del colector para mejorar el comportamiento estructura-terreno. En la parte alta de los hastiales se realizaron unos taladros cortos, simplemente atravesando el revestimiento, por los que se inyectaron 150 litros de una lechada densa con relación agua/cemento de 1/1,5, con la finalidad de rellenar los habituales huecos en el trasdós de los hastiales de esta tipología de colector. En la solera se realizaron otros dos taladros aunque más largos, de 1,50 m de longitud, por los que se inyectó el mismo volumen y el mismo tipo de lechada, esta vez para mejorar el terreno de cimentación, que podría estar reblandecido por fugas o filtraciones del colector. En ambos casos se fijó un estricto límite de presión de las inyecciones de 2 bar, para evitar cualquier daño o deformación del revestimiento. El espaciamiento entre las secciones transversales de taladros era de dos metros, cubriendo 16 m de colector a cada lado del eje del túnel, lo que implicaba superar en 6 m una posible cubeta teórica de asentamientos de 45°. En este caso, el tratamiento funcionó a la perfección, no produciéndose ningún daño al colector ni ningún colapso del terreno en sus cercanías.

El sistema de barreras verticales perpendiculares al túnel también se utilizó al iniciarse el paso de la Calle 30, aunque ahí se realizaron dos filas de micropilotes de Ø 200 mm, con mortero y separados 0,5 m.

La otra medida adicional tomada en la Calle 30 y de mayor calado fue el corte parcial del tráfico para impedir la circulación de vehículos por encima del frente de excavación.

De esta forma se cumplían tres objetivos: se evitaba que un posible colapso afectara a la seguridad de los usuarios de la vía; permitía controlar y rellenar posibles huecos en la zona de la clave mediante sondeos verticales y, por último, posibilitaba la toma de medidas de asientos sobre la calzada para comprobar la estabilidad de la vía durante el paso del túnel.

Tras la construcción de un carril adicional aprovechando el arcén y la isleta de separación con el carril de acceso a la A-6, se desvió el tráfico impidiendo su circulación sobre el frente del túnel, creando una zona de exclusión de unos 10 m por delante y por detrás de éste. De esta forma, según avanzaba la máquina se iban cortando nuevos carriles al tráfico y se liberaban los ya superados. El área de exclusión al tráfico se aprovechó para realizar taladros desde superficie desde los que detectar posibles huecos producidos por sobreexcavación y para realizar inyecciones de mortero próximas a la clave. Estas inyecciones se ejecutaron en las dovelas impares, es decir, cada 2,40 m de avance del túnel mediante taladros de diámetro 200 mm y se realizaban por gravedad, sin emplear presión, para evitar que el mortero se comunicara con la cabeza de la tuneladora. Además, se colocaron clavos de nivelación sobre la calzada y regletas en la mediana de la autovía para medir asientos mediante

nivelación de precisión. El asiento máximo medido fue de 8 mm en la vertical del eje del túnel, con un volumen de asientos del 0,1 % de la sección, lo cual puede considerarse un muy buen resultado y la prueba del buen comportamiento de los tratamientos efectuados para el cruce de la Calle 30. Las medidas de nivelación se prolongaron durante casi un año en el caso de las regletas de la mediana, reportando una absoluta estabilidad. El cruce de la Calle 30 se consiguió realizar en solo 6 días.

Como colofón a estas actuaciones y con el objetivo de garantizar la seguridad del entorno del túnel, una vez finalizado el túnel se decidió realizar una campaña de inyecciones de consolidación de la clave del túnel en todas aquellas zonas, ya relatadas, en las que se habían detectado sobreexcavaciones. El fin de las inyecciones era crear una corona circular alrededor de la clave del túnel de un espesor de 0,50 m, aparte de rellenar cualquier hueco que perdurara desde la excavación. Dado que las dovelas de esta tuneladora tienen un orificio para la realización sistemática de las inyecciones de contacto entre la dovela y el terreno durante la construcción del túnel, se aprovechó dicho orificio de las dos dovelas adyacentes a la clave del túnel para realizar taladros de 0.50 m de longitud desde los que inyectar lechada de cemento

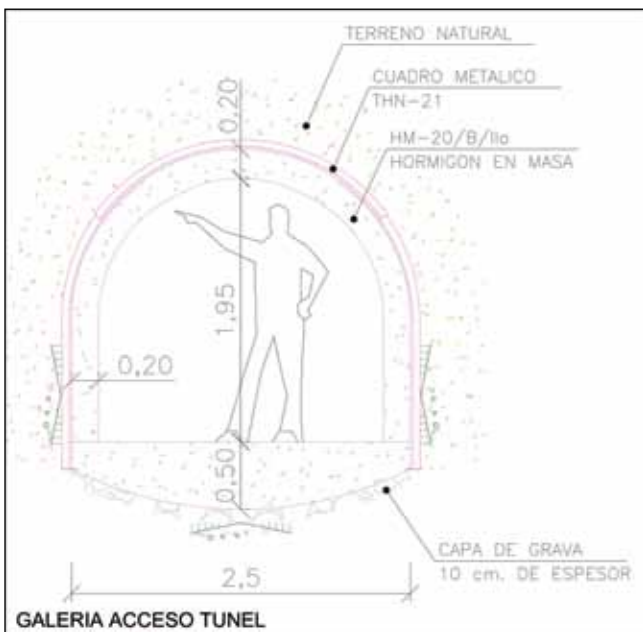
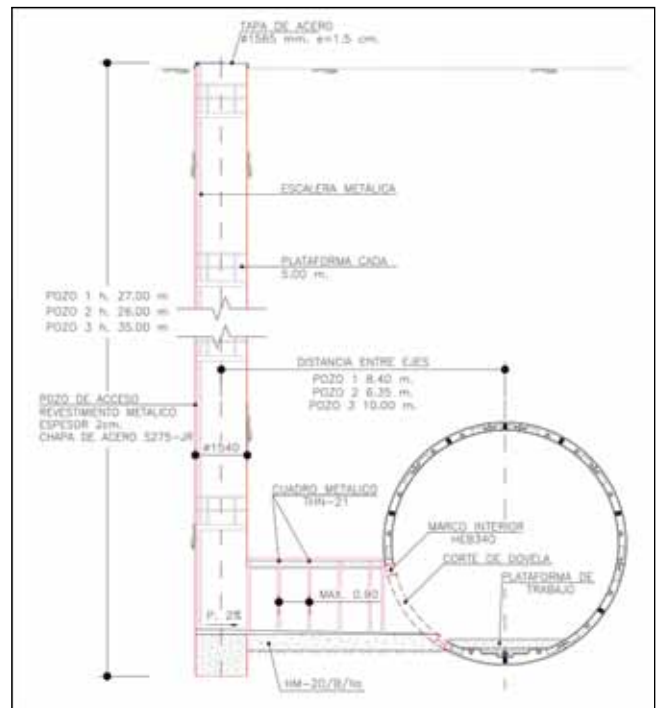


Fig. 17. Pozos y galerías de acceso al túnel principal



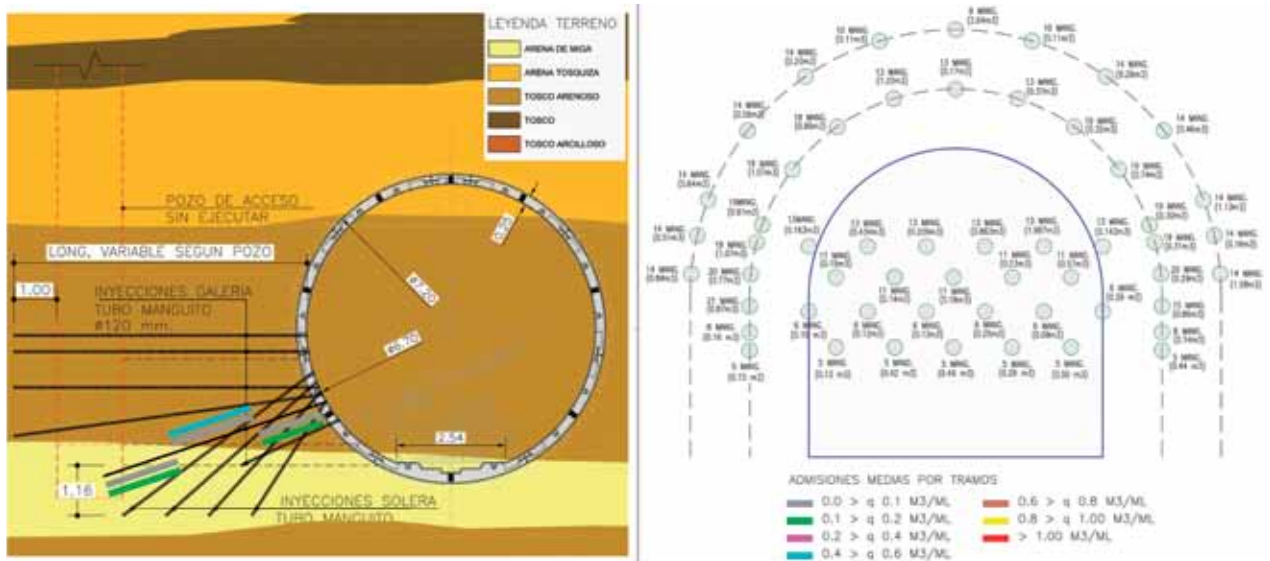


Fig. 18. Tratamiento de arenas con agua en las zonas de las galerías de acceso

con ayuda de un obturador simple. Para poder atravesar los orificios, el diámetro de perforación tuvo que limitarse a 56 mm.

La inyección se realizó con una mezcla estable de cemento-bentonita con relación agua/cemento de 1/1,5 y 3 % de bentonita, efectuándose pasadas de 150 litros con una presión máxima de 3 bar. Tras cada pasada se revisaban los datos de la inyección y se reinyectaban aquellos taladros que alcanzaban el máximo volumen sin llegar a la presión límite. Evidentemente, al emplearse un obturador simple, para reinyectar un taladro era preciso reperforarlo previamente. En general, fue preciso realizar tres pasadas de inyecciones, aunque en algunas zonas fue preciso alcanzar las 5 repeticiones, lo cual corroboró el acierto en la decisión de efectuar este tratamiento.

Una vez terminada la excavación del túnel se construyeron las conexiones del mismo con los diversos pozos de acceso. Estos se realizaron mediante perforaciones con maquinaria de pilotes, con un diámetro de 2,0 m, instalando en su interior una chapa de protección de  $\varnothing$  1,565 mm y 2 cm de espesor (Fig. 17). Estos pozos tienen profundidades de 17 a 35 m. Terminado el túnel, se ejecutaron galerías de acceso del túnel principal a los pozos (Fig. 17) de unos 2,65 m de altura y 2,5 m de anchura, ejecutados con métodos convencionales (entibación de cerchas y madera) y con revestimiento de 20 cm de hormigón en masa.

La rotura de las dovelas correspondientes del túnel principal necesitó la construcción previa de un marco metálico interior unido a las dovelas por bulones inyectados.

En algunos casos la presencia de arenas de 'miga' con agua, obligó a realizar inyecciones con tubos manguito para asegurar la estabilidad de las excavaciones, tal como se indica en los esquemas de la Fig. 18.

Por último y en relación con el túnel, cabe señalar la actuación que se llevó a cabo junto al río Manzanares para dotar al sistema de un aliviadero de emergencia, que funcionará en el caso que se ha llenado el estanque y falle el alivio de caudales por medio del partidor de Arroyofresno.

Se construyó un recinto rectangular con pilotes de hormigón armado (Fig. 11a), al estar siendo necesario tratar las zonas laterales del túnel (Fig. 11b), a fin de conseguir impermeabilizar la zona y permitir la excavación hasta la cota del túnel, ya que esta se situaba bajo el nivel freático. Una vez descubierto el túnel se cortaron las dovelas superiores, con hilo de diamante, conformando la sección por la se evacuará los caudales entrantes en caso de emergencia.

## 6. El partidor de Arroyofresno

En la figura 19 se sitúa el partidor de Arroyofresno, con el pozo de extracción de la tuneladora y la conexión con los colectores existentes.



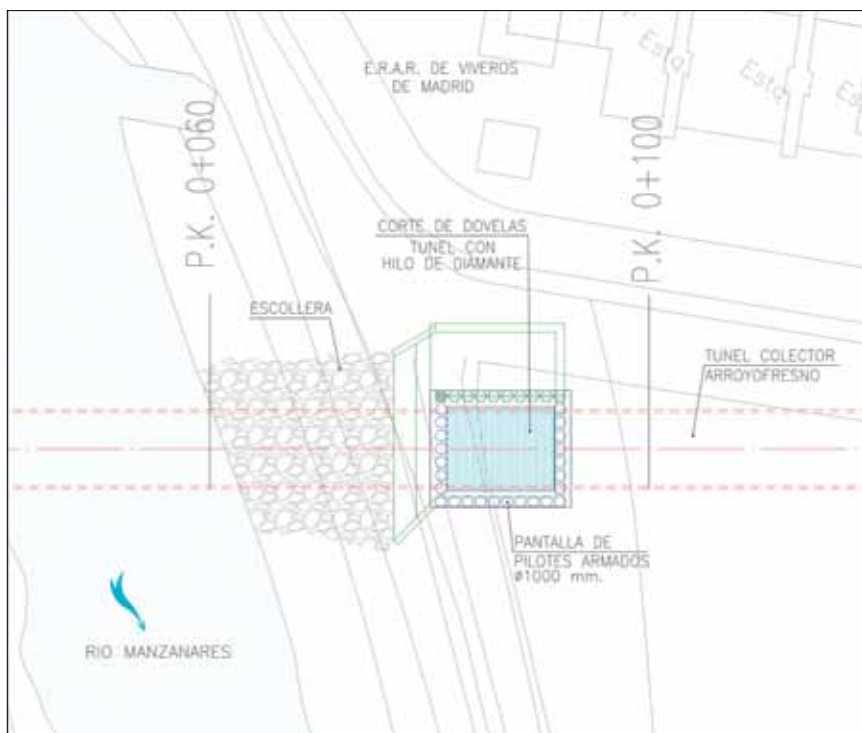


Fig. 19. Planta del aliviadero de emergencias (planta)

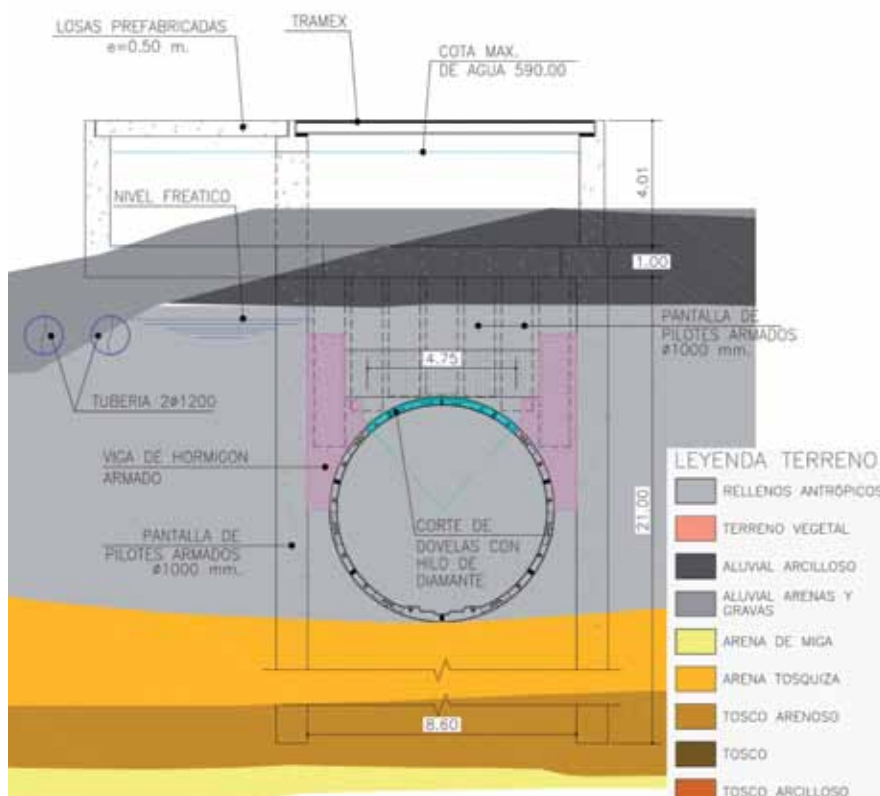


Fig. 20. Planta del aliviadero de emergencias (alzado)

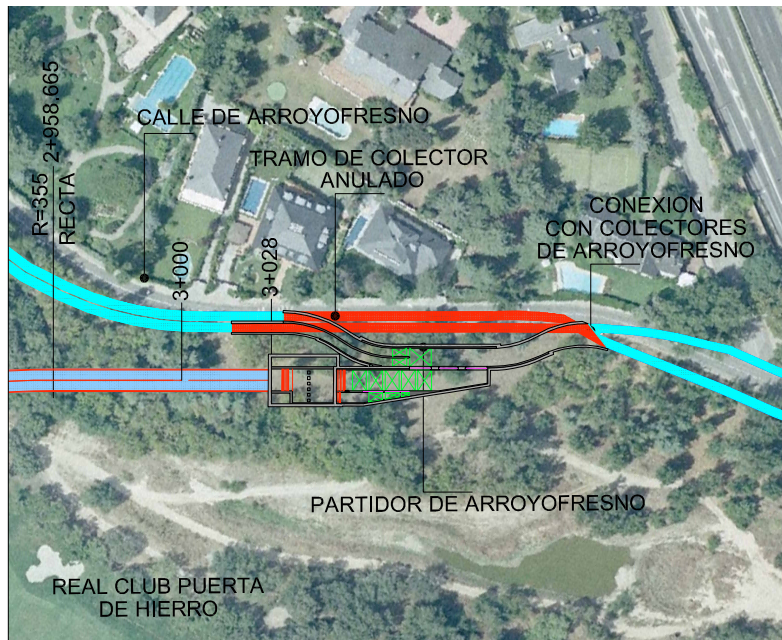


Fig. 21. Situación en planta del Partidor de Arroyofresno

Esta parte de la obra tuvo una menor importancia dadas sus dimensiones: las excavaciones se hicieron al abrigo de pantallas continuas de hormigón armado, con algunas dificultades en su parte superior, por la presencia de materiales tipo aluvial y rellenos antrópicos, hasta unos 6 m de profundidad.

Dada la presencia de algunas edificaciones residenciales de baja altura próximas (Fig. 19), se hicieron filas de micropilotes de protección previa. A pesar de ello, hubo alguna reclamación, a pesar de que los movimientos controlados junto a los edificios fueron de solo algún milímetro.

## 7. Conclusiones

A modo de resumen y conclusión de todo lo anteriormente expuesto puede decirse:

- Se trata de una obra muy compleja, sobre todo la parte del estanque de tormentas y el primer tramo del túnel, hasta la M-30.
- En todo momento se prestó atención especial a la instrumentación del terreno e instalaciones próximas al túnel, controlando movimientos verticales y horizontales en el terreno y asentamientos y desplomes en estructura. En la zona del partidor hubo de hacerse solo en el terreno, ya que los propietarios de los edificios no dejaron entrar ni a medir ni a comprobar el estado de los mismos.

– La realización de un túnel de estas características, en terrenos blandos y sin recubrimientos resistentes, obliga a definir muy bien los tratamientos de refuerzo del terreno necesario y las barreras de protección de las instalaciones próximas. Aun así, pueden producirse inestabilidades dorsales sobre el túnel, para lo que hay que tomar precauciones aislando las zonas de riesgo del acceso de peatones y vehículos, realizar barreras perpendiculares al túnel para cortar la sobreexcavación, etc.

– Los temas ambientales se cuidaron mucho, dado el especial contexto existente en los alrededores de la obra.

## 8. Agradecimientos

Los autores quieren expresar su agradecimiento al Excmo. Ayuntamiento de Madrid por el permiso concedido para publicar este trabajo. Asimismo quieren expresar su reconocimiento más directo a Fernando López Ortum que, en todo momento, lideró el desarrollo de esta obra, así como a la Dirección General de Aguas del Ayuntamiento de Madrid, promotora de la misma. También quieren reconocer su deuda de gratitud con todas las personas y organizaciones que intervinieron en la obra: los asesores de la tuneladora, Doctor Felipe Mendaña y D. Ramón Fernández, al personal de la UTE Dragados-Drace Medio Ambiente, de Typsa como Asistencia Técnica de la Dirección de obra, de Inmateinsa, a cuyo cargo corrió la instrumentación, a Samuel Estefanía y Adolfo Pérez de Albéniz, asesores de la UTE. Sin ellos no se hubiera podido culminar la obra con éxito. **ROP**



Los expertos en encofrados.

# Soluciones adaptadas a las necesidades

- 1 Construcción de túnel de 544 m con el carro SL-1-AVE „Y Vasca“, Tramo tolosa, Guipúzcoa**  
UTE Tolosa (Dragados, Leza y Obras Subterráneas)
- 2 Encofrado de presas para 163.000 m<sup>3</sup> de volumen - Presa del Búrdalo, Cáceres**  
UTE Búrdalo (OHL, Sogeosa)
- 3 2 carros de encofrado en voladizo con el servicio llave en mano - Viaducto sobre el río Nervión, Vizcaya**  
UTE Zarátamo (Dragados e IZA, Obras y Promociones)
- 4 Encofrado y mano de obra de un único proveedor - Galería de emergencia, Bilbao**  
UTE Zarátamo (Dragados e IZA, Obras y Promociones)

Doka España Encofrados, S.A. | Acero, 4 - Pl. Aimayr | 28330 San Martín de la Vega (Madrid) | T +34 91 685 75 00 | [www.doka.es](http://www.doka.es)



# Ejecución del túnel de Lavaderos-Montecillo mediante hinca de tubos con una longitud total de 913 m



**Alberto González Fernández**

Ingeniero técnico Industrial.  
Balce Ingeniería Subsuelo y Microtúneles



**Rolando Justa Cámara**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Acciona Infraestructuras



**Diego Molina Jiménez**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Acciona Infraestructuras



**Luis Manuel Pinillos Lorenzana**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Acciona Infraestructuras

## Resumen

Se describe la ejecución de un túnel hidráulico realizado mediante hinca de tubos con una longitud de 913 m. Los tubos que se han colocado son de hormigón de 2.000 mm de diámetro interior y 2.400 mm de longitud. Se han dispuesto durante la ejecución 10 estaciones intermedias y se han usado sufrideras de 22 mm de espesor entre tubos. El túnel fue excavado mediante un hidroescudo en la terraza fluvial del río Tajo en materiales areno-arcillosos. El túnel se ha realizado con la gran precisión, manteniendo la pendiente del 0,15 % sin contrapendientes intermedias. Este túnel fue excavado en 69 días y forma parte de la conducción necesaria para completar el emisario por gravedad hasta la EDAR de Estiviel en la provincia de Toledo.

## Palabras clave

Hinca de tubos, microtúnel, excavación sin zanja, tuneladora, hinca larga

## Abstract

*A pipe jacking tunnel of 913 m in length is described in this paper. A total of 361 concrete tubes of 2,000 mm inner diameter and 2,400 long has been used. The tunnel was excavated by slurry microtunnelling TBM on terrace's geology of the Tajo river. This challenge was made with a high accuracy to maintain the constant slope of 0.15 %. The tunnel has been bored in 69 days and this tunnel completes an important part of the outfall by gravity to the Water Treatment Plant of Estiviel in Toledo's province.*

## Keywords

*Pipe jacking, microtunnel, trenchless excavation, tunnel boring machine, pile driving*

## Introducción

Como parte del proyecto que desarrolla las instalaciones necesarias para solucionar el problema de recogida de los vertidos generados por la población de Toledo, se ha previsto la construcción de uno de los dos tramos de conducción realizado mediante hinca para el envío de los citados vertidos hasta la ubicación de la nueva EDAR prevista en Estiviel. La obra ha sido promovida por AcuaSur y ejecutada por Acciona.

Una de las dos hincas realizadas que se llevaron a cabo tiene una longitud de 913 m y es por ello objeto de descripción del presente artículo.





Fig. 1. Foto de situación de las obras de conducción

### Descripción de los condicionantes y zona de actuación

En el citado proyecto del colector de la EDAR de Estiviel se han previsto dos hincas de distinta longitud que finalmente se han ejecutado con una longitud total de 913 m y 254 m, respectivamente.

Los condicionantes más importantes del tramo de conducción de 913 m que se describe y que se ha realizado en la localidad de Estiviel en la provincia de Toledo son, por un lado, los condicionantes de trazado determinados por la cota de inicio y final de la hinca, los condicionantes hidráulicos que marcaban el diámetro de la excavación y el tubo y por otra, los condicionantes geológicos, hidrogeológicos y geotécnicos de la zona de actuación.

La justificación de realización de este tramo de conducción mediante una hinca larga en vez de una disposición de tubo

en zanja se encuentra motivada precisamente por los condicionantes geológico-geotécnicos al evitar con este proceso constructivo la realización de zanjas profundas próximas al río Tajo. Esta solución permite además, la circulación de vehículos por los caminos sin afección alguna, el acopio de materiales en las zonas previstas próximas al trazado y mantener el máximo nivel de seguridad al ejecutar la obra en la terraza del río.

Desde el punto de vista geológico, la obra general se ubica en la cuenca del río Tajo que se caracteriza por un basamento ígneo de granitos y gneises hercínicos, sobre el cual se dispone una secuencia de materiales sedimentarios depositados desde el terciario hasta la actualidad. La excavación del túnel se produce en materiales depositados por el río en la llanura de inundación y son depósitos detríticos granulares, formados por arenas con contenidos variables de limos y



Fig. 2. Foto de la máquina situada en el pozo antes de la realización de la hinca (BALCE)

arcillas, por encima de los cuales predominan los depósitos cuaternarios holocenos antrópicos de la acción del río Tajo.

#### **Descripción de la hinca y retos conseguidos**

El trazado previsto para esta hinca tan larga de 913 m de longitud completa un emisario que tiene una capacidad de transporte de 4,00 m<sup>3</sup>/s y forma parte del proyecto de la EDAR de Estiviel (Toledo) planteaba inicialmente dos retos importantes:

1. La gran longitud de la hinca y la problemática asociada a la geología y técnica de excavación del túnel.
2. La pendiente ascendente del 0,15 %. La condición de mantener dicha pendiente en todo momento sin realizar ningún tramo en contrapendiente es muy restrictiva para la funcionalidad de la conducción.

La hinca se llevó a cabo mediante un hidroescudo, marca Herrenknecht, modelo AVND 2000 AB, con un diámetro de excavación de 2.475 mm y con cabeza de corte cerrada.

Se hincaron 361 tubos de 2,4 m de longitud y 2.400 mm de diámetro exterior de hormigón armado, con un diámetro interior de 2.000 mm y 200 mm de espesor, fabricados por la empresa Borondo con sufrideras de 22 mm de espesor. El guiado de la máquina se realizó mediante la instalación de un emisor láser en el pozo de hinca de la marca Geolaser modelo VL-80 (hasta los 454 m) y otro SLS-RV Plus de la marca VMT hasta finalizar la longitud de la hinca.

Las instalaciones exteriores se dispusieron de forma ordenada para que el perforista pudiese controlar todas las operaciones a realizar en el exterior y con visibilidad en todo momento del espacio interior del pozo de ataque. Fue



necesario contar con un generador de 1.000 kVA para la alimentación eléctrica de la máquina y otras instalaciones. Se llevó a cabo la instalación de un pórtico grúa de 16 T con rodadura sobre carriles para el movimiento de tubos y bajada de los mismos, así como el descenso de las estaciones intermedias a la cuna del pozo de arranque de la hinca. Las instalaciones incluían las bombas y la estación separadora para el retorno de los materiales excavados. Esta estación separadora era de la empresa Schauemburg y modelo MAB400 que contaba con una capacidad sobredimensionada de tratamiento de 400 m<sup>3</sup>/h.

Durante la hinca se cumplieron las previsiones de generación de lodo bruto realizadas las cuales dependen principalmente del terreno a excavar y de la densidad que se tenga en los tanques, llevándose a cabo el vaciado y renovación de los tanques decantadores cada 6 o 9 horas.

Se montaron 10 estaciones intermedias de 3,41 m (en posición cerrada). Uno de cada dos tubos disponía de

inyectores de bentonita de 1" de diámetro con válvula antirretorno. La primera estación intermedia que se activó fue a los 545 m, habiéndose activado finalmente 4 de las 10 instaladas.

Las estaciones intermedias de empuje están constituidas por una envolvente exterior de acero y unos cilindros hidráulicos, con un recorrido de 35 cm, colocados en la periferia del tubo y permiten la redistribución de la fuerza total de empuje en la tubería.

Una vez terminada la hinca se retiran los cilindros de las estaciones intermedias y se cierran con ayuda del bastidor principal y en los casos de no poderse cerrar completamente se procede a la reconstrucción del anillo.

El sistema de lubricación con bentonita fue automático durante todo el proceso de hinca. Se instalaron un total de 80 cajas dentro del túnel que permitían al perforista configurar desde el contenedor de mando los ciclos de



*Tubos en zanja y para hincar hasta  $\Phi$  3.000  
Pozos, Dovelas  
Marcos y Galerías Abovedadas  
Productos Ferroviarios*



*Tubos Borondo SA cuenta con la  
Certificación de producto de  
acuerdo con la norma UNE 1916*



*Avda. de la Circunvalación s/n  
Polígono Industrial Borondo  
28510 Campo Real (Madrid)  
Telf. 902 119 110 Fax: 91 876 53 34  
e-mail : borondo@borondo.es  
<http://www.borondo.es>*



**Fig. 3. Foto del interior del túnel que muestra una de las estaciones intermedias (BALCE)**

inyección y los volúmenes a inyectar en cada punto de inyección. Para la preparación del fluido bentonítico se usaron los siguientes componentes: bentonita THR, soda ASH, SC Plug, SCXGum y SCLub.

La hincada se realizó desde un pozo de arranque de hormigón armado realizado dentro de un recinto estanco de tablas que fue calculado también para permanecer como pozo de registro definitivo.

La obra se realizó en dos turnos de 12 horas con equipos diferentes, siete días por semana. El turno de día estaba compuesto por el piloto y 4 operarios y el equipo nocturno lo formaban un piloto y 3 operarios.

El rendimiento medio de hincada fue de 5 tubos/día a doble turno, unos 13,26 m/día. La hincada se inició el día 27 de julio



**Fig. 4. Foto del interior del túnel que muestra cajas e inyectores de bentonita (BALCE)**

de 2012 y la fecha de finalización fue el día 3 de octubre de 2013, llevándose a cabo los 913 m en 69 días. El rendimiento máximo llevado a cabo en 12 horas fue de 11,91 m.

El tiempo medio de montaje de un nuevo tubo durante la obra fue de 46 minutos. Se ha de tener en cuenta que antes de la colocación de un nuevo tubo es necesario desconectar todas las tuberías de transporte de material, así como los cables eléctricos y los latiguillos hidráulicos, alargar cada uno de estos circuitos y volver a conectarlos una vez colocado el tubo, para poder proseguir la perforación.

La evacuación del material excavado se realiza mediante el transporte hidráulico, transformándolo en un lodo inyectando agua o agua y bentonita a través de la cabeza de corte en el frente. El sistema de evacuación está formado por un conjunto de conducciones que permite





Fig. 5. Foto del pozo de ataque y cuna para disposición de tubos (Balce)

la descarga a velocidad variable, con unas válvulas de presión para su control, así como un baipás para evitar el retorno del fluido y aislar el flujo de lodos cuando se colocan nuevos tubos.

La máxima fuerza de empuje puntual registrada por el centro de control de la máquina durante la hinca fue de 804 T. Las mayores fuerzas de empuje se registran normalmente en el arranque tras las paradas prolongadas o paradas de colocación de tubos, pero los valores alcanzados han sido bajos durante toda la hinca. Como protocolo de actuación se consideraron como valores límite las 700 T y se marcó como necesaria una inspección de juntas (para comprobar que no existen distorsiones angulares superiores a los  $0,5^\circ$ ) y revisión topográfica del trazado si se aproximaban los empujes a las 1.000 T, estableciendo el refuerzo de juntas si se hubiesen superado estas magnitudes, algo que no sucedió en ningún caso.

Se puede observar una tendencia de crecimiento normal en las fuerzas de empuje máximas diarias que se registraron durante el proceso y se pueden observar los periodos de activación de las estaciones intermedias y la eficiencia de la lubricación realizada (ver gráfico 3).

Las tolerancias absolutas de posición, que se permitían tanto en cota como en planta, no debían sobrepasar los 60 mm respecto a la posición teórica del trazado, siendo lo

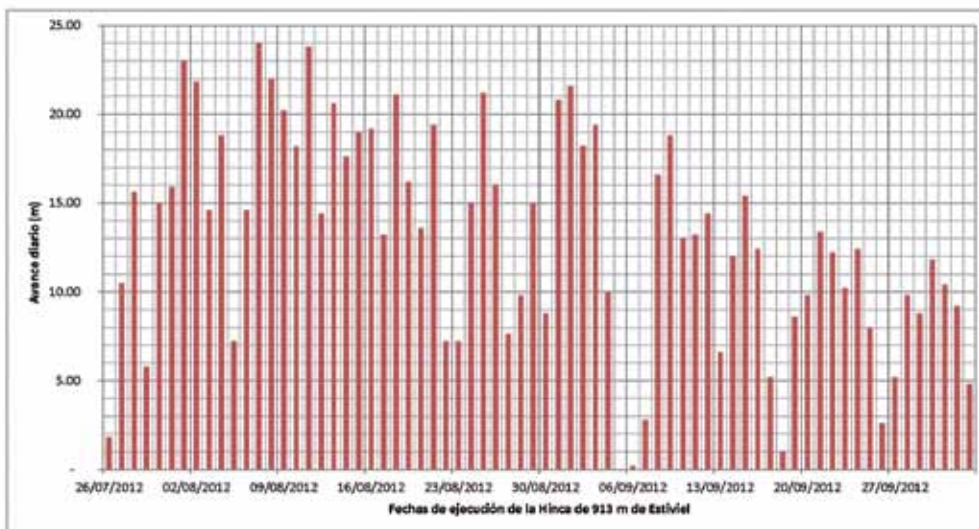
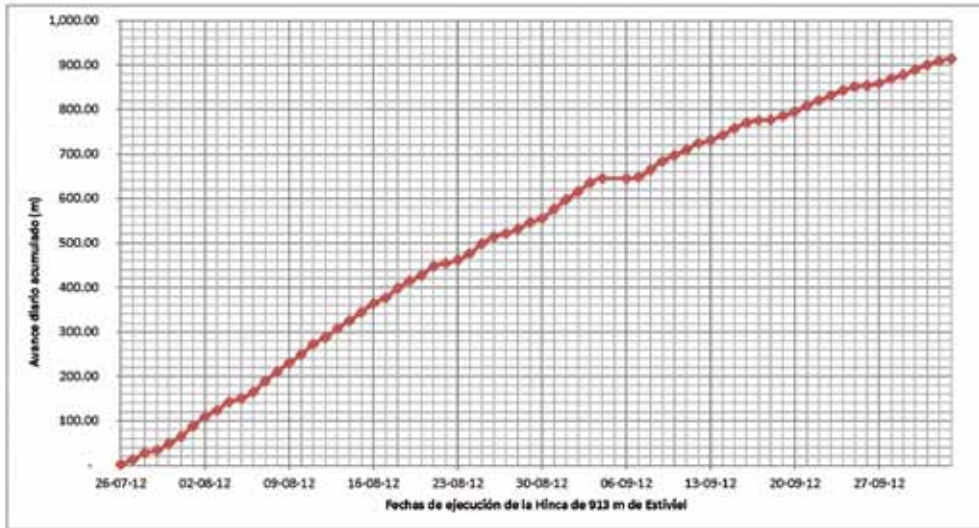


Gráfico 1. Avances diarios realizados durante la hinca de Estivel I= 913 m. (Acciona)



**Gráfico 2. Avances diarios acumulados durante la hinca de Estriol I=913 m (Acciona)**

más importante mantener la regularidad en ascendente de la pendiente, un condicionante estricto, sobre todo para la longitud de 913 m de hinca que se ha realizado y que era necesario mantener para no condicionar la funcionalidad del colector que tenía fijadas como bastante estrictas las cotas de entrada y salida del túnel.

Para conseguir la correcta alineación de la tubería es necesario disponer con exactitud el carril guía dentro del pozo de ataque y dirigir el proceso, tanto los tubos, como la cabeza con el bastidor de empuje, manteniendo la alineación mediante los cilindros hidráulicos de la máquina y los cilindros del bastidor. El control del guiado se realiza mediante un láser situado en el pozo de ataque y que incide en un blanco que se encuentra en el escudo.

Finalmente, la conducción concluyó con una desviación en planta de +55 mm en X y +200 mm en Y, con una precisión en alzado excepcional de +60 mm que resulta favorable al cometido del colector sin producirse ningún punto bajo en el trazado.

### Conclusiones

La realización de las dos hincas en esta obra y en concreto la hinca larga descrita, contribuyeron a realizar la conducción de una forma segura, rápida, preservando el patrimonio arqueológico de la zona y extremando todas las protecciones medioambientales, minimizando la afección



**Fig. 6. Foto de la llegada de la máquina al punto de salida el 3 de octubre de 2013 (Acciona)**



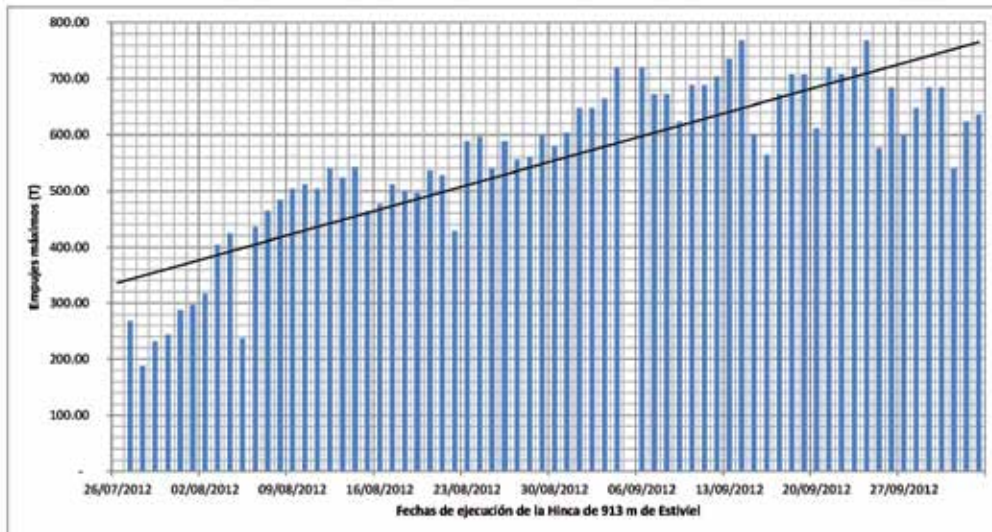


Gráfico 3. Registro de empujes máximos cada día en la hinca de Estiviel l= 913 m. (Acciona)



Fig. 7. Panel informativo de la obra incluyendo las longitudes de pozo 913m+9m=924 m (Acciona)

a caminos y fincas, en un entorno geotécnico complejo en la terraza fluvial del río Tajo.

La hinca de 913 m realizada por Acciona se llevó a cabo con una excepcional precisión de trazado en alzado y planta resultando en alzado una desviación total positiva de 60 mm que permite que el colector, parte importante de la obra del emisario hasta la EDAR de Estiviel, cumpla el cometido para el que fue diseñado y construido.

### Agradecimientos

Los autores del artículo tienen que agradecer en primer lugar a Aguas de las Cuencas del Sur, S.A. (Acuasur) y al director de obra don Luis Javier Romero de Córdoba su trabajo, así como a la empresa Ayesa Ingeniería que ha realizado la Asistencia Técnica de esta obra y también, a todos los trabajadores tanto de Acciona, como de las empresas colaboradoras que han intervenido por el excelente resultado en esta actuación. **ROP**



## SIEMPRE ENCONTRAMOS UN CAMINO.

Herrenknecht AG es líder de tecnología y de mercado en la excavación mecanizada de túneles. Es la única empresa que provee toda una gama de productos y servicios mundialmente, y que suministra máquinas de perforación de túneles de alta tecnología (High-tech) para todo tipo de terrenos y en todos los diámetros de 0.10 m hasta 19.0 m.

Las máquinas Herrenknecht son fabricadas a medida para crear sistemas de abastecimiento y evacuación de aguas, gas y petróleo (rama del Utility Tunnelling), así como túneles de carretera, metro y de tráfico ferroviario (rama del Traffic Tunnelling) en todo el mundo. Nuestras máquinas tuneladoras excavan el túnel ferroviario más largo del mundo y trabajan en las mayores líneas de metro. Las máquinas ayudan a perforar un túnel bajo el agua con una precisión suprema y ayudan en el tendido de oleoductos a lo largo de los continentes.

Para ello, Herrenknecht se considera un socio durante toda la fase del proyecto, formando parte de ese equipo de trabajo en el túnel (Teamwork Tunnelling). Por este motivo se ofrecen todo tipo de servicios que complementan nuestra gama de productos. El grupo Herrenknecht emplea a más de 5.000 personas y cuenta con 78 filiales y empresas asociadas que trabajan en campos relacionados, por ejemplo, en soluciones de logística o sistemas de perforación profunda. Siempre encontramos un camino. Junto con nuestros clientes.

Herrenknecht AG  
D-77963 Schwanau  
Phone + 49 7824 302-0  
Fax + 49 7824 3403  
marketing@herrenknecht.com

[www.herrenknecht.com](http://www.herrenknecht.com)





# FONDOS DE INVERSIÓN

La solución para que usted no tenga que ocuparse de gestionar sus inversiones.

## SICAV'S

**GERLOCAPITAL SICAV S.A.**  
Invierte en Renta Variable con una vocación global y exposición en distintas divisas.  
(Nº REG. CNMV 211)

**CENTAURUS 2002 SICAV S.A.**  
Con una cartera de Renta Fija con objetivo de estabilidad, invierte en Renta Variable global.  
(Nº REG. CNMV 2819)

## RENTA VARIABLE

**CARTERA VARIABLE F.I.**  
Fondo 100% Renta Variable con exposición en Ibex35 fundamentalmente.  
(Nº REG. CNMV 1678)

**CAMINOS BOLSA EURO F.I.**  
Fondo 100% Renta Variable con exposición en Eurostoxx 50 fundamentalmente.  
(Nº REG. CNMV 2327)

**CAMINOS BOLSA OPORTUNIDADES F.I.**  
Fondo 100% Renta Variable. Busca oportunidades en empresas con potencial de revalorización.  
(Nº REG. CNMV 660)

## MIXTO

**RV 30 FOND F.I.**  
Fondo mixto de Renta Fija con una exposición máxima en Renta Variable del 30% y una cartera de RF que busca valor añadido.  
(Nº REG. CNMV 498)

**DINFONDO F.I.**  
Fondo mixto de Renta Fija que invierte en una seleccionada cartera de RF y un máximo del 10% en Renta Variable.  
(Nº REG. CNMV 261)

## RENTA FIJA

**FONCAM F.I.**  
Nuestro Fondo de Renta Fija más galardonado.  
(Nº REG. CNMV 659)

**FONDO SENIORS F.I.**  
Fondo de Renta Fija por el que Gestifonsa SGIIC ha sido galardonada como mejor Gestora de RF en varios ejercicios. (Nº REG. CNMV 2622)

**DINVALOR GLOBAL F.I.**  
Fondo de Renta Fija Global con reducida exposición en España, invierte en distintas estrategias con bonos internacionales.  
(Nº REG. CNMV 1477)

## MONETARIO

**DINERCAM F.I.**  
Nuestro Fondo Monetario.  
(Nº REG. CNMV 3449)

**F** **Foncam FI Premio Mejor Fondo RF a LP Año 2000** Otorgado por Expansión y Standard&Poor's. / **Foncam FI Premio Mejor Fondo RF a LP 3 años Año 2001** Otorgado por Expansión y Standard&Poor's. / **Foncam FI Premio Mejor Fondo RF a LP Año 2004** Otorgado por Lipper Fund Awards y Cinco Días. / **Dinvalor Global FI Tercer Premio Mixtos defensivos Año 2005** Otorgado por Intereconomía, Morningstar, Tressis y JP Morgan. / **Foncam FI Premio Mejor Fondo RF Bonos Euro Año 2008** Otorgado por Morningstar y La Gaceta. / **Foncam FI Premio Mejor Fondo RF LP zona Euro Año 2008** Otorgado por Interactive Data y Expansión. / **Foncam FI Premio Mejor Fondo de RF Año 2008** Otorgado por Lipper Fund Awards. / **Gestifonsa SGIIC Premio Mejor Gestora de RF Año 2008** Otorgado por Interactive Data y Expansión. / **Foncam FI Best Fund over three years bond Euro Año 2009** Otorgado por Lipper Fund Awards. / **Foncam FI Best Fund over five years bond Euro Año 2009** Otorgado por Lipper Fund Awards. / **Foncam FI Best Fund over ten years bond Euro Año 2009** Otorgado por Lipper Fund Awards. / **Dinercam FI Premio Mejor Fondo Monetario Nacional Año 2010** Otorgado por BME, Interactive Data y Expansión. / **Gestifonsa SGIIC Premio Mejor Gestora de RF Nacional Año 2010** Otorgado por BME, Interactive Data y Expansión.

Disclaimer: IMPORTANTE: para invertir en estos productos es necesario tener conocimientos y experiencia en los Mercados conforme a la Normativa MiFID. Existe riesgo de pérdida de capital invertido. Rentabilidades pasadas no aseguran rentabilidades futuras. Las cifras y datos contenidos en este anuncio no constituyen recomendación de compra o venta de una inversión y tienen estricto contenido publicitario. Los Fondos de Inversión disponen de un folleto informativo y documento con los datos fundamentales para el inversor (DFI) que pueden consultarse en las oficinas de GESTIFONSA SGIIC, S.A.U., Nº Registro Administrativo CNMV-123, C/ Almagro 8 planta 5ª, 28010 Madrid, en la página web de la Entidad ([www.gestifonsa.es](http://www.gestifonsa.es)) y en la página web de la Comisión Nacional del Mercado de Valores ([www.cnmv.es](http://www.cnmv.es)). La Entidad Depositaria de los Fondos de Inversión es Banco Caminos S.A., Entidad de Crédito registrada en el Banco de España con el código de Entidad 0234.