



La revista de los
Ingenieros de Caminos,
Cañales y Puertos

3590 SEPTIEMBRE 2017

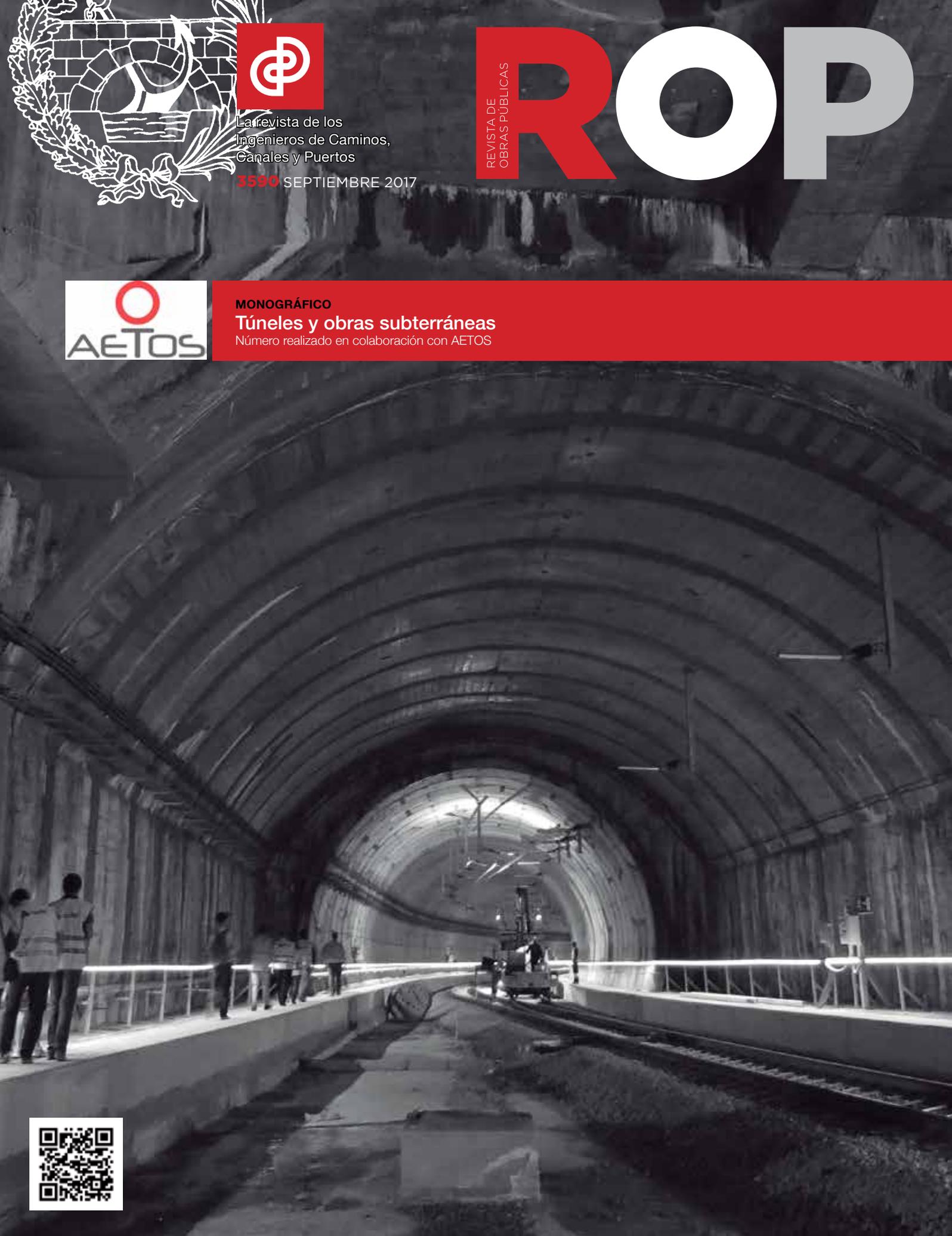
REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS **R**OP



MONOGRÁFICO

Túneles y obras subterráneas

Número realizado en colaboración con AETOS



XIII Máster en Túneles y Obras Subterráneas

año académico

2017/2018



Desarrollo de módulos independientes
Modalidad Presencial (enero a junio) y
Online (convocatorias octubre a marzo y
abril a septiembre).

**ABIERTA
MATRÍCULA**

Información e inscripciones: Secretaría de AETOS • C/ Jenner, 3 1ª planta. 28010 Madrid • Tel.: 91 702 03 81 • master@aetos.es

Organizado por

Con el reconocimiento de

ASSOCIATION
INTERNACIONALE DES TRAVAILLERS
EN SCOUTERRAIN
AITES



ITA
INTERNATIONAL
TUNELLING
ASSOCIATION

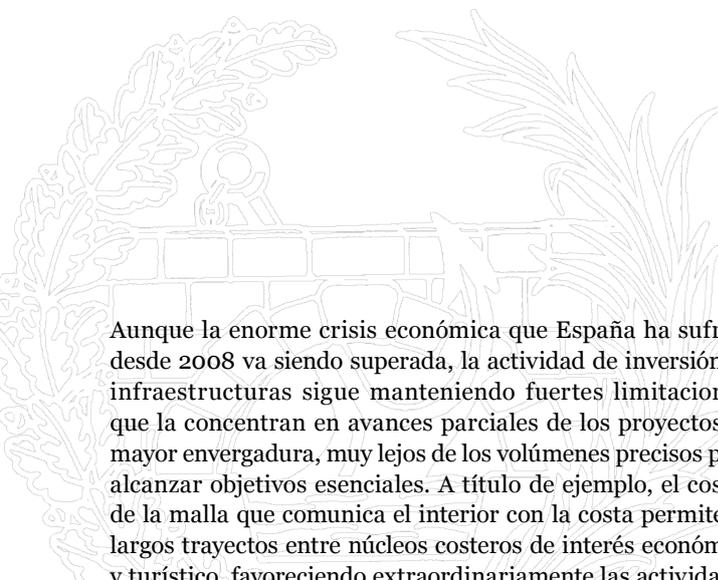


Colegio de Ingenieros de
Caminos, Canales y Puertos

AETOS
ASOCIACION ESPAÑOLA
DE TUNELAJE Y OBRAS
SUBTERRANEAS



EDITORIAL



Aunque la enorme crisis económica que España ha sufrido desde 2008 va siendo superada, la actividad de inversión en infraestructuras sigue manteniendo fuertes limitaciones, que la concentran en avances parciales de los proyectos de mayor envergadura, muy lejos de los volúmenes precisos para alcanzar objetivos esenciales. A título de ejemplo, el cosido de la malla que comunica el interior con la costa permite ya largos trayectos entre núcleos costeros de interés económico y turístico, favoreciendo extraordinariamente las actividades profesionales y posibilitando un turismo más interesante y con estancias totales de mayor duración. Afortunadamente se completa en la actualidad la imprescindible conexión entre las redes AVE que parten de Chamartín y de Puerta de Atocha, y pronto será posible explotar ambas de forma conjunta, y la sinergia que producirá tal uso ya está demostrada en la exitosa explotación múltiple de las otras ramas.

Entre tanto, las empresas españolas del sector siguen marcando hitos en el mercado exterior a ambos lados del Atlántico, y se las encuentra en prácticamente todas las obras subterráneas importantes, sean estas redes metropolitanas en creación o expansión, redes de ferrocarril subterráneo o ejes carreteros significativos.

Por tanto, para AETOS sigue siendo objetivo prioritario colaborar con otros organismos nacionales e internacionales, utilizando los canales existentes y generando nuevos, para permitir el intercambio de experiencias en túneles y obras subterráneas y la formación especializada referente a las mismas. Potenciamos la colaboración con la International Tunnelling Association (ITA), el grupo de naciones miembros de ITA de Europa Occidental denominado BEFIPS (Bélgica, España, Francia, Italia, Portugal y Suiza) y las más activas Asociaciones de Túneles de países latinoamericanos.

Este número monográfico de la Revista de Obras Públicas es ya el noveno dedicado específicamente a Túneles y Obras Subterráneas, y es un claro exponente de este esfuerzo en sus diez artículos técnicos que resumimos brevemente.

Eduardo Alonso, Anna Ramon y Sebastiá Olivella presentan una modelación numérica de túneles excavados en rocas sulfatadas que representa un importante avance en la comprensión del complejo fenómeno, en particular la transformación de los cristales de yeso precipitado en deformaciones de la roca.

Jörg de Heselle, Ute Hornig y Götz Tintelnot desarrollan un ejemplo de impermeabilización subterránea, cortando el flujo de aguas agresivas para el hormigón con inyecciones de gel acrílico en el túnel de Jagdberg (Alemania).

Marcos Calleja describe la ejecución de los Túneles de Bolaños, en el tramo de las obras del AVE entre Zamora y Ourense, revisando el anillo prefabricado y haciendo uso de dovelas trapecoidales con doble junta de estanqueidad.

Concepción Gómez y Daniel del Valle muestran el paso de una importante falla en los Túneles del Corno, del tramo Ourense-Lubián del AVE a Galicia. Los túneles se excavan por medios convencionales en el término municipal de Laza y el paso de la falla ha requerido un refuerzo del terreno mediante doble paraguas y otras medidas especiales.

Felipe Mendaña relata la estabilización de zonas de falla con resinas y relleno con bicomponente inyectado a presión del trasdós del revestimiento de dovelas en un escudo simple para roca dura en los Túneles de Bolaños del AVE Zamora-Ourense. En ellos se ha demostrado la viabilidad de las dos soluciones con las que se han resuelto las limitaciones más importantes de las Tuneladoras para roca dura.

Carlos Oteo, en “La batalla sobre el túnel” presenta una interesantísima Historia abreviada de los túneles, que abarca desde los “qanats” persas y asirios hasta los desarrollos actuales, pasando por los Viajes de Agua del Magerit árabe, los túneles bajo el Támesis y hasta los túneles utilizados para fugas, mostrando un interesante ejemplo mexicano contemporáneo. Interesa especialmente la discusión sobre las limitaciones de las tuneladoras y las perspectivas técnicas del futuro.

Giacomo Falorni, Javier González y Josep Raventós muestran las aportaciones de la tecnología satelital en el control del movimiento del terreno en obras subterráneas, con ejemplos de las obras de Crossrail (Londres) y Canada Line (Vancouver).

Valentín Salcedo describe los fenómenos de squeezing y patologías en el túnel profundo de Chenani-Nashri en el sub-Himalaya. (India) Una caracterización geomecánica demasiado optimista en el diseño se ha traducido en importantes impactos en costes y tiempo de ejecución.

Luis Tissera nos habla de la excavación del túnel By-Pass Estación Atocha – Segunda Fase, tratada con inyecciones de cemento. Este túnel forma parte del imprescindible enlace entre las redes AVE, actualmente próximo a la puesta en servicio. La inyección de columnas de Jet Grouting de gran diámetro fue adecuada.

Por último, Manuel Jiménez, Javier Descarga, Juan Pablo Alonso y Felipe Mendaña recopilan los avances record de tuneladoras del Metro de Quito, donde la TBM “La Guaragua” en 30 días consecutivos ha excavado y revestido un total de 1.131 m.

Miguel Fernández-Bollo Martínez
Vicepresidente de AETOS para Relaciones Internacionales



REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS N° 3590
SEPTIEMBRE 2017. AÑO 164. FUNDADA EN 1853

Consejo de Administración

Presidente

Miguel Aguiló Alonso

Vocales

Juan A. Santamera
José Polimón
Vicent Esteban
Tomás Sancho
José Javier Díez Roncero
Francisco Martín Carrasco
Benjamín Suárez
José Luis Moura Berodia
M^a del Camino Blázquez Blanco

Comité Editorial

Pepa Cassinello Plaza
Vicente Esteban Chapapría
Jesús Gómez Hermoso
Conchita Lucas Serrano
Antonio Serrano Rodríguez

Edita

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

Foto de portada

Visita al Nuevo Túnel Atocha-
Chamartín durante la Semana
de la Ingeniería 2017, organizada
por la Demarcación del Colegio de
Madrid (Autor: E. Muñoz Manero)

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

Director

Antonio Papell

Redactora jefe

Paula Muñoz

Diseño

Julián Ortega

Maquetación y edición

Diana Prieto

Fotografía

Juan Carlos Gárgoles

Publicidad

Almagro, 42 - 4ª Plta.
28010 Madrid
T. 913 081 988
rop@ciccp.es

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

- 6 **MODELACIÓN NUMÉRICA DE TÚNELES EXCAVADOS EN ROCAS SULFATADAS**
ANNA RAMON
EDUARDO ALONSO
SEBASTIÁ OLIVELLA
- 14 **IMPERMEABILIZACIÓN SUBTERRÁNEA: UN CORTE DE FLUJO CON INYECCIONES DE GEL ACRÍLICO**
JÖRG DE HESSELLE
UTE HORNIG
GÖTZ TINTELNOT
- 25 **EJECUCIÓN DE TÚNELES BOLAÑOS CON TBM DE ROCA SIMPLE ESCUDO DENTRO DEL PLAN DE CONSTRUCCIÓN DEL AVE MADRID-GALICIA**
MARCOS CALLEJA
- 38 **TÚNEL “EL CORNO” PASO POR FALLA EN EL P.K. 401+740**
CONCEPCIÓN GÓMEZ
DANIEL DEL VALLE
- 46 **EL PROYECTO Y LA CONSTRUCCIÓN DE LOS TÚNELES DE BOLAÑOS LÍNEA FÉRREA DE A.V.E. A GALICIA (NOROESTE DE ESPAÑA)**
FELIPE MENDAÑA
- 64 **LA BATALLA POR EL TÚNEL**
CARLOS OTEO
- 86 **LAS APORTACIONES DE LA TECNOLOGÍA SATELITAL EN EL CONTROL DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO EN OBRAS SUBTERRÁNEAS**
JOSEP RAVENTÓS
JAVIER GONZÁLEZ-MARTÍ
GIACOMO FALORNI
- 98 **FENÓMENOS DE SQUEEZING Y PATOLOGÍAS EN UN TÚNEL PROFUNDO EN EL SUB-HIMALAYA**
VALENTÍN SALCEDO
- 116 **EXCAVACION DEL TÚNEL BY PASS ESTACIÓN ATOCHA - 2º FASE PARA LA INFRAESTRUCTURA FFCC AVE, MADRID-VALENCIA**
LUIS TISSERA
RUBÉN GALINDO
- 126 **AVANCES RECORD DE TUNELADORAS DEL METRO DE QUITO**
MANUEL JIMÉNEZ
JAVIER DESCARGA
JUAN PABLO ALONSO
FELIPE MENDAÑA



ANNA
Ramon

Doctora ingeniera de Caminos,
Canales y Puertos
Investigadora en el Centro
Internacional de Métodos
Numéricos en Ingeniería –
Universitat Politècnica de Catalunya



EDUARDO
Alonso

Doctor ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos
Catedrático de Ingeniería del
Terreno en la Universitat Politècnica
de Catalunya



SEBASTIÀ
Olivella

Doctor ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos
Catedrático de Ingeniería del
Terreno en la Universitat Politècnica
de Catalunya

Modelación numérica

de túneles excavados en rocas sulfatadas

RESUMEN

Las expansiones ocurridas en el túnel de Lilla son el resultado del crecimiento de cristales de yeso en discontinuidades. Se describe un procedimiento de análisis numérico para el diseño de un túnel en roca anhídrica expansiva. El modelo incorpora un acoplamiento hidro-mecánico y el transporte de sales disueltas en el agua intersticial e incluye el daño generado en la roca tras la excavación del túnel, la precipitación de cristales en discontinuidades y la dependencia entre las deformaciones de hinchamiento y la masa precipitada de yeso. La respuesta del modelo es coherente con las medidas de campo disponibles.

PALABRAS CLAVE

Túneles, rocas sulfatadas, expansión, anhídrica, cristales, yeso

ABSTRACT

Expansions occurred in Lilla tunnel are the result of gypsum crystal growth in discontinuities. A numerical analysis procedure for the tunnel design in expansive anhydritic rock is described. The model incorporates a hydro-mechanical coupling and the transport of dissolved salts in groundwater and includes the damage generated in the rock after the excavation of the tunnel, the precipitation of crystals in discontinuities and the dependency between swelling deformations and the precipitated mass of gypsum. The model response is coherent with the available field measurements.

KEYWORDS

Tunnels, sulphated rock, expansion, anhydrite, crystals, gypsum

1 Introducción

Los túneles excavados en formaciones geológicas ricas en anhidrita pueden experimentar levantamientos severos que normalmente se manifiestan en la solera del túnel. Después de la instalación del revestimiento, las presiones de hinchamiento medidas en las células de carga son a menudo altas o muy altas (uno o varios MPa). Durante décadas se han descrito casos históricos de esta fenomenología principalmente en el Keuper en Europa Central (Grob, 1976; Henke, 1976; Einstein, 1979, 1996; Steiner, 1993; Amstad and Kovári, 2001; Kovári & Descoeudres, 2001; Wittke-Gattermann & Wittke, 2004; Anagnostou, 2007; Alonso et al., 2013).

El macizo rocoso excavado en el túnel de Lilla, que se analizará aquí, es una roca Terciaria que presenta unas características (matriz arcillosa, proporciones de anhidrita y yeso variables y una historia de deformaciones tectónicas) que es común en las rocas del Keuper.

Los métodos de análisis publicados para el diseño de un túnel en terreno expansivo incorporan una ley de hinchamiento que relaciona la tensión de confinamiento y la deformación de hinchamiento obtenida a partir de ensa-

yos edométricos de hinchamiento libre (Huder & Amberg, 1970). Kóvari et al., (1988), Wittke & Rißler, (1976); Gysel, (1987) y Anagnostou, (1995), describen contribuciones en este sentido. Algunos artículos describen procedimientos acoplados flujo-deformación que pueden incluir tiempo, referirse a condiciones anisotrópicas y reproducir trayectorias de tensiones esperadas tras las excavaciones de túneles (Anagnostou, 1993; Heidkamp and Katz, 2004; Wahlen and Wittke, 2009; Schädlich et al., 2013, Barla, 2008). Kramer and Moore (2005) describen el comportamiento de roca expansiva mediante modelos viscoelásticos.

Los procedimientos de cálculo desarrollados para rocas arcillosas expansivas no sulfatadas encuentran dificultades importantes para analizar los hinchamientos relacionados con la anhidrita. En las rocas sulfatadas las deformaciones de hinchamiento son principalmente una consecuencia de la precipitación de cristales de yeso en soluciones acuosas (Ramon and Alonso, 2013; Alonso et al., 2013). Esta reacción química se describe mediante ecuaciones cinéticas, que requieren información sobre la superficie de anhidrita y yeso expuesta al agua, las tasas de masa de anhidrita disuelta y yeso precipitado, las concentraciones de sulfato e iones existentes en el agua del macizo y la concentración de saturación del yeso y la anhidrita. Las "leyes de hinchamiento" propuestas para

las rocas arcillosas expansivas no son adecuadas para describir el hinchamiento inducido por los sulfatos y se requieren alternativas realistas.

En la roca arcillosa sulfatada del túnel de Lilla (Alonso et al., 2007) el hinchamiento fue atribuido a la precipitación de yeso a partir de soluciones sulfatadas sobresaturadas en el agua del macizo. La primera hipótesis explorada para explicar la sobresaturación fue la evaporación del agua en la interfase roca-túnel-atmósfera (Alonso and Olivella, 2008). Sin embargo, la predicción numérica de las deformaciones basada en este mecanismo mostró que difícilmente la evaporación produce las expansiones de gran magnitud observadas.

El caso del viaducto de Pont de Gardí (Alonso and Ramon 2013; Ramon and Alonso 2013) fue una confirmación de campo de que la precipitación de yeso no requieren ningún proceso de evaporación. El agua, en presencia de anhidrita, alcanza condiciones de sobresaturación con respecto del yeso. Esta observación condujo a un modelo computacional para el fenómeno expansivo, que fue descrito en Ramon et al. (2009). Ramon and Alonso (2013) describen una formulación generalizada, incluida en el código de Elementos Finitos flujo-deformación CODE_BRIGHT (2017)

La figura 1 ilustra el concepto clave. El agua en una roca arcillosa densa circula predominantemente a lo largo de fisuras, naturales o inducidas. La anhidrita expuesta en fisuras se disuelve y crea una solución sobresaturada capaz de precipitar yeso, especialmente si se encuentran cristales de yeso en las inmediaciones. La figura 2 muestra el crecimiento de cristales de yeso en forma de aguja en una discontinuidad abierta.

Este artículo describe las hipótesis del modelo desarrollado y el análisis numérico del túnel de Lilla durante la excavación inicial. Los registros del hinchamiento de la solera se compararán con los cálculos. El modelo es una evolución de desarrollos previos con el objetivo de abordar fenómenos descritos anteriormente.

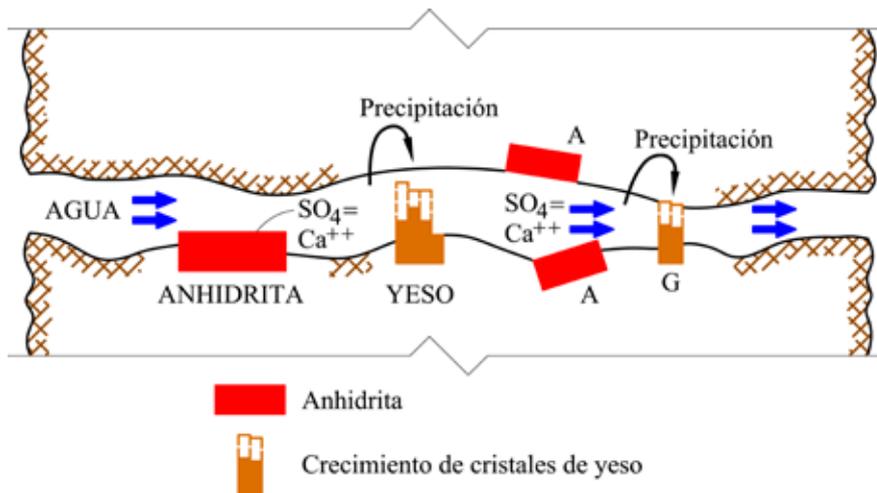


Fig. 1. Representación conceptual del mecanismo de expansión debido a la disolución y precipitación de minerales sulfatados en discontinuidades

2 Descripción del modelo

Se distinguen dos escalas en el medio poroso continuo que representa el macizo rocoso. La escala mayor requiere la formulación de ecuaciones de balance clásicas para la masa de las partículas sólidas, agua y gas en poros. El flujo de líquido transporta solutos y su balance también se ha formulado. Las condiciones de equilibrio estáticas completan la formulación. La escala local incluye el comportamiento mecánico de la roca y un conjunto de fenómenos adicionales, que reproducen la disolución/precipitación de anhidrita y yeso y su efecto en la roca.

Ramon and Alonso (2013) formularon las ecuaciones de balance y equilibrio. Esta sección presenta la modelización de los fenómenos locales.

Daño de la roca

El daño de la roca está asociado al desarrollo de fisuras. En el modelo, cuando la deformación de tracción principal mayor calculada alcanza un valor crítico predeterminado, se "inserta" una apertura plana virtual en un elemento finito continuo. En la aplicación más simple del método el efecto de la apertura de una fractura en un elemento finito dado se extiende a todo el elemento y la permeabilidad se modifica siguiendo una ley cúbica.

La apertura de discontinuidades se explica por a) Cambios de tensión efectiva debido a la excavación del túnel y los subsiguientes cambios en la presión de poros y las condiciones de contorno y b) Precipitación de yeso.

La precipitación de yeso requiere condiciones de sobresaturación en el agua del macizo. La precipitación de cristales solo es posible en cavidades o grietas abiertas con una apertura mínima. La distribución de poros de la roca inalterada de Lilla muestra un rango único de poros muy pequeños en el rango 2 -10 nm. Charola et al. (2007) resaltan la tendencia del yeso a acumularse y generar tensiones internas en la roca, lo que favorece el deterioro. Ellos describen los cristales observados en microscopio y mencionan tamaños en el rango de las micras.

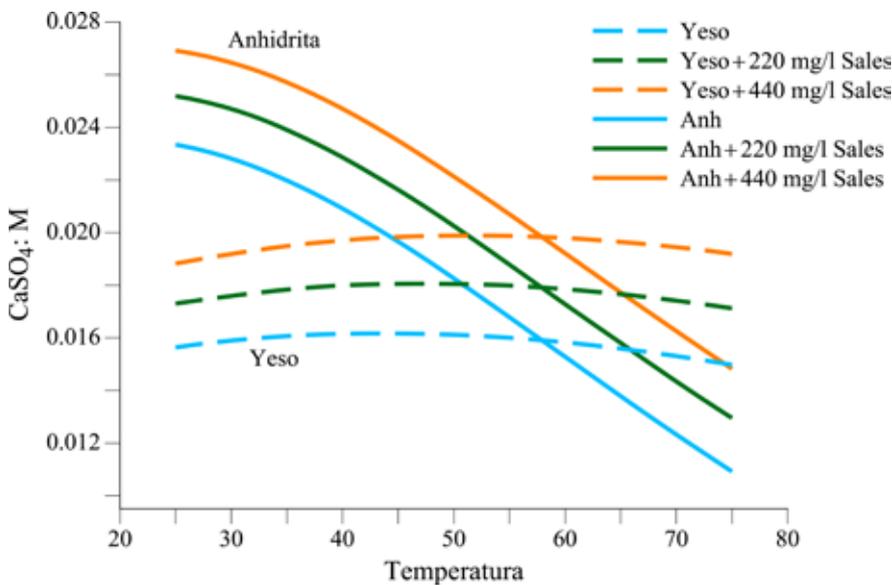


Fig. 2. Crecimiento de cristales de yeso en la superficie de una discontinuidad de una muestra de roca recuperada del túnel de Lilla

Fig. 3. Solubilidades de anhidrita y yeso para diferentes temperaturas y diferentes contenidos de la sal NaCl disuelta en el agua

La masa de anhídrita y yeso disuelta o precipitada en el tiempo se calcula mediante ecuaciones cinéticas en función de: el grado de sobresaturación del agua en sulfatos respecto el yeso y la anhídrita, que depende de la temperatura y de la tensión aplicada sobre los cristales (Scherer 1999), un coeficiente cinético que incluye la superficie específica del mineral sulfatado y una constante que describe la velocidad de disolución/precipitación de la masa de yeso y anhídrita.

El efecto del contenido de sal en el agua sobre las concentraciones de equilibrio de yeso y anhídrita se aproximó mediante la realización de cálculos de interacción química con la ayuda del programa PHREEQC (Parkhurst and Appelo, 1999). El aumento de la concentración de sal (NaCl) incrementa la concentración de equilibrio del yeso y de anhídrita en proporciones similares (figura 3). La implicación es que el riesgo de precipitación de yeso en presencia de anhídrita no cambia mucho cuando otras sales se incluyen en el análisis. En el análisis de Lilla descrito más adelante la temperatura de la roca del túnel se fijó en 15°C de acuerdo a medidas de campo. Por tanto, el yeso precipita y la anhídrita se disuelve (figura 3).

Masa de yeso precipitada y deformación de la roca

El crecimiento de cristales de yeso en poros y fisuras puede conducir a un aumento de volumen mayor que el volumen de yeso precipitado. La figura 1 ilustra esta idea.

Oldecop and Alonso (2012) y Ramon and Alonso (2013) propusieron una transformación de la masa de cristales precipitada en deformación de la roca:

$$(1) \quad \frac{d\varepsilon_i}{dt} = \frac{\gamma_i}{\rho_{\text{yeso}}} \frac{dm_{\text{yeso}}}{dt}$$

donde γ_i es un coeficiente que mide el efecto de “esponjamiento” de la precipitación en la masa de roca a lo largo del eje x_i . El análisis de ensayos descritos por Huber et al., (2015) sugiere que el efecto de la tensión puede aproximarse mediante,

$$(2a) \quad \gamma_i = \gamma_{\text{max}} e^{-b\sigma'_i} \text{ para } \sigma'_i > 0$$

$$(2b) \quad \gamma_i = \gamma_{\text{max}} \text{ para } \sigma'_i = 0$$

donde b es un parámetro del modelo.

3 Análisis numérico

El túnel de Lilla se excavó en los años 2001-2002 mediante perforación y voladura en dos fases: avance y destroza. Tenía una sección transversal en herradura con un área de 117 m², una longitud de 2034 m y un recubrimiento variable entre 32 y 110 m. El túnel atraviesa una roca arcillosa sulfatada del Eoceno con importantes plegamientos y fallas.

La roca arcillosa excavada contiene illita y paligorskita (50 %-70 %), anhídrita (7 %-50 %), yeso (0-7 %) y dolomita y cuarzo en menores proporciones.

Inicialmente el sostenimiento de la excavación del túnel consistió en una capa de hormigón proyectado y hormigón in-situ de 300 mm de espesor, que incluía una losa plana en la solera. Inmediatamente después de la finalización del hormigonado se midieron levantamientos severos en el periodo octubre 2002-diciembre 2003. Se instalaron micrómetros deslizantes y se recuperaron registros de roca en sondeos perforados desde la solera del túnel.

Posteriormente la sección en herradura original se transformó en una sección circular con un revestimiento de hormigón de alta resistencia fuertemente armado. El túnel se puso en servicio en diciembre de 2006. Alonso et al. (2013) describieron este caso en detalle.

Este artículo examina el comportamiento inicial del túnel en el periodo 2002-2003. Se observó una fuerte variabilidad de la magnitud del hinchamiento en sentido longitudinal y transversal. Esta respuesta heterogénea se atribuye a la distribución irregular de la concentración de anhídrita y a detalles de la fracturación de la roca natural, muy afectada por la actividad tectónica intensa. La sección de referencia analizada está situada en el PK 411+600. Además de perfiles verticales de las propiedades de la roca (figura 4), están disponibles medidas de levantamientos en las inmediaciones de esta sección.

La figura 5 muestra la geometría y las condiciones de contorno usadas en los

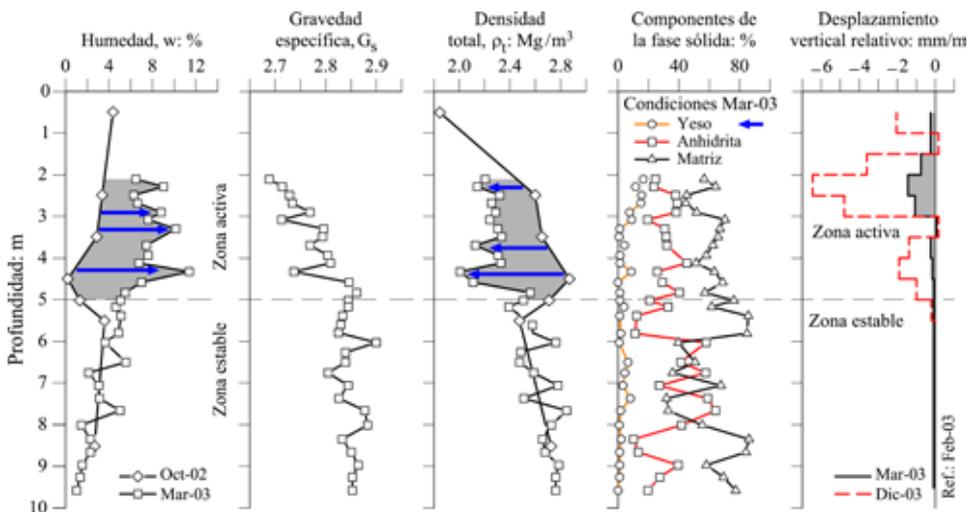


Fig. 4. Propiedades geotécnicas y mineralógicas de la roca y desplazamientos verticales medidos mediante extensómetro continuo en la sección 411+600 del túnel de Lilla (Alonso et al., 2013)

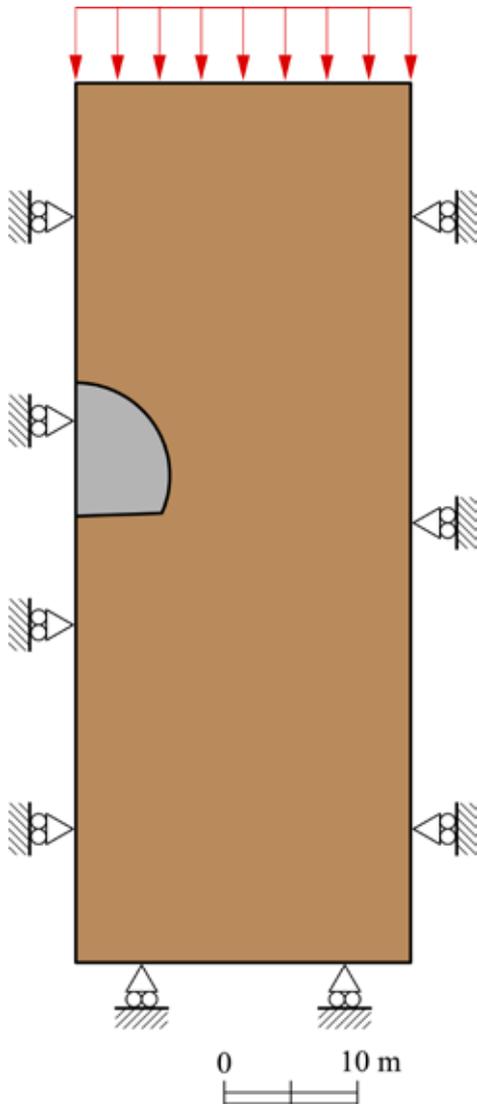


Fig. 5. Geometría y condiciones de contorno del dominio de análisis

Fig. 6. Levantamientos calculados en el centro de la solera del túnel y medidas de campo en secciones con solera plana (2002-2003)

cálculos en condiciones de deformación plana. Se adoptó un comportamiento elástico para la matriz rocosa y un valor de $K_0=2$ a la vista de la tectónica intensa en la zona.

Se estimó una permeabilidad intrínseca de $K=1 \times 10^{-14} \text{ m}^2$ para la roca. En el modelo de juntas se adoptó una apertura inicial nula, un umbral cero de la deformación de tracción y un espaciamiento entre planos de 50 mm a partir del examen visual de los testigos de roca recuperados. Se limitó la apertura máxima de fracturas a 2 mm para evitar permeabilidades altas no realistas. Un análisis de las deformaciones calculadas en el límite inferior de la zona activa proporcionó un valor umbral de apertura de fractura que permite el crecimiento de cristales de yeso de 88.5 μm .

Los valores iniciales de los contenidos de masa de yeso y anhídrita, 10 % y 40 %, se estimaron de los análisis mineralógicos de los testigos recuperados (figura 4).

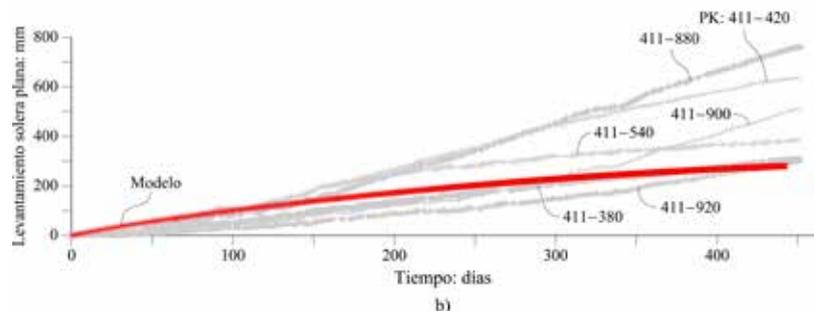
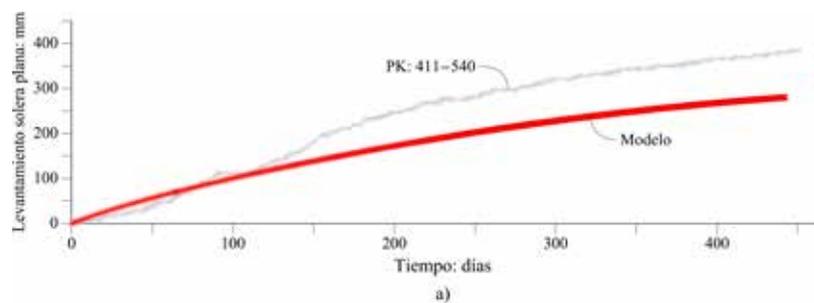
4 Predicciones del modelo

Los desplazamientos verticales medidos en el eje de la solera, en el PK 411+540, se comparan con los cálculos

en la figura 6a. El PK 411+540 es el más cercano al PK 411+600 donde se dispone de medidas de levantamiento del suelo. El acuerdo es razonablemente bueno durante los primeros cuatro meses pero el levantamiento medido acelera durante los dos meses siguientes y vuelve a velocidades más lentas a tiempos mayores. La figura 6b proporciona una imagen más completa del comportamiento de la simulación. El levantamiento calculado se compara con seis registros de levantamiento medidos en un tramo de 540 m (del PK 411+380 al PK 411+920). Las predicciones siguen aproximadamente la tendencia media durante la primera parte del tiempo de registro y subestiman las medidas de campo a tiempos mayores.

La heterogeneidad de campo explica parte de las discrepancias. La aceleración de los desplazamientos verticales en tiempos concretos sugiere que la degradación de la roca fue capaz de aumentar las reacciones cinéticas de precipitación/disolución, aumentando la superficie expuesta de anhídrita.

El efecto confinante de los hastiales explica la forma abombada del levantamiento calculado (figura 7). No está disponible ninguna nivelación de precisión a lo largo del ancho de la solera del túnel pero las formas abombadas se observaron "in situ".



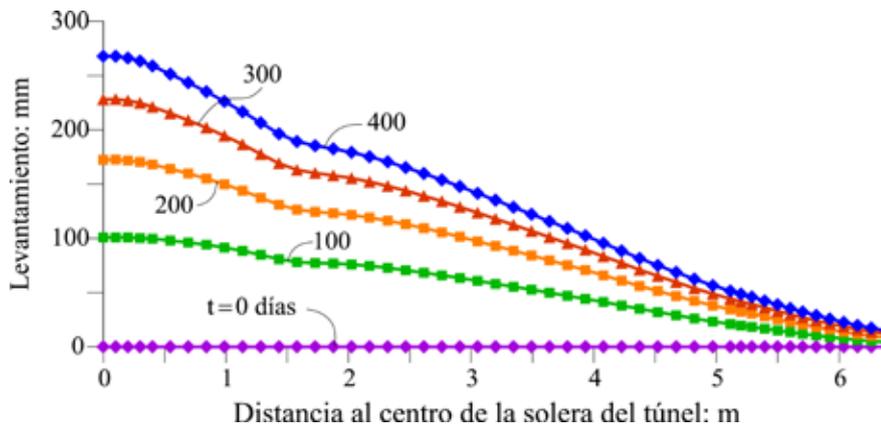


Fig. 7. Distribución de los levantamientos calculado a lo ancho de la solera del túnel debido a precipitación de yeso. $t=0$ días corresponde al inicio de la cristalización después de la excavación del túnel

Fig. 8. Distribución de la magnitud de las deformaciones verticales calculadas después de 365 días del inicio de la cristalización del yeso



5 Conclusiones

Las contribuciones de varios grupos de investigación durante la pasada década han permitido un mejor entendimiento de los fenómenos físicos y químicos que desencadenan la expansividad observada en túneles excavados en formaciones anhidríticas. El modelo de Elementos Finitos descrito en este artículo representa los aspectos fundamentales de los mecanismos básicos. El hinchamiento se atribuye a la precipitación de yeso a partir de soluciones sulfatadas sobresaturadas. La sobresaturación en sulfatos requiere la presencia de agua y anhídrita.

Las ecuaciones cinéticas describen las velocidades de precipitación y disolución de anhídrita. La experiencia previa en la modelación de un caso de levantamiento singular (Pont de Candi) proporcionó los parámetros cinéticos. Un aspecto clave del problema es la transformación de los cristales de yeso precipitado en deformaciones de la roca. Este aspecto requiere una atención adicional debido a su relevancia. La interpretación de ensayos publicados proporcionó información sobre el “esponjamiento” y los efectos de las tensiones en la relación entre la deformación inducida y la masa de yeso precipitada.

La excavación de túneles y el hinchamiento posterior en rocas arcillosas sulfatadas conduce a la acumulación de daño, que es atribuido en el modelo a la generación de fisuras que fracturan la roca. Este mecanismo se representa en

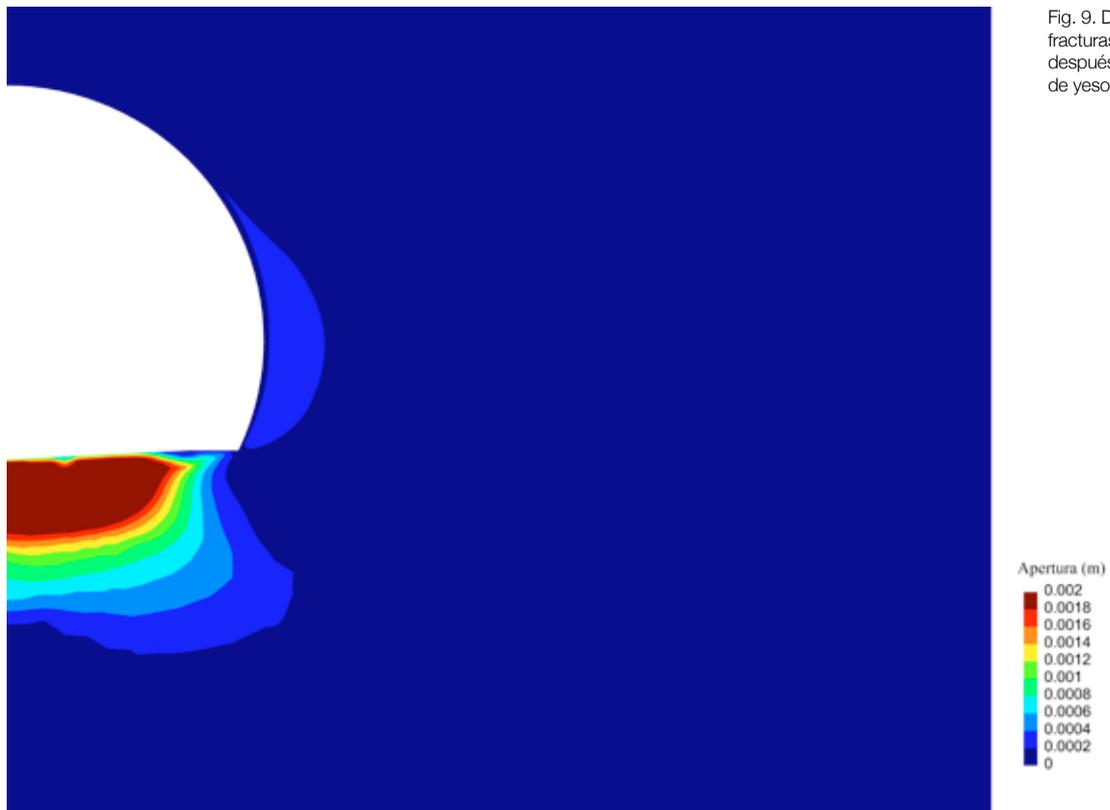
La porosidad final promedio de anhídrita en la zona activa (en la profundidad de 0.25-5m) se predice bien en los cálculos. El contenido de yeso calculado es algo mayor que las determinaciones de laboratorio.

Los mapas bi-dimensionales de algunas variables al final del periodo de 365 días proporcionan información adicional. Se calculan deformaciones verticales de 15-20 % a poca profundidad en el eje del túnel (figura 8). Las deformaciones disminuyen hacia los hastiales debido al efecto de las tensiones verticales crecientes.

La transformación de anhídrita en yeso está limitada por el umbral de apertura de fracturas impuesto para la cristalización

de yeso. La figura 9a indica las aperturas calculadas y el efecto del confinamiento bajo hastiales. La permeabilidad intrínseca calculada en la zona activa (figura 9b) varía entre 10_{-8} y 10_{-9} m^2 . Decrece rápidamente en el contorno inferior hacia el valor escogido para la roca inalterada. La permeabilidad en la zona activa aumenta en seis órdenes de magnitud. No hay medidas disponibles en Lilla pero Butcher et al. (2011) mencionan un aumento similar en la permeabilidad alrededor de túneles excavados en rocas sulfatadas. El aumento calculado de apertura de fractura se limitó a 2 mm, un valor que se alcanza, al final de la simulación (un año), en los 2 m superiores de la zona expansiva.

Fig. 9. Distribución de la (a) apertura de fracturas (m) y (b) permeabilidad (m²) después de 365 días de cristalización de yeso



(a)



(b)

el modelo mediante una fractura virtual "embebida" en los elementos finitos que se activa a partir de las deformaciones de tracción calculadas. La apertura de grietas tiene dos efectos diferentes: aumenta rápidamente la permeabilidad de la roca alrededor del túnel y facilita la cristalización de sulfatos.

Los fenómenos y mecanismos detallados forman la base de una versión de CODE_BRIGHT capaz de modelizar la construcción de un túnel en formaciones anhidricas.

El modelo se aplicó para simular el comportamiento de un caso bien documentado: el túnel de Lilla. La información de campo, concretamente los registros de hinchamiento observados durante más de un año y la distribución en profundidad de las fracciones volumétricas de yeso y anhídrita se ha comparado con los cálculos. El análisis numérico proporcionó también información sobre la evolución de la distribución espacial de fracturas y la permeabilidad de la roca.

La variabilidad observada de las medidas de campo tanto en desplazamientos como en presiones contra el revestimiento del túnel (Alonso et al., 2013) sugiere que los mecanismos de crecimiento de cristales requieren más observaciones de campo. Detalles de la formulación descrita tales como la identificación de los parámetros cinéticos, el umbral de apertura de fracturas para permitir la precipitación de cristales, el criterio de apertura de fracturas y el papel del daño de la matriz rocosa, requiere estudios adicionales. ☎

REFERENCIAS

- Alonso, E. E. & Olivella, S. (2008). Modelling tunnel performance in expansive gypsum claystone. Proceedings of the 12th Conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, 891-910 (CD-ROM).
- Alonso, E. E. and Ramon, A. (2013). Heave of a railway bridge induced by gypsum crystal growth: field observations. *Géotechnique* 63, No. 9, 707 – 719, [http://dx.doi.org/10.1680/geot.12.P.034]
- Alonso, E. E., Berdugo I., R., Tarragó, D. & Ramon, A. (2007). Tunnelling in sulphate claystones. Invited Lecture. Proc. 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, 1, 103-122.
- Alonso, E.E., Berdugo, I.R. and Ramon, A. (2013). Extreme expansive phenomena in anhydritic-gypsiferous claystone: the case of Lilla tunnel. *Géotechnique* 63 No. 7, 584 – 612, [http://dx.doi.org/10.1680/geot.12.P.143]
- Amstad, C. & Kovári, K. (2001). Untertagbau in quellfähigem fels. Zürich, Switzerland: Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr, Energie und Kommunikation (UVEK) and Bundesamt für Strassen (ASTRA).
- Anagnostou G (1995) Seepage flow around tunnels in swelling rock. *Int J Numer Anal Meth Geomech* 19(10):705-724.
- Anagnostou, G. (1993). A model for swelling rock in tunnelling. *Rock Mech. Rock Engng* 26, No. 4, 307-331.
- Barla, M. (2008). Numerical simulation of the swelling behaviour around tunnels based on special triaxial tests. *Tunnelling and Underground Space Technology* 23 (2008) 508-521.
- Butscher, C., P. Huggenberger, E. Zechner, and H. H. Einstein (2011), Relation between hydrogeological setting and swelling potential of claysulfate rocks in tunneling, *Eng. Geol.*, 122(3-4), 204-214.
- Charola, A. E., Pühringer, J. and Steiger, M. (2007). Gypsum: a review of its role in the deterioration of building materials. *Environ. Geol.* 52: 339-352.
- CODE_BRIGHT (2017). CODE_BRIGHT User's guide, Dept. of Geotechnical Engineering and Geosciences, UPC, Barcelona. edu/recerca/webg/code_bright
- Einstein, H. H. (1979). Tunneling in swelling rock. *Underground Space* 4, No.1: 51-61.
- Einstein, H. H. (1996). Tunneling in difficult ground: swelling behaviour and identification of swelling rocks. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 29, No. 3, 113-124.
- Grob, H. (1976). Swelling and heave in swiss tunnels. *Bulletin - Association of Engineering Geologists* 13: 55-60.
- Gysel, M. (1987). Design methods for structures in swelling rocks, Proc. 6th Int. Congress of ISRM, Montreal, Canada.
- Heidkamp H, Katz C (2004) The swelling phenomenon of soils: Proposal of an efficient continuum modelling approach. In: Schubert W (ed) EUROCK 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium, Salzburg, Austria, October 6th-8th 2004, VGE
- Henke, K.F. (1976). Magnitude and rate of heave in tunnels in calcium sulphate bearing rocks. *Bulletin International Association of Engineering Geologists* 13, 61-64.
- Huder, J. & Amberg, G. (1970). Quellung in Mergel, Opalinuston und Anhydrit. *Schweizerische Bauzeitung*, Jhrg. 88, 43.
- Kovári, K. & Descoedres, F. (2001). Tunnelling Switzerland. Swiss Tunnelling Society, Swiss. ISBN 3-9803390-6-8.
- Kovári, K., Amstad, C. & Anagnostou, G. (1988). Design/construction methods: tunnelling in swelling rocks. In Key questions in rock mechanics (Proc. of the 29th U.S. Symp. Rock Mech. Minnesota) (eds. P. A. Cundall, R. L. Sterling and A. M. Starfield), pp. 17-32. Rotterdam, the Netherlands: Balkema.
- Kramer, G. J. E., & Moore, I. D. (2005). Finite element modelling of tunnels in swelling rock. In Proceedings of the K.Y. Lo Symposium, London, Ontario, Jul 7-8 (pp. 1-37). Retrieved from <http://citeseerx.ist.psu.edu/viewdoc/summary?doi=10.1.1.543.4557>
- Oldecop, L. & Alonso, E. E. (2012). Modelling the degradation and swelling of clayey rocks bearing calcium-sulphate. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences* 54, 90-102.
- Parkhurst, D. L. & Appelo, C. A. J. (1999). User's guide to PHREEQC (version 2): A computer program for speciation, batch-reaction, one-dimensional transport, and inverse geochemical calculations, Water-Resources Investigations Report 99-4259. Denver, CO, USA: Earth Science Information Center, US Geological Survey.
- Ramon, A and Alonso, E. E. (2013). Heave of a railway bridge: modelling gypsum crystal growth. *Géotechnique* 63, No. 9, 720 – 732, [http://dx.doi.org/10.1680/geot.12.P.035].
- Ramon, A, Olivella, S and Alonso, E.E. (2009). Swelling of a gypsiferous claystone and its modelling, In: Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Alexandria, 1, 730-733.
- Schädlich B, Marcher T, Schweiger HF (2013) Application of a constitutive model for swelling rock to tunnelling. *Geotech Eng* 44:47-54.
- Scherer, G.W. (1999). Crystallization in pores. *Cement and Concrete Research* 29: 1347-1358.
- Steiner, W. (1993). Swelling rock in tunnels: rock characterization, effect of horizontal stresses and construction procedures. *Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstrs*, 30, No. 4, 361-380.
- Wahlen R, Wittke W (2009) Kalibrierung der felsmechanischen Kennwerte für Tunnelbauten in quellfähigem Gebirge (Calibration of the rock mechanical parameters for tunnels in swelling rock). *Geotechnik* 32:226-233
- Wittke, W. & Reißler, P. (1976). Bemessung der Auskleidung von Hohlräumen in quellendem Gebirge nach der Finite Element Methode. Veröffentlichung des Inst. für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Verkehrswasserbau der RWTH Aachen 2.
- Wittke-Gattermann, P. & Wittke, M. (2004). Computation of strains and pressures for tunnels in swelling rocks. *Tunnelling and Underground Space Technology* 19: 422-423.

Impermeabilización subterránea

Un corte de flujo con inyecciones de gel acrílico



JÖRG
De Hesselle

CE, IBE-Ingenieure GmbH+Co.KG



UTE
Hornig

MFPA para la industria de la construcción Leipzig GmbH



GÖTZ
Tintelnot

TPH Bausysteme GmbH

RESUMEN

La sección parcial que incluye aprox. 3,1 km de longitud. El túnel de Jagdberg adquiere un papel clave durante la modernización de la autopista federal A4 en Turingia / D. Las intervenciones de inyección en el Túnel de Jagdberg sirvieron para interceptar, recoger y eliminar las aguas subterráneas, que debido a su contenido de sulfato eran agresivas a las estructuras de hormigón. Este documento muestra cómo se realizó la planificación, ejecución y monitoreo.

PALABRAS CLAVE

Aguas sulfatadas, gel acrílico, inyección cortina, drenaje, tubos manguito

ABSTRACT

The part-section including the approx. 3,1 km long Jagdberg Tunnel takes on a key role during the upgrading of the federal motorway A4 in Thuringia/D. Injection interventions in the Jagdberg Tunnel served to intercept, collect and remove underground water, which due to its sulphate content were aggressive to the concrete structures. This paper shows how planning, execution and monitoring were done.

KEYWORDS

Sulphate water, acrylic gel, injection curtain, drainage, sleeve pipes

1

Introducción

La autopista federal A4 es uno de los más importantes enlaces este-oeste de la red de autopistas de la República Federal de Alemania. Conecta los centros de Rhine-Main y el distrito de Ruhr con Turingia y Sajonia, así como la región económica en desarrollo en el este y el sureste de Europa.

Dentro del proyecto global que implica la “reurbanización y nueva construcción de la autopista A4”, el tramo parcial entre los polos de Magdala y Jena-Göschwitz asume un papel clave debido a las deficiencias de la ruta existente ya los problemas de programación. Los aprox. del túnel de Jagdberg, de 3,1 km de longitud, fue planeado y construido en esta sección parcial.

La zona del valle circundante posee una significación ecológica regional extremadamente alta y, por lo tanto, es clasificada como zona FFH (Flora, Fauna y Hábitat). El DEGES adjudicó el contrato global de construcción al JV Tunnel-Jagdberg. Se trató de la excavación del Túnel de Jagdberg con una sección transversal estándar RQ 33t en Drill & Blast, así como medidas extensivas para asegurar pendientes, varias paredes de reducción de ruido e instalaciones de protección contra el ruido. También implica la construcción de la ruta de aproximadamente

11 km de largo que implica mover unos 4 millones de m³ de tierra (eliminación y replantación). Posee 7 pasajes transversales y 3 sobre pasajes, 5 pozos por pozo, un pozo de eliminación de humo de 140 m de altura aproximadamente en medio del túnel, centros de operaciones en los portales oeste y este (fig. 1) y un edificio de ventilación Sobre el túnel.

En la etapa de planificación preliminar y en preparación para la convocatoria de licitaciones para el esquema de construcción, se realizaron extensas investigaciones para establecer la situación del suelo. Las predicciones del subsuelo basadas en estos reconocimientos se confirmaron en gran medida durante la producción del túnel. El túnel fue conducido y apoyado bien dentro del límite de tiempo programado. La zona de falla prevista para circular aproximadamente en el centro del túnel, que representa la intersección geológica entre la caliza y la formación de caliza rojiza “Röt”, resultó ser menos complicado de penetrar que anticipado. Un curso de agua en el Röt no se asumió sobre la base de las investigaciones del subsuelo como la roca resultó ser compacto y no perturbado. Las secciones con un suelo abierto fueron abordadas y soportadas sin la infiltración de agua subterránea durante las operaciones de conducción y la vida útil de la cáscara externa del túnel.

Sin embargo, no se encontraron realmente las cantidades de agua subterránea predichas por la evaluación del

subsuelo por adelantado. Se realizó una mampara / barrera y la recolección selectiva de posibles aguas subterráneas que se filtraban para evitar que el agua de la roca que cubría (caliza de la cáscara) pudiera penetrar mientras el túnel estaba siendo conducido en el sector Röt (fig. 2). Investigaciones adicionales habían revelado que cualquier entrada de agua actuaría de una manera altamente agresiva hacia el concreto debido a su contenido de sulfato. Se planificaron y ejecutaron cortinas de inyección con estructuras de barrera para recoger y eliminar cualquier posible agua de filtración. Las medidas para contener permanentemente aguas subterráneas agresivas al hormigón, que fueron impulsadas por el cliente, serán presentadas y explicadas a continuación.

2 Preparación de las medidas de inyección

2.1. Investigación previa

El concepto del cliente para la aplicación de la medida prevé las inyecciones de ensayo de acuerdo con DIN EN 12715 [1] para afinar el procedimiento de inyección real para garantizar la ejecución regular y la eficacia de la acción de inyección en las zonas de transición entre la Formación “Röt” y la caliza. En paralelo también se probó la idoneidad básica de los materiales de inyección de sellado bajo las condiciones generales imperantes. Las inyecciones de ensayo fueron



Fig. 1. Portal Este del Túnel de Jagdberg

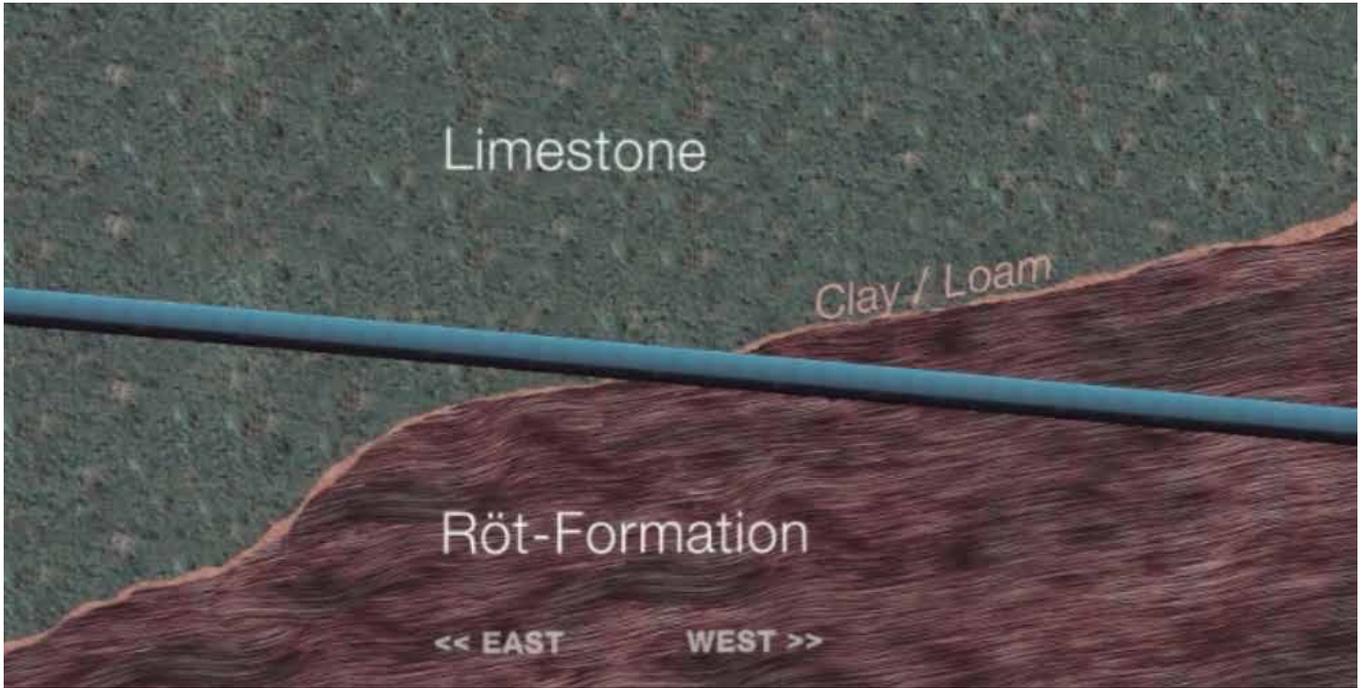


Fig. 2. Zona de Falla entre Caliza y la formación "Röt" llevando aguas agresivas

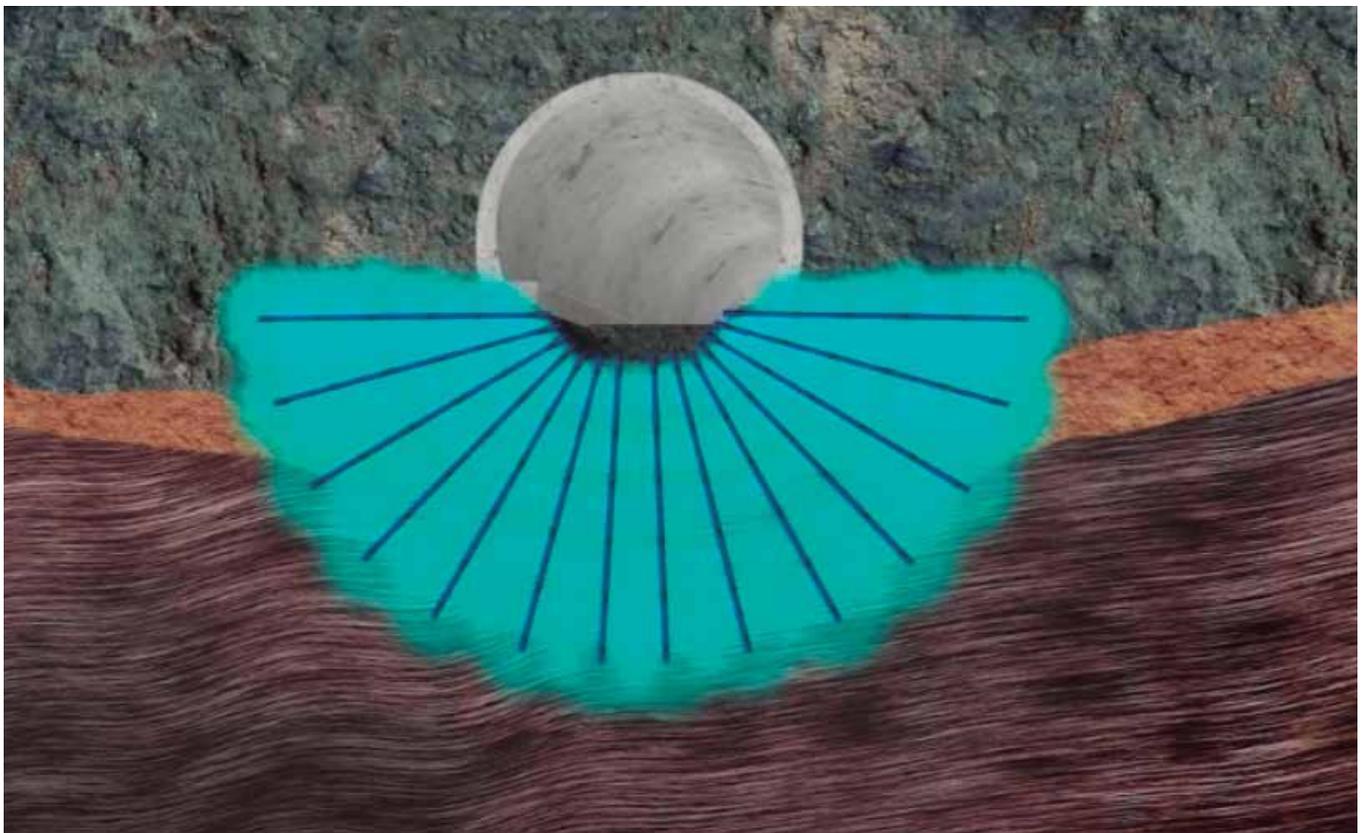


Fig. 3. Corte cortina de la inyección ideal para detener y desviar el agua agresiva



Fig. 4. WD Unidad de test



Fig. 5. Ejecución de la inyección de ensayo

realizadas y evaluadas por IBE Ingenieure GmbH + Co. KG en unión con el STUVA e. V. y MFPA Leipzig GmbH, así como TPH Bausysteme GmbH.

De acuerdo con la documentación geológica disponible, el agua de infiltración ascendente debía ser contada en la esfera de influencia de las inyecciones, emergiendo de fisuras a caudales variables que oscilaban entre 0,005 y 0,01 l / s. Este aspecto tuvo que ser tomado en consideración por la selección de los materiales de inyección con suficientes posibilidades de ajuste para evitar la dilución o el lavado del producto de inyección. Además, en algunos casos, las aguas subterráneas agresivas que contenían una alta proporción de sulfato debían considerarse en la esfera de influencia de las inyecciones ya su vez las estructuras de inyección subsiguientes.

Teniendo en cuenta los análisis existentes de agua obtenida de la exploración, así como los minerales prevaletantes en cuenta, se llevaron a cabo pruebas de exposición con posibles materiales. Se examinaron los cambios de volumen y masa relacionados con el tiempo, así como las características especiales durante el contacto con los líquidos almacenados. Se aplicó una solución de yeso

saturado (CaSO_4) así como un compuesto de sal, que se utilizó para simular el agua que se encontraba sobre el terreno, para fines de ensayo.

Las pruebas de almacenamiento con 6 materiales diferentes revelaron la idoneidad básica de 2 geles de acrilato y una resina a base de silicato flexible, no espumante, de doble componente para ser inyectada en fisuras que contienen agua. Durante el período de almacenamiento, estos materiales no mostraron fenómenos de disolución hidrolítica o propiedades de hinchamiento excesivo. Más detalles sobre los materiales de inyección se encuentran en la Sección 2.3.

2.2. Inyecciones de ensayo

Pruebas de permeabilidad al agua (WD-Tests) se llevaron a cabo en la esfera de influencia de las inyecciones de prueba para probar su eficacia [2]. Estas pruebas WD sirvieron para establecer la capacidad de absorción de agua de la roca dependiendo de la presión. Los resultados pretendieron proporcionar conclusiones extensas sobre la permeabilidad de la roca circundante. Basándose en las Pruebas WD (Fig. 4), el objetivo era averiguar entre otras cosas si los agentes de inyección definidos en la etapa de planificación con sus características

específicas tales como la viscosidad y el ciclo de reacción son adecuados para inyectarse en las hendiduras y fisuras dentro de la Roca alcanzada por la perforación.

El método de ensayo aplicado era esencialmente adecuado para esta tarea, aunque no permitía distinciones significativas entre los procedimientos ensayados individualmente, sino que sólo indicaba la eficacia de la inyección como tal en las condiciones generales existentes (incluyendo cambios en el patrón de fisura y cavidad Área estrecha).

Las inyecciones de ensayo de acuerdo con [3] se llevaron a cabo en los bloques, en los que el trabajo de inyección de sellado fue ejecutado posteriormente. Se previeron dos puntos de prueba de inyección por bloque. Estos puntos en forma de triángulos se localizaron lo más cerca posible de los hombros para determinar la influencia de la inyección sobre estos componentes estructurales, así como el sistema de drenaje instalado en el hombro (figuras 5 y 6). La separación entre los triángulos de ensayo se seleccionó de tal manera que los puntos de inyección no pudieran afectarse mutuamente entre sí. Se produjeron tres agujeros de perforación de 12,5 m



de profundidad por zona de ensayo de inyección para alcanzar la profundidad final posterior de 10 m por debajo del fondo del pozo de construcción con respecto al nivel actualmente existente que consiste en aprox. 2,5 m de material apilado. El patrón de perforación para los taladros, que comprende un triángulo equilátero, se fijó en 1,0 m x 1,0 m. El ángulo de perforación ascendió a 1 grado.

Después de concluir las inyecciones, se requirió un agujero de prueba / control K1 para un nuevo ensayo WD en el área central del triángulo. Los triángulos de prueba estaban dispuestos de tal manera que un eje corría paralelo a los hombros y el pico del triángulo apuntaba hacia el hombro a una distancia de 1 m. Se diseñó para optimizar el patrón de perforación para las barreras de inyección basándose en la geometría seleccionada para los triángulos de prueba junto con los ensayos WD.

Los taladros A1 y B1 se crearon como orificios de núcleo DN 100. De este modo, por una parte, se disponía directamente de información sobre la estructura de la capa en la zona de la cortina de inyección prevista antes del inicio de las inyecciones de ensayo y, por otra,

era posible realizar un ensayo WD para establecer la permeabilidad existente. Las muestras de núcleo obtenidas del agujero se sometieron a un examen geológico de acuerdo con la secuencia de perforación, luego se documentaron y evaluaron. Además, los taladros fueron inspeccionados por cámara para respaldar el resultado de la evaluación de la muestra de núcleo óptico.

Las inyecciones experimentales fueron respaldadas por monitoreo para documentar los cambios de posición que afectan tanto al subsuelo como a la cámara interna del túnel (figuras 7 + 8). Para ello, se utilizó un sistema de medición tachométrica para que las inyecciones de ensayo pudieran ser embarcadas una vez instalados los dispositivos técnicos de medición.

También se probaron y documentaron diferentes especificaciones tecnológicas con respecto a la cantidad de descarga, la presión de inyección, el tipo de envasador, los tiempos de espera, las secuencias de lavado y los criterios de excavación oportunos con respecto a su influencia en el resultado de inyección deseado además de variar los agentes de inyección y los parámetros de in-

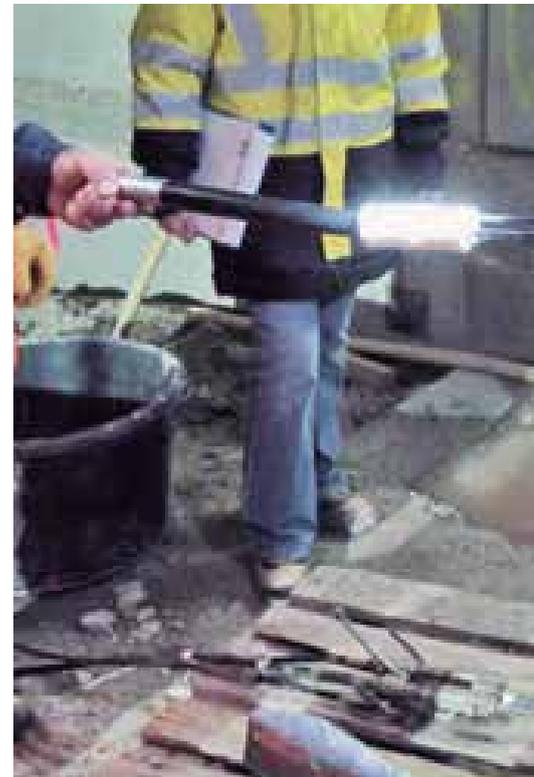




Fig. 6. Montaje de un triángulo de prueba

Fig. 7. Inyección prueba con monitoreo

Fig. 8. Detalle de la prueba de inyección

yección. Además, el procedimiento de medición adjunto permitió hacer predicciones sobre la deformación en la roca circundante y la envoltura del túnel.

Se obtuvo información inestimable para seleccionar los materiales de inyección adecuados, la tecnología de inyección y las presiones máximas de inyección, así como para determinar las cantidades requeridas de material y establecer comprobaciones, a partir de los resultados de la inyección de ensayo. Por lo tanto, las inyecciones de ensayo ejercieron una influencia sustancial sobre la eficacia y la economía de las medidas de inyección reales.

2.3 Elección del material inyectable más idóneo

La fig. 7 muestra los campos de aplicación para diversos agentes de inyección dependiendo de la permeabilidad del suelo que prevalece. En el Túnel de Jagdberg, se aplicaron mezclas de mortero mineral para llenar el espacio anular entre el tubo de manga y la roca y un gel a base de acrilato utilizado como agente de inyección para el sellado. Antes de esto, el MFPA Leipzig GmbH probó la capacidad técnica del agente de inyección para su aplicación técnica sobre la base del Boletín Técnico de Inyecciones de Sellado [4] y aprobó su uso por las autoridades responsables.

Los gels de acrilato son agentes de inyección de baja viscosidad que comprenden derivados de ácidos acrílico y metacrílico así como aminas y sales. El gel de acrilato [5] aplicado para el Túnel de Jagdberg corresponde a la llamada 5ª generación. Estos gels no están basados en vidrio acuoso ni contienen acrilamidas. Son duraderos, altamente flexibles y neutros para las aguas subterráneas y poseen la aprobación general de las autoridades de supervisión de la construcción desde el año 2008 con respecto a su compatibilidad con el medio ambiente. Esto significa que el gel de acrilato no libera sustancias nocivas para el medio ambiente, ya sea en estado líquido o sólido. Los componentes básicos y los catalizadores en el caso de estos materiales forman en su mayoría un compuesto descrito como un componente A activado. Después de mezclar con un componente B activado que consiste en agua e iniciador en una base de volumen 1: 1, está disponible

una solución con una viscosidad similar al agua.

Dependiendo del tipo de producto, la viscosidad fluctúa entre 3 y 12 mPas, de modo que también se pueden rellenar fisuras y cavidades extremadamente pequeñas (fig. 9). Pueden ajustarse tiempos de reacción de unos segundos hasta 60 minutos - también dependiendo del tipo de producto. La reacción que forma una masa de gel elástica similar a la de un caucho tiene lugar más bien bruscamente después de la fase líquida. El volumen de la masa sólida no aumenta calentándose o por escarcha, ya que el agua dentro de la estructura de gel ya no es capaz de moverse libremente. La ruptura de fisuras y cavidades inyectadas y los nuevos cursos de agua resultantes provocados por cambios de temperatura pueden ser excluidos.

Esencialmente es posible reemplazar el agua en la solución por una dispersión polimérica. Esto conduce a un ligero aumento de la viscosidad pero al mismo tiempo mejora la adherencia con los materiales circundantes y minimiza el comportamiento de contracción de la masa de gel reaccionada. Sin embargo, la contracción no se produce cuando se instala en el suelo o la roca en contraste con un ambiente atmosférico porque no se puede secar en estas circunstancias.

Los gels de acrilato poseen la particularidad de unir también pequeñas cantidades de agua físicamente incluso después de haber reaccionado aumentando así su volumen. En caso de que la expansión de volumen se vea obstaculizada, se acumula la presión de hinchado, lo que supone además el efecto de sellado de estos materiales.

Existen amplios resultados de ensayos que confirman la durabilidad y la capacidad funcional del material de inyección aplicado incluso durante largos períodos de tiempo, para su aplicación en áreas donde se sospecha la presencia de líquidos químicamente impactados o líquidos agresivos al hormigón. Por la construcción del Túnel de Jagdberg se realizaron extensas pruebas durante más de 14 años (fig. 10), las investigaciones realizadas sobre la resistencia al cambio de las condiciones del agua y el comportamiento cuando se almacenan en la tierra, los cuales muestran resulta-

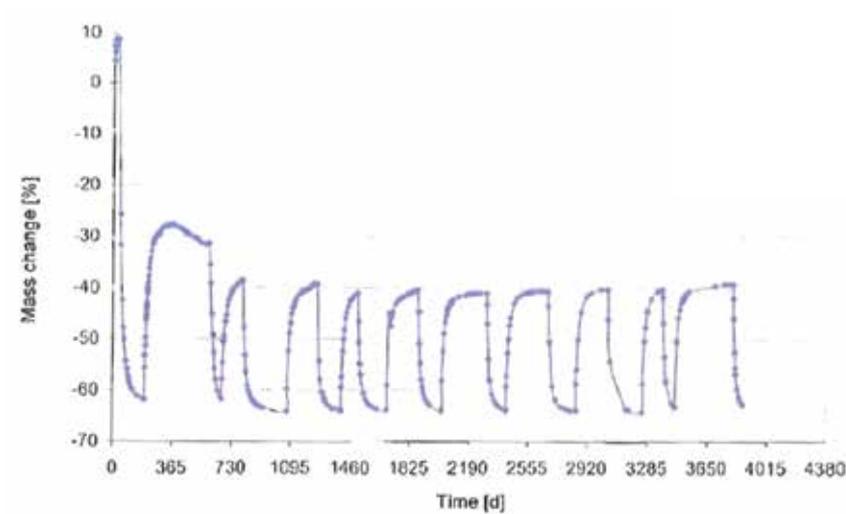
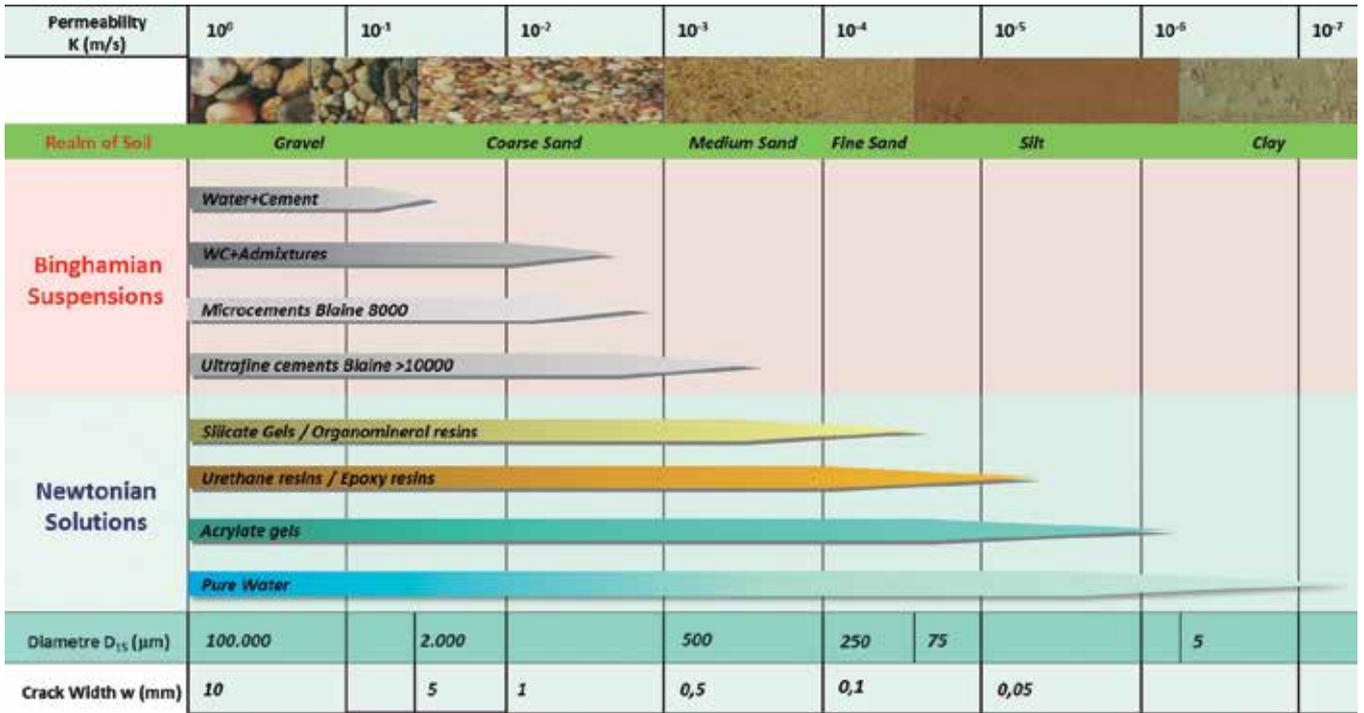


Fig. 9. Posibilidades de aplicación para agentes de inyección orientados a la permeabilidad del suelo predominante

Fig. 10. Comportamiento a largo plazo de durabilidad de muestras de gel acrílico en el suelo

dos completamente positivos, para demostrar la durabilidad [6].

2.4 Preparación de los trabajos

2.4.1 Planeamiento de las secuencias de construcción

La planificación estructural de la medida de inyección tuvo que ser realizada por un gerente de construcción, que posee un buen conocimiento del túnel, aparte de una extensa experiencia práctica en el campo de la tecnología de inyección. En el marco de la planificación operativa del proceso principal de implantación del emplazamiento de la obra, producción de taladros, ejecución de inyecciones y cambio de un sector de trabajo a otro, se permitieron plazos suficientemente largos para asesorar al personal sobre medidas de seguridad.

Se elaboró un plan detallado de la secuencia de construcción con una evaluación de los peligros, instrucciones de ejecución con identificación de los equipos para cada proceso, observación de las fichas de seguridad DIN, etc., que debieron coordinarse con el responsable del proyecto de obra. Las medidas de aseguramiento de la calidad en el marco del sistema de gestión de la calidad operacional y el autocontrol se coordinaron con el cliente, sus especialistas en pla-

nificación y el supervisor de la construcción (IBE-Ingenieure GmbH + Co.KG), así como el seguimiento por terceros (MFFA Leipzig GmbH).

Aparte de los procesos mencionados anteriormente, los cuales fueron ajustados para cada medida de construcción de acuerdo con la extensión y el grado de dificultad, se planificó un control técnico de medición de las operaciones de perforación debido a las altas exigencias de precisión de la geometría Posición de los taladros de inyección. Estas mediciones podrían combinarse en parte con las mediciones de deformación requeridas. Cuando las exigencias de precisión son bajas, las mediciones pueden realizarse con un sistema automático de taquímetro con resultados de medición retardados. Las altas exigencias de precisión requieren mediciones con un sistema de tubos electrónicos con los resultados apareciendo en tiempo real.

2.4.2 Personal

Sólo se permitió al personal, que había realizado con éxito las actividades correspondientes en varias ocasiones y que estaban familiarizados con el equipo utilizado, ejecutar los trabajos de perforación e inyección. Dado que las operaciones se llevaban a cabo en el túnel existente paralelamente a otros trabajos de túneles, era esencial que el personal implicado estuviera también acostumbrado a las condiciones especiales de funcionamiento en un túnel.

2.4.3 Equipamiento

No se permitía el uso de un equipo a gasolina en un túnel. Sólo se permitió el uso de máquinas con motor eléctrico o diésel equipado con filtros de partículas. Aparte de varios equipos pequeños, se utilizaron cargadores de ruedas para el transporte horizontal y vertical, equipos de perforación de orugas para la perforación completa de 7 a 10 m de profundidad mediante el método de perforación en seco, así como compresores para proporcionar aire comprimido para el lavado Los taladros. Los agujeros del núcleo fueron creados por el método de perforación en húmedo. Aplicadores dobles fueron aplicados para inyectar la roca por encima de los tubos de manga instalados. Se tuvo que tener cuidado al dimensionar las tuberías de manga que se instalaron dos empacadores con cable de seguridad, conducto de servicio

público y tubería de aire. El conducto utilitario con piezas de acoplamiento tenía que dimensionarse adecuadamente de modo que no influyera en la presión del sistema durante la fase de inyección. Las inyecciones se llevaron a cabo por bombas de pistón accionadas eléctricamente. Las bombas con diámetros de pistón diferentes se pusieron a disposición debido a que las tasas de inyección eran desconocidas. Se desplegaron unidades de medida para documentar las inyecciones, que podían mostrar los parámetros de inyección principales con la precisión requerida en tiempo real. Los sensores estándar registraron la presión y la cantidad. Se seleccionaron sensores inductivos para recopilar la cantidad, ya que los sensores mecánicos o contadores de carrera eran demasiado inexactos para las medidas requeridas.

2.4.4 Seguridad

El encargado responsable de la construcción presentó las evaluaciones de peligro conjuntamente con el experto en seguridad. Los avisos relativos a la seguridad no han de compilarse. Los avisos encontrados en el sitio podrían ser utilizados. El personal de seguridad en el sitio proporcionó instrucciones de seguridad. Después de completar la preparación del trabajo, las actividades en el túnel podrían comenzar. Las inyecciones de ensayo mencionadas anteriormente se realizaron antes de la medida principal para salvaguardar la planificación.

3 Programa de inyección y patrón de perforación

Se establecieron los siguientes parámetros básicos para las inyecciones teniendo en cuenta las conclusiones de las inyecciones de ensayo:

- Ejecución de todos los taladros que se suceden directamente en una sección de túnel.
- Inyecciones a través de tubos de manga, continuamente desde la parte inferior hasta la parte superior hasta el borde inferior de la cuenca de recogida.
- 66 cm entre los puntos de inyección suponiendo un radio de 0,35 m relacionado con el eje del taladro como una eficacia alcanzable al inyectar un taladro.

- Profundidad de perforación de 7 m debajo del suelo de la cuenca de recogida y profundidad de hasta 10 m debajo del hombro del túnel o de los sistemas de drenaje.

- Perforación e inyección de 3 niveles convergentes entre sí, que se cruzan a una profundidad de cortina teórica de 7 m bajo el suelo de la cuenca de recogida.

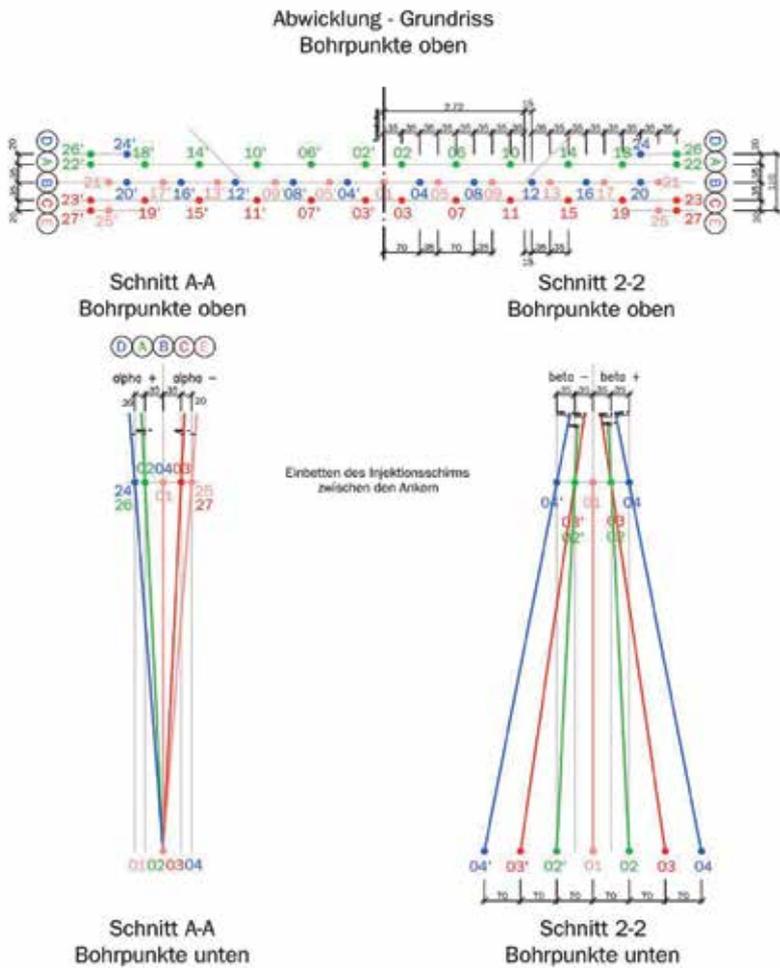
- El patrón de perforación seleccionado presentado en las figuras 11 y 12 se basa en la premisa de un cambio en la fisura y las imágenes de la cavidad en un área muy estrecha. Se asumió un diámetro alcanzable para la zona de inyección de alrededor de 70 cm para la profundidad teórica de la estructura de barrera para llegar a la mayor reducción posible de permeabilidad dado un gasto aceptable así como el menor daño posible a la roca.

La profundidad teórica asumida para el patrón de perforación se tomó a 7 m bajo la cuenca de recogida. Esto no corresponde esencialmente a la profundidad del taladro. La profundidad del taladro debajo del suelo de la cuenca de recogida asciende también a 7 m; Se aumenta en etapas de 1 m hasta alcanzar los 10 m que se extienden hasta los orificios de perforación más exteriores para la estructura de barrera debajo de los hombros del túnel o los cimientos del túnel.

Partiendo del suelo de la excavación, los agujeros de perforación debían ser hundidos a 3 niveles A, B y C y perforados en ángulos correspondientes contra la vertical que los niveles se intersecan a la profundidad teórica de la estructura de barrera y al mismo tiempo la inyección Zonas estaban cubiertas.

Los niveles A y C contienen 14 taladros. El nivel B comprende 25 taladros en las estructuras de barrera de la cáscara y 27 en las estructuras del Röt. Por lo tanto, una estructura de barrera consta de 53 o 55 orificios de perforación por inyección. Los agujeros de los niveles A y C se perforan en cada caso inclinados en una dirección de x (ángulo beta) e y (ángulo alfa) contra la vertical. Los de nivel B se perforan inclinados en la dirección x (ángulo beta) contra la vertical.

4 Executing the Injections



Las figuras 13 y 14 muestran tuberías de manguera ejecutadas. Para llevar a cabo la medida de inyección principal en 4 campos de construcción espacialmente separados, las instalaciones del sitio tuvieron que ser reubicadas en cada caso. Al ejecutar el trabajo así como durante los procesos de reubicación se constató que el equipo había sido seleccionado de forma flexible y estaba adecuadamente dimensionado y correspondía a las especificaciones calculadas gracias a la ayuda de la división de ingeniería del contratista.

La técnica de medición aplicada para la instalación de los equipos de perforación y la monitorización permanente de la estructura cumplieron con las expectativas. Las demandas de precisión de los taladros fueron verificadas y verificadas por un inclinómetro.

Durante las operaciones de inyección emergió que la roca sólo aceptaba pequeñas cantidades de material de inyección en secciones parciales, permitiendo tan solo bajas tasas de inyección con una velocidad de flujo restringida del material de inyección dada una presión de inyección definida. Aparte de poseer unas características de inyección extremadamente buenas para este caso de aplicación, el gel de acrilato seleccionado también tenía la propiedad de comenzar a reaccionar durante el suministro debido a las muy bajas velocidades de flujo. Con el fin de evitar que los empaquetadores y el tubo de manguito se peguen, los empaquetadores tuvieron que ser frecuentemente extraídos del tubo de manguito y ambos tenían que ser limpiados. Se pudo probar y documentar con el sistema de medición aplicado que todas las deformaciones que se producían no superaron las proyecciones en la etapa de planificación. Sin embargo, el sistema no era adecuado para optimizar la presión de los parámetros de inyección y la cantidad de suministro, así como las deformaciones programadas deseadas, si fuera necesario, ya que el registro de un gran número de puntos de medición no podía ser reproducido en un perfil y evaluado en tiempo real por el sistema. Gracias al sistema de documenta-

Fig. 11. Niveles de perforación con descripción del ángulo de perforación y espacios entre taladros.

Fig. 12. Ángulo de taladrado para el bloque L 117 / R 123

ción aplicado, así como al control de la bomba, fue posible cumplir los acuerdos contractuales de garantía de calidad, así como compilar datos de contabilidad extensivos.

5 Documentación y Monitoreo

Tanto las inyecciones de ensayo como las medidas de inyección fueron permanentemente monitoreadas y documentadas por personal calificado en el lugar. Además de comprobar los parámetros importantes del material y de crear muestras retenidas del material de inyección utilizado, se recopilaron registros reproducibles de todos los datos que influyen en el proceso de inyección con éxito. Los datos enumerados en la Tabla 1 fueron reunidos individualmente por la firma de especialistas implicados y verificados por un tercero.

Gracias a la documentación disponible en gran parte digitalmente también fue posible seguir las inyecciones para rastrear cada paso, identificar la ubicación y si es necesario explicar cualquier ocurrencias especiales que surgieron posteriormente. Además, la documentación digital permitió que las cantidades inyectadas fueran contabilizadas correctamente..

6 Conclusión

Como un túnel siempre tenía que estar disponible para el tráfico del sitio, el proceso de construcción tuvo que ser emprendido sucesivamente. Los taladros se organizaron biaxialmente en la planificación de la ejecución sobre la base de los resultados de la inyección de prueba. Esto resultó en la reducción del número de taladros así como en la reducción de las cantidades inyectadas. La decisión del cliente de reunir el equipo adecuado de planificadores, monitores y contratistas de tal manera resultó ser el enfoque correcto, ya que se encontró una solución tanto técnica como comprensible. Las 4 estructuras de barrera incluyendo las inyecciones requeridas para ellas se produjeron en unos 4 meses. 📍



Fig. 13. Posición de los tubos de manga en la sección transversal del túnel

Fig. 14. Disposición de los tubos de manga

	Datos	Intervalo de mediciones	Responsable de la ejecución y documentación
General	Temperatura del aire, temperatura de la roca	diario	Compañía de inyección
	Fecha, hora, personal	diario	Compañía de inyección
Agente de inyección	Número de lote, relación de mezcla W/B, Temperatura del material, tiempo de reacción, Si era necesario Dimensiones de stripping	Por cada paso de trabajo	Compañía de inyección
Agente de inyección	Producción de prismas, resistencia a la compresión	Circunstancias especiales empresa de inyección	Monitoreo de terceros (FÜ)
Agente de Inyección	Tipo de material, número de lote	Por mezcla	Compañía de inyección y FÜ
	Relación de mezcla, temperatura del material, tiempo de reacción actual/target comparación	Por mezcla	Compañía de inyección y FÜ
Secuencia de inyección	Localización de la perforación	Por perforación	Compañía de inyección y FÜ
	Procesamiento digital de los siguientes parámetros de inyección: Lanza fase fase Fecha, duración, inyección por etapa presión de inyección Cantidad de descarga / caudal volumétrico Consumo de material con comparación real / objetivo hora de espera Aborto de inyección Parámetros de fluctuación reales de la documentación	Por perforación, lanza de inyección, etapa y fase	Compañía de inyección y FÜ

Tabla 1. Alcance de la supervisión y la documentación

REFERENCIAS

[1] EN 12715: Ejecución de obras geotécnicas especiales (ingeniería civil) - inyecciones. Versión alemana EN 12715: 2000

[2] Schuchman, H; Happel, M.: Pruebas de presión de agua en el agujero libre de WD - WAP - Trineo-enKutzner, C.: Injektionen im Baugrund. Ferdinand Enke Verlag Stuttgart, 1991.

[3] Asociación de Investigación para STUVA subterráneos instalaciones de transporte. V.: Val-va ABI - Ab-densa de edificios por inyección. IRB Verlag, 2ª edición, octubre de 2007.

[4] TPH Bausysteme GmbH: hoja Datos técnicos de RUBBERTITE

[5] MFPA Leipzig GmbH: Comportamiento del Gel Acrílico RUBBERTITE después de 10 años de retraso agua y la externalización en el suelo. Informe de Investigación P5.1 / 09-003-1 t.

Ejecución de túneles Bolaños

Con TBM de roca simple escudo dentro del plan de construcción del AVE Madrid-Galicia



MARCOS
Calleja

Ingeniero Industrial.

Departamento de Instalaciones
y Procedimientos, Dirección de
Maquinaria. FCC Construcción



Fig. 1. Plano de conjunto del proyecto



RESUMEN

El proyecto del tramo Vilariño-Campobeceros ha supuesto una aportación técnica importante para conseguir una significativa mejora en la calidad del acabado del túnel y ha hecho necesaria la implementación de sistemas propios de escudos de presión de tierras en una Tuneladora de excavación para macizos rocosos. Además las exigencias geotécnicas e hidrogeológicas del macizo pusieron de manifiesto la capacidad resolutive del equipo de trabajo para hacer frente a ellas en condiciones de máquina abierta en terrenos inestables.

El resultado final obtenido en la calidad del acabado del túnel ante una geología tan adversa muestra el camino a seguir en cuanto a la colaboración entre la técnica del diseño del túnel, la organización productiva de la obra, y un intensivo control de subsidencias.

PALABRAS CLAVE

Vilariño-Campobeceros, calidad, terrenos inestables, diseño, organización productiva, control

ABSTRACT

Vilariño-Campobeceros project provided an important technical contribution to achieve a significant improvement in the quality of the tunnel making it necessary to implement own earth pressure shield systems in an excavation tunnel for rock masses. In addition, the geotechnical and hydrogeological strong requirements of the massif revealed the resolute ability of the work team to deal on this kind of unstable grounds in open mode conditions.

The final result obtained regarding the quality of the finished tunnel in this adverse geology shows the way to go ahead in terms of collaboration among the tunnel design technique, the productive organization of the work and an intensive control of subsidence.

KEYWORDS

Vilariño-Campobeceros, quality, unstable grounds, design, organization, control

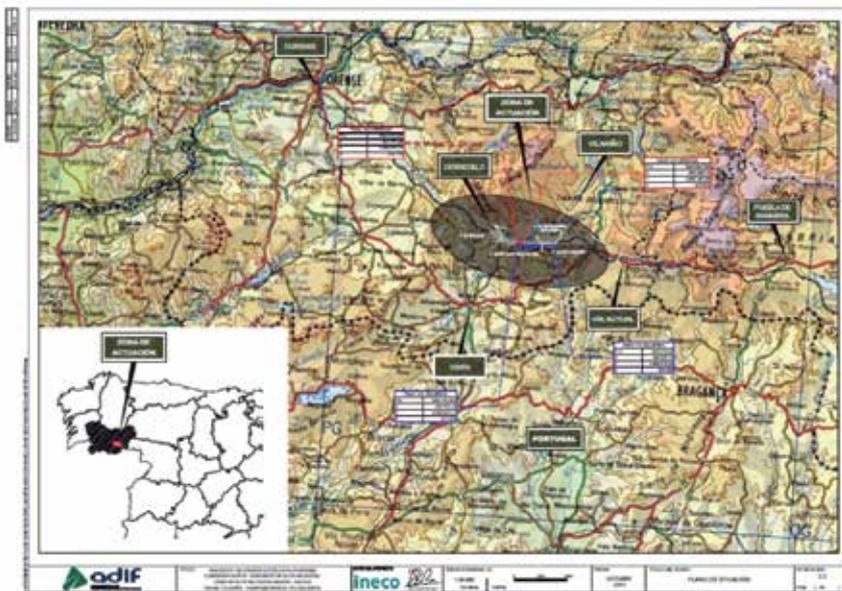


Fig. 2. Plano de situación

instalaciones y logística en el exterior del túnel.

La tuneladora en cuestión es una máquina abierta, de roca dura y simple escudo. Más adelante se resumirán sus características más importantes.

La sección del túnel definitivo fue determinada por ADIF y se presenta en la figura 3.

2 Geología, geotecnia y tramificación

La zona de estudio se enmarca dentro del Macizo Ibérico ocupado por la denominada Zona de Galicia-Tras-os-Montes (ZGTM). A lo largo de la traza se alternan tramos de pizarras, laminadas y grises silíceas, junto con zonas de cuarcitas, cuarzo filitas y areniscas; incluyendo ampelitas carbonatadas con niveles arenosos volcánicos al final del proyecto imponiendo un reto importante a la excavación de un macizo mayoritariamente rocoso.

INTRODUCCIÓN

El Proyecto de Construcción de Plataforma, en el Corredor Norte-Noroeste de alta velocidad, para la línea de AVE Madrid-Galicia, es una infraestructura altamente demandada para mejorar las conexiones ferroviarias del noroeste con el centro y sur de la península.

Esta actuación permite dar continuidad a la línea Madrid-Zamora-Lubián-Orense para que, con origen en Orense, sucesivos ejes distribuyan el tráfico ferroviario de Alta Velocidad por las capitales gallegas.

El 22 de diciembre de 2007 entró en servicio la línea de Alta Velocidad Madrid-Segovia-Valladolid. Este nuevo corredor será el eje vertebrador de las comunicaciones ferroviarias entre el centro de la península y el norte y noroeste del país. El tramo objeto de este proyecto es, por lo tanto, parte del nexo de unión entre esta nueva infraestructura en ejecución y el tramo ya en servicio (figura 1).

1 Ubicación y coordinación de trabajos para ejecución de los Túneles de Bolaños

Los túneles de Bolaños transcurren entre los municipios de Campobeceros y Vilariño de Conxo, ambos términos pertenecientes a la provincia de Orense (figura 2).

Con el fin de optimizar la logística y coordinación en la construcción de dos túneles gemelos, se formó una Macro-UTE entre las empresas adjudicatarias de ambos lotes (UTE Vilariño Vía Izquierda y UTE Vilariño Campobeceros Vía derecha) con objeto de ejecutar ambos túneles de forma conjunta. No era la primera vez que estas empresas cooperaban para la ejecución de grandes obras de infraestructura como la que se trata en este artículo. Los túneles se ejecutaron secuencialmente con una tuneladora y aprovechando las

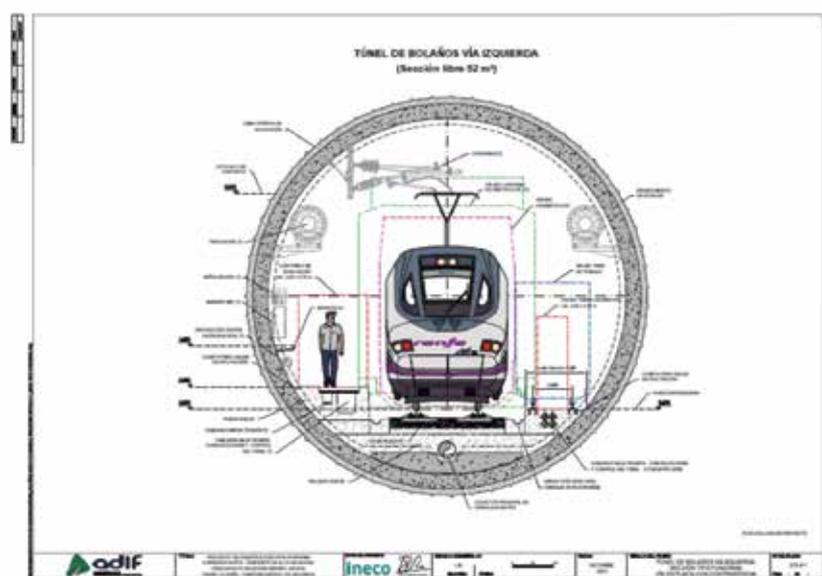


Fig. 3. Sección del túnel terminado

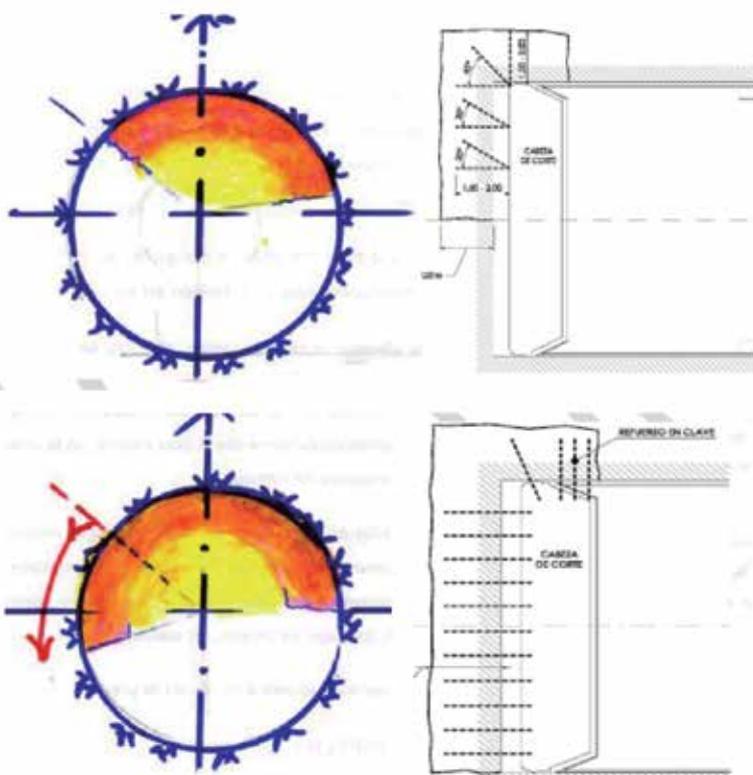


Fig. 4. Secciones de actuación con tratamiento del frente

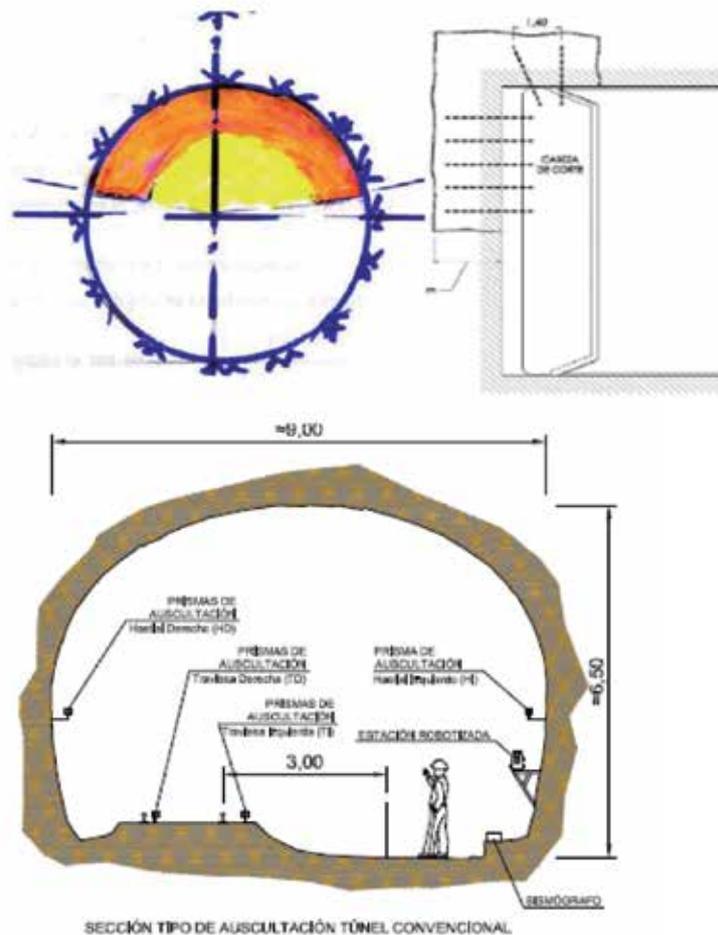


Fig. 5. Esquema de auscultación

Los principales desafíos que proponía la geología de los túneles eran:

- La existencia de 7 fallas a atravesar, que conllevaba la evaluación de un plan de contingencias contra la posible actividad sísmica y deslizamientos de la zona.
- La orografía de los emboquilles, con elevadas pendientes en áreas con diferentes grados de meteorización, obligó a importantes tratamientos en el terreno, incluyendo el inicio de la excavación en medios convencionales a media sección y sección completa.
- La excavación de ampelitas carbonatadas con alto grado de convergencia y unas condiciones hidrogeológicas adversas a lo largo del proyecto.

Además, asociada al anticlinal de "Portas" situado a 3,5 km del emboquille

de Campobeceros por donde se atacan los túneles, se llevaron a cabo tratamientos continuos y severos de consolidación del terreno en varias zonas. Estos tratamientos se realizaron durante la excavación y en el frente además del perímetro radial a la rueda de corte tal y como se observa en el esquema de la página siguiente (fig. 4).

La longitud de los túneles perforados con tuneladora es de 6.709 metros para vía derecha, túnel comprendido entre los PK 300+229 hasta el PK 306+938; y de 6.696 metros para vía izquierda, entre los PK 300+229 al PK 306+925. La excavación de ambos túneles se realizó en sentido este-oeste.

Los comienzos de la excavación se realizaron desde el lado de Campobeceros con una pendiente ascendiente del 0,5 % durante unos 5.500 metros

aproximadamente, para luego pasar a una pendiente descendiente del entorno del 0,3 %.

Las diferentes características del terreno a lo largo de la traza pueden resumirse según la siguiente tramificación:

- 1er tramo / PK 306+938 a PK 305+800/:

Se atraviesa una geología con predominio de pizarras grises silíceas a lo largo de los primeros 1.638m con un RMR 60 y en este tramo se produce además el primer cruce con una vía en servicio de ferrocarril, situado a 40 metros sobre la bóveda del túnel. A modo de prevención se detuvo la excavación a unos 20 metros antes de llegar a dicho cruce para realizar un mantenimiento general y un cambio de las herramientas de corte con mayor desgaste con el fin de evitar una parada imprevista bajo la línea

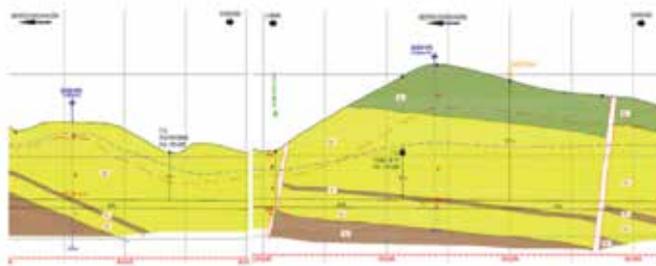
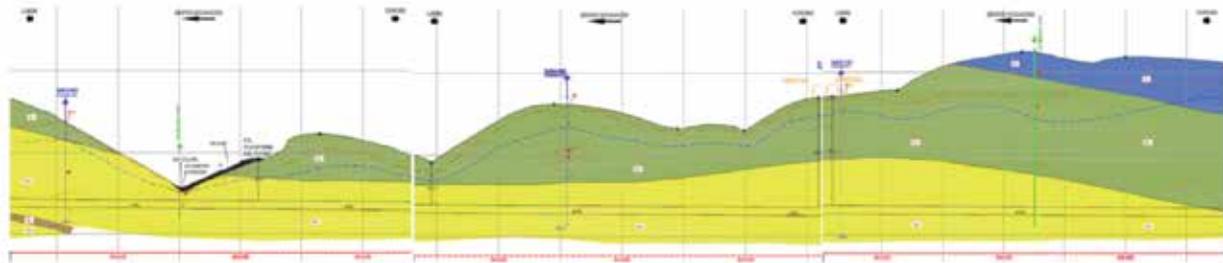
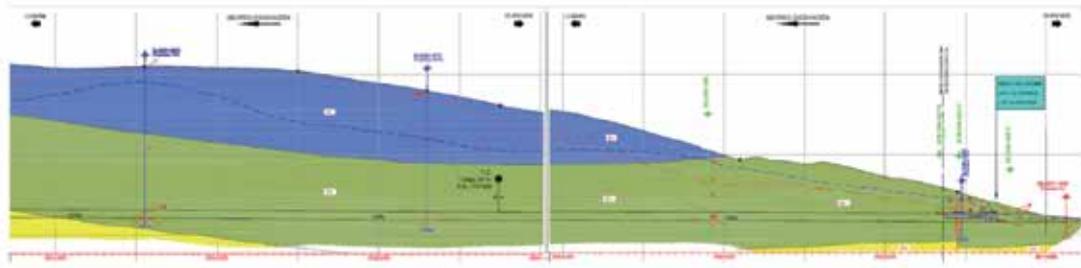


Fig. 6. Perfil geológico 1er tramo (PK 306+938 a PK 305+800)

Fig. 7. Perfil geológico 2º tramo (PK 305+800 a PK 302+860)

de ferrocarril y asegurar una excavación continua bajo la zona de riesgo.

Además se procedió a la auscultación del ferrocarril durante la excavación por debajo del mismo en tiempo y con transmisión de datos a una plataforma digital de control de movimientos y asentamientos diseñada para estos cruces (figura 5).

Este tramo inicial sirvió como zona de evaluación para terminar de afinar los parámetros correspondientes a la excavación e inyección del bicomponente predefinidos inicialmente con las pruebas de laboratorio y de un modelo del escudo realizado a escala real en el Parque de Maquinaria de FCC.

Al finalizar este tramo se produce una transición de arcillas grises silíceas, a cuarcitas, cuarzo filitas y areniscas y los

túneles llegan a alcanzar 182m de cobertura (figura 6).

- 2º tramo /PK 305+800 a PK 302+860/: Transcurre a lo largo de una geología con predominio de cuarcitas, cuarzo filitas y areniscas con un RMR 60 durante los primeros 1.800m y los 1.140m restantes la calidad de la roca desciende hasta valores RMR 30.

Se atraviesan dos fallas en los p. k. 303+780 y PK 303+223 que dan lugar a intrusiones puntuales de pizarras laminadas.

Además, a lo largo de esta zona, el trazado se va cruzando con otras estructuras principales:

o Carretera con 136m de montera

o Plataforma de ferrocarril con 55m de montera

o Paso bajo vaguada con 18m de montera

o Plataforma de ferrocarril con 58m de montera

o Carretera con 151m de montera

o Plataforma de ferrocarril con 61m de montera

Previamente antes de llegar a todos estos puntos y fallas, de igual modo que en el tramo anterior, se revisa la herramienta de corte y se realiza un mantenimiento preventivo. Igualmente, todos los cruces bajo dichos puntos fueron controlados y auscultados por el mismo sistema anteriormente indicado.

- 3er tramo/PK 302+860 a PK 300+229/:

Comienza con la transición desde la anterior geología a una zona con predominio de pizarras laminadas a lo

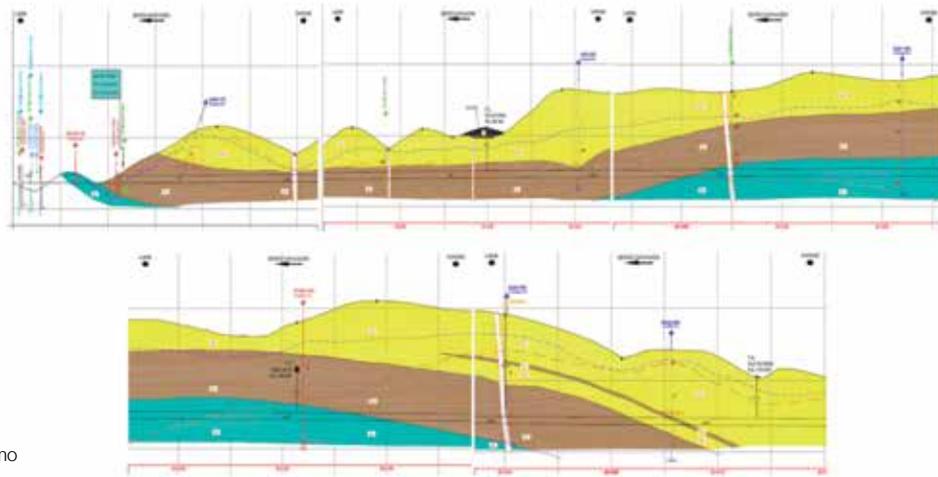


Fig. 8. Perfil geológico 3er tramo (PK 302 + 860a PK 300+229)

largo de 1.628m pero que intercala un tramo intermedio de 1.000m con predominio de ampelitas carbonatadas con niveles arenosos volcánicos y con un RMR que transcurre entre valores de 30 y 50.

Nuevamente se cruza la vía de ferrocarril, en dos ocasiones esta vez, y bajo una cobertura de aproximadamente 60m. Pero sin lugar a dudas este tramo se significó por ser el más complicado de excavar como más adelante se detallará, no sólo debido a atravesar las siguientes 5 fallas; sino por la excavación con una TBM abierta de niveles de arenas y terrenos inestables en varias zonas del anticlinal de "Portas", mayores a los esperados en proyecto (figura 8).

- o PK 302+599 (ampelitas)
- o PK 301+497 (ampelitas)
- o PK 300+965 (pizarra)
- o PK 300+772 (pizarra)
- o PK 300+595 (pizarra)

3 Características principales de la tuneladora

La excavación de los túneles de Bolaños de una longitud de 6.709 y 6.696 metros cada uno, se realizó empleando

una TBM de roca de Simple Escudo, denominada con el nombre de proyecto del fabricante alemán Herrenknecht HK S-805, provista de un total de 64 cortadores de 17 pulgadas (56 sencillos y 4 dobles), con un diámetro de excavación de Ø 9.900 mm

La TBM tiene 230 metros de longitud, 2.900 toneladas de peso y una potencia instalada de 6.150 KW, incluyendo 14 motores del accionamiento ppal. de 350 kW cada uno. Está compuesta por un escudo de 10,4 metros de longitud y 12 remolques. El par máximo del accionamiento es de 19.960 KNm a 2,2 r.p.m y una capacidad máxima de rotación de 6 r.p.m. la rueda de corte es capaz de desplazarse longitudinalmente 600 mm. y en el propio plano de la cabeza a izquierda y derecha (80 mm) y arriba (150 mm) / abajo (30 mm) con el fin de evitar posibles atrapamientos dadas las condiciones geotécnicas y coberturas extremas.

Cuenta con un empuje máximo de 115.270 KN, a través de 24 cilindros de empuje, proporcionando una herramienta fundamental en caso de atrapamiento. La extracción del escombros se realiza por medio de cangilones, que recogen el material de la cámara de escombros y lo llevan a una cinta de 17 metros situada en la parte central. Esta cinta deposita el material en una cinta transversal de 5 metros que, a su vez, traslada el material a la cinta del túnel. Todas estas cintas están dimensionadas para una capacidad de 1.500 toneladas por hora.

La TBM va provista de un sistema hidráulico, con un depósito de 8.000 litros para accionar entre otros la extensión y retracción de los cilindros de empuje. La alimentación a la TBM le llega a través de un cable eléctrico a 20 KV. Por medio de tres transformadores se logran las tensiones necesarias (690 / 400 / 230 V) de motores del accionamiento y del resto de equipos.

La ventilación en una TBM de estas características es muy importante. El polvo generado en la propia excavación debe ser eliminado a través de un sistema de ventilación aspirante (dos ventiladores de 90 KW en serie) y un desempolvador, de capacidad 1.200 m³ / min. La renovación del aire para la correcta ventilación del túnel es ayudada por la ventilación secundaria de la máquina, de 250 KW y capacidad hasta 90 m³/s.

En previsión de que se necesitara reducir la fricción que se crea en el movimiento de la máquina entre escudo y terreno excavado, la máquina dispone de 30 orificios radiales por los que puede ser inyectado bentonita.

4 Características principales del anillo de sostenimiento.

Uno de los objetivos más importantes del proyecto fue la ejecución de un túnel estanco en una hidrogeología adversa. Para conseguir dicho objeti-

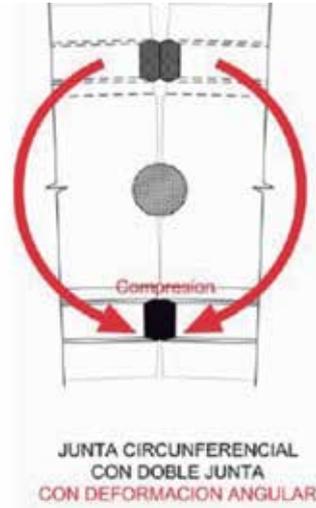


Fig. 9. Esquema descripción funcionamiento junta circunferencial con doble junta

Fig. 10.a Acopio de dovelas en playa de vías

Fig. 10.b. Detalle dovela con doble junta de sellado

vo se revisó el diseño del anillo prefabricado de hormigón, al que se dotó de todos los elementos y accesorios al alcance de la técnica, para asegurar un resultado óptimo en estanqueidad.

El anillo de tipo universal está formado por un total de 7 dovelas más un elemento independiente, la solera, que tiene como función servir de base en la parte inferior del túnel y sobre la cual irá montada la doble vía por donde circulan los trenes de servicio de la TBM durante la fase de excavación. Por lo tanto el anillo está formado por:

- 4 dovelas denominadas D, C, B2, B1.
- 2 dovelas contra llaves A2, A1
- 1 dovela llave K
- 1 pieza de solera

En este proyecto se optó por el uso de dovelas trapezoidales, eliminando las uniones radiales paralelas al eje del túnel. Con esta configuración se buscaba reducir, durante el montaje, la fricción entre las juntas de estanqueidad de dovelas contiguas, que puede provocar el arrastre y separación entre la junta y la dovela disminuyendo la eficacia del sellado.

Adicionalmente con esta configuración se elimina la posibilidad de que se encuentren cuatro vértices de dovelas en el mismo punto, zona en la que las juntas pueden presentar fallos de estanqueidad.



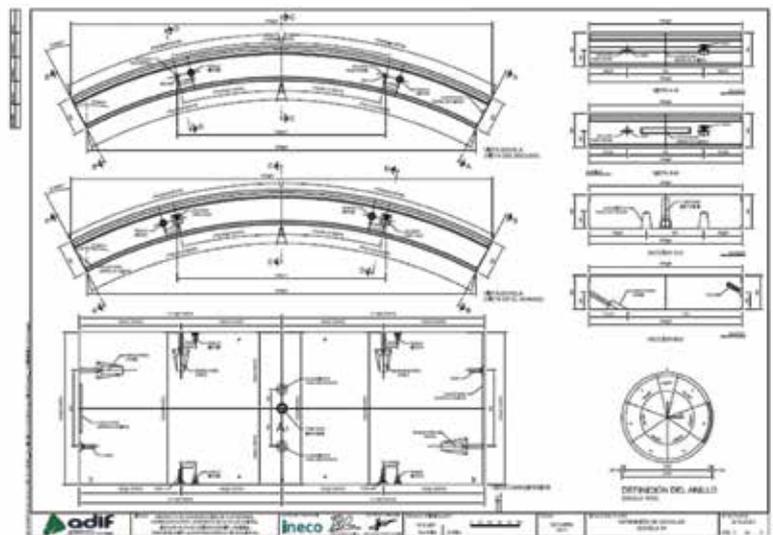
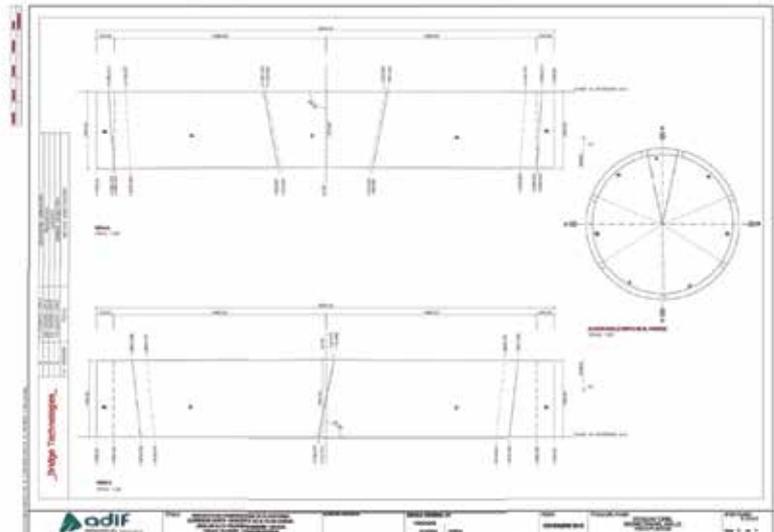
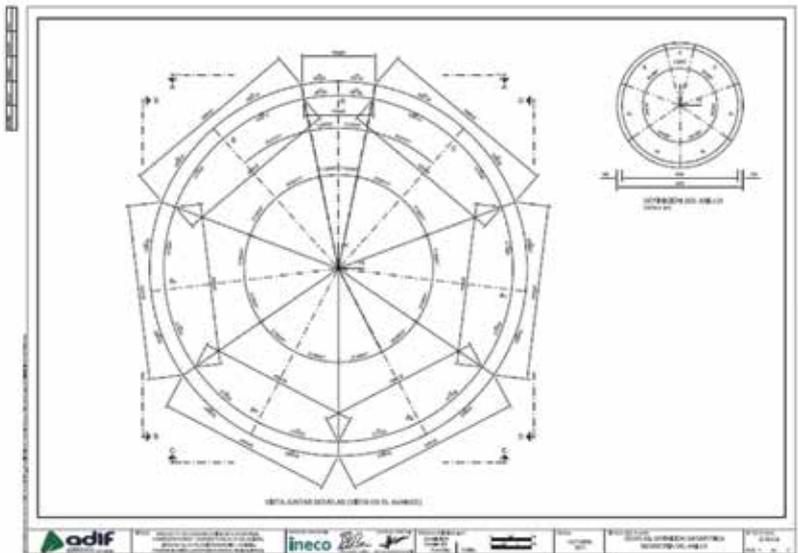


Fig. 11. Definición geométrica del anillo

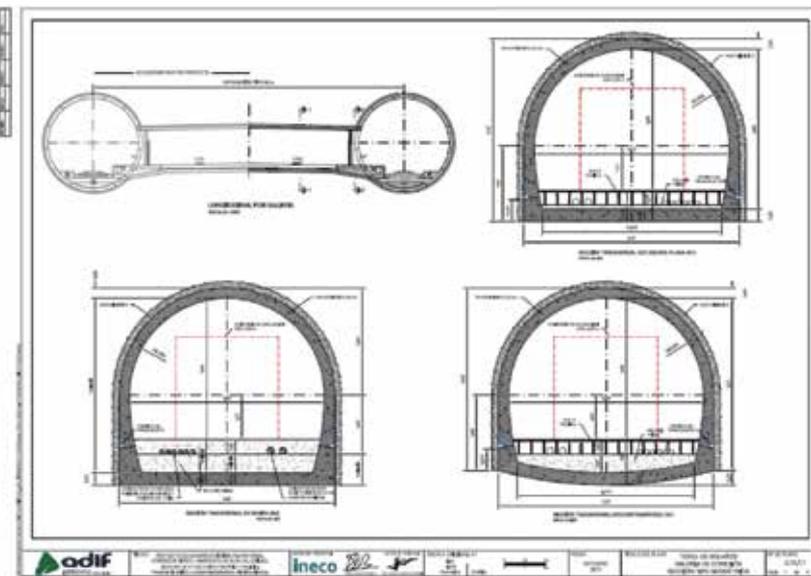
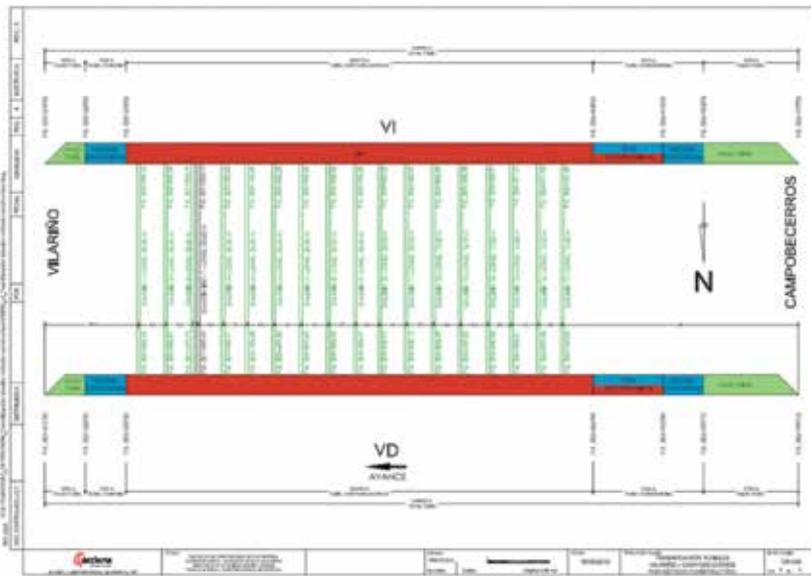
Fig. 12. Definición de juntas trapecoidales del anillo

Fig. 13. Detalle de dovela

El Proyecto de Construcción de Plataforma, en el Corredor Norte-Noroeste de alta velocidad, para la línea de AVE Madrid-Galicia, es una infraestructura altamente demandada para mejorar las conexiones ferroviarias del noroeste con el centro y sur de la península

Fig. 14. Disposición de galerías entre ambos tubos

Fig. 15. Galería de conexión



La instalación de una doble junta de sellado en cada dovela fue otra de las medidas adoptadas para asegurar la estanquidad. Para conseguir que las juntas trabajen de forma adecuada se incorporó el uso de dos biconos centradores por dovela en la junta circunferencial de manera que el offset entre las caras de la junta fuera siempre el mínimo. El empleo de dos tornillos por dovela en la junta circunferencial garantiza la precarga de las juntas desde el primer momento de montaje. Las barras de guiado, instaladas en las juntas radiales realizaban las mismas funciones de centrado que los biconos (figura 9).

Las dimensiones geométricas del anillo utilizado como sostenimiento:

- Diámetro exterior del anillo: 9,47 m.
- Diámetro interior del anillo: 8,75 m.
- Espesor de las dovelas: 0,36 m.
- Longitud media del anillo: 1,6 m.
- Posiciones de la llave: 13.

(Ver figuras 10-13).

5 Galerías y emboquilles

Debido a la longitud de los túneles y de acuerdo con la normativa vigente, entre los túneles principales se ejecutaron 18 galerías, de longitudes entre 15,5 y 20,5 m (figura 14).

En la figura adjunta puede verse la definición geométrica de la misma. Las galerías aparecen distanciadas 350 a 400 m, salvo al comienzo y al final, a 245 y 289,5 m respectivamente del inicio de los falsos túneles.

Las galerías fueron excavadas por métodos convencionales, una vez que se finalizó los trabajos de avance en el primero de los túneles principales. Esto permitió el uso de vehículos sobre neumáticos, simplificando la logística dentro del túnel. alguna de ellas fue calada durante los trabajos de excavación del segundo túnel (figura 15).



Fig. 16. Banco de simulación de inyección de mortero por escudo de TBM en túnel

6 Tratamientos especiales y particularidades

Dentro de los retos superados inherentes a un proyecto de estas dimensiones, cabría destacar la implementación de la inyección por cola de mortero bicomponente en una máquina sin presión de tierras y la excavación de ésta misma en terrenos con predominio de arenas como fue la zona final de ampelitas.

- Inyección del trasdós con mortero bicomponente por cola del escudo:

Conocida la dificultad de obtener la estanquidad de los túneles con el uso del mortero convencional, en trazados en roca y con grandes caudales de agua, debido al potencial riesgo de lavado de dicho mortero previo a su fraguado, se evaluó la utilización del sistema de inyección de mortero bicomponente para el relleno del volumen anular creado entre el diámetro de excavación y el trasdós del anillo de dovelas.

Este sistema consiste en la adición de un reactivo acelerador de la cohesión denominado "Componente B" en base silicato; a una mezcla homogénea y fluida denominada "Componente A" y consistente en cemento, bentonita, agua y un aditivo dispersante-estabilizador del

fraguado. La inyección conjunta de ambos componentes, forman una masa cohesiva y tixotrópica, con un tiempo de gelificación menor de un minuto, minimizando el riesgo de lavado y proporcionando un soporte inmediato al anillo saliente del escudo de manera que no se altera su posición respecto al anterior ya en el túnel.

Para la simulación de la inyección de mortero bicomponente entre el perímetro de excavación de la TBM y el trasdós del anillo de dovelas prefabricadas, se diseñó y fabricó un banco de pruebas en el Parque de Maquinaria de FCC con el fin de simular las condiciones de velocidad de avance de la TBM; el volumen generado por ésta que habría de rellenar una línea de inyección de mortero 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 que habrá en cada uno de los 6 puntos de inyección (figura 16).

Gracias a ello también se obtuvo una formulación óptima para el arranque de la TBM en el proyecto.

Finalmente se adaptó el sistema de inyección a la tuneladora a través de 6 toberas situadas en el escudo de cola, cada una de ellas con dos líneas de inyección, una para cada componente.

- Tratamiento de frente inestable para excavación con TBM en modo abierto:

Las inyecciones con resinas expansivas se utilizaron en terrenos inestables, con el objetivo consolidar el terreno y evitar que colapsara sobre la cabeza de corte impidiendo su movimiento. Estas resinas bicomponentes, que expanden hasta 20 veces su volumen al aire, se inyectan a través de unas cánulas por las aberturas de la rueda de corte, de modo que expanden rápidamente al inyectarlas.

Los efectos conseguidos fueron:

- Permitir la excavación con TBM de roca sin inestabilidad en el frente
- Una correcta impermeabilización del túnel.
- Evitar que se produzcan asentamientos en superficie.

Además hubo que diseñar un sistema de variación de huecos de entrada en la cabeza de corte en función del material atravesado en esta zona, pasando el porcentaje de huecos en excavación normal de un 4,5 % aprox. a un mínimo del 2,2 % en esta zona, y que permitiera la variación porcentual de esta horquilla en función de la calidad del terreno atravesado. Esta operación evitó el colapso de las cintas de evacuación de escombros así como la generación de huecos de sobreexcavación (figuras 17 y 18).

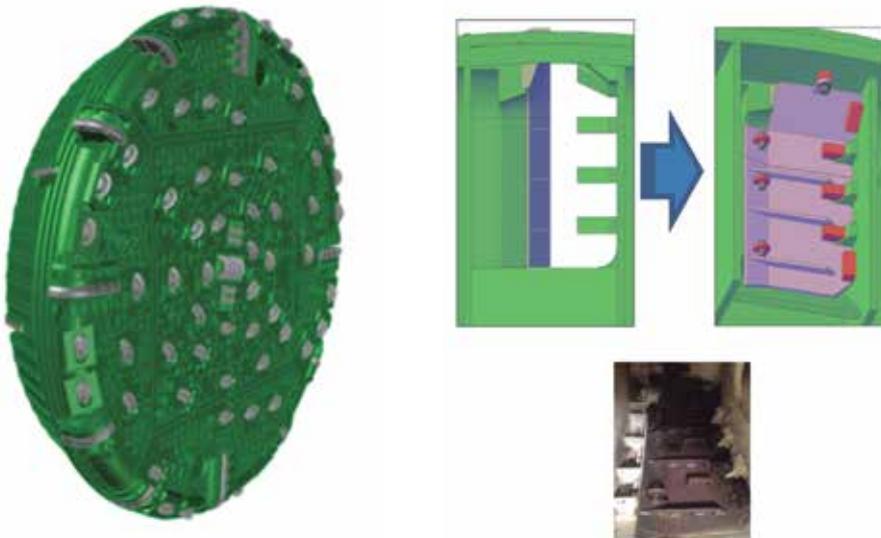


Fig. 17. Esquema diseño de cierre porcentual de las ventanas en la cabeza de la TBM



Fig. 18. Equipo de inyección de resinas en TBM e inyecciones en el frente

7 Conclusiones al proyecto

El objetivo de la ejecución de un túnel estanco, en una hidrogeología adversa, tratando de eliminar actuaciones posteriores a la excavación, obligó a la revisión del anillo prefabricado, haciendo uso de dovelas trapezoidales con doble junta de estanqueidad y una detallada elección de los accesorios de dovelas, que dio como resultado la mejora del montaje del anillo, minimizando posibles defectos en las juntas, así como la eliminación

casi total de las cejas entre dovelas, con un posicionamiento óptimo de las juntas de estanqueidad. Todo ello junto al uso de bicomponente para la inyección del extradado del anillo, ha proporcionado unos niveles de estanqueidad y calidad en el acabado del túnel, no alcanzados hasta momento, reduciendo actuaciones posteriores y manteniendo los niveles de producción de este tipo de obras con tuneladora (figura 19). 

Este nuevo corredor será el eje vertebrador de las comunicaciones ferroviarias entre el centro de la península y el norte y noroeste del país



Fig. 19. Cale de la TBM

TÚNEL “EL CORNO”

Paso por falla en el p. k. 401+740

CONCEPCIÓN Gómez

Ingeniera Técnica
de Obras Públicas.
Técnico Departamento
Obras Subterráneas.
Grupo Isolux



DANIEL Del Valle

Ingeniero de Minas.
Jefe de túnel.
Grupo Isolux



RESUMEN

El túnel del Corno –vía derecha e izquierda– pertenece al ‘Proyecto de construcción de Plataforma Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad. Línea de Alta Velocidad Madrid-Galicia’ de ADIF.

Estos túneles destacan por ser de los más largos excavados hasta la actualidad con medios convencionales teniendo una longitud de 8.525 m la vía derecha y 8.534 m la vía izquierda. En total se excavó una longitud de 17.565 m entre túneles y 23 galerías de comunicación.

Se expone en este artículo la excavación y paso de falla en el p. k. 401+740, análisis de la situación con unas condiciones hidrogeológicas y terreno completamente desfavorable.

PALABRAS CLAVE

Falla, milonita, bulón de fibra de vidrio, cercha, auscultación

ABSTRACT

The tunnel of the Corno Right & Left Track is part of the high-speed north-northwestern corridor Madrid Galicia platform project.

These tunnels stand out for being the longest excavated to date with conventional means having a length of 8,525 m on the right track and 8,534 m on the left track.

In total, a length of 17,565 m was excavated between tunnels and 23 communication galleries.

It is exposed in this article the excavation and crossing of a fault in the p. k. 401 + 740, the analysis of the situation with hydrogeological conditions and a completely unfavorable ground.

KEYWORDS

Fault, mylonites, fiber glass bolt, truss, auscultation

1

Descripción de la obra

Situación del túnel

El tramo Túnel de El Corno pertenece a la Red Ferroviaria de Altas Prestaciones, Corredor Ferroviario Norte-Noroeste, tramo entre Lubián y Ourense y se basa en el Proyecto de Construcción de Plataforma del Corredor Norte-Noroeste de Alta Velocidad. Línea de Alta Velocidad Madrid-Galicia. El proyecto se desarrolla íntegramente en el término municipal de Laza, en la provincia de Ourense.

La ejecución del túnel, vía derecha, fue adjudicada a la UTE Túnel Corno Vía Derecha, formada por Corsán Corviam Construcción S.A.-Taboada-Ramos S.L., mientras que la vía izquierda fue adjudicada a la UTE Cerdedelo Prado, formada por Construcciones y Promociones Coprosa, S.A., Construcciones Rubau, S.A. e Ingeniería del Suelo y Explotación de Recursos, S.A. pero ejecutado por Corsán Corviam.

Cabe destacar a nivel constructivo que a lo largo del trazado, la vía proyectada cruza bajo la línea de ferrocarril actual Madrid-Galicia en varios puntos manteniéndose durante las obras el servicio ferroviario por la vía actual. En este sentido, todos los cruces previstos con la línea actual se realizaron en túnel y con un espesor de montera que garantizaba la continuidad del servicio por la vía actual durante las obras.

Sección tipo

Las dimensiones más características de cada sección son:

- Superficie libre mínima 52,00 m²,
- Radio interior 4,38 m,
- Altura del centro sobre la cota de carril 2,77 m,
- Altura libre de la sección 7,15 m,

Estos túneles destacan por ser de los más largos excavados hasta la actualidad con medios convencionales

- Distancia entre bordes interiores de aceras 3,84 m.

Se excavaron dos secciones tipo con losa o con contrabóveda en función del tipo de sostenimiento aplicado en cada caso.

Geología-hidrogeología del túnel

En resumen, desde el punto de vista geomecánico, en los túneles de El Corno se distinguen los siguientes tipos litológicos:

- Filita, roca foliada que deriva del metamorfismo regional de una limolita-lutita, con intercalaciones arenosas finas, de calidad geotécnica media.
- Arenisca - Cuarzofilita, roca cuarcífera foliada que deriva de una arenisca de grano muy fino con intercalaciones limolíticas/lutíticas, de calidad geotécnica media a buena.
- Lidita, roca de origen aloquímico formada esencialmente por sílice coloidal; su calidad geotécnica es buena.
- Filonita, roca formada por la deformación dúctil de filitas; su calidad geotécnica es media.
- Milonita, supone un estadio avanzado en la filonización de las rocas por deformación plástica; su calidad geotécnica es media a mala.
- Pizarras, rocas formadas por metamorfismo de bajo grado de sedimentos siliciclásticos finos, que presentan una foliación desarrollada; su calidad geotécnica es media.

- Brechas de falla formadas por cantos de la roca de caja embebidos en una matriz arcillosa; su calidad geotécnica es mala.

El desarrollo hidrogeológico va a estar ligado a las distintas discontinuidades permeables presentes en el macizo.

Sostenimientos aplicados en el túnel

A continuación, se muestran los sostenimientos que se han aplicado en el túnel.

TIPO Y APLICACIÓN (Con RMR corregido)	EXCAVACIÓN	SOSTENIMIENTO			
		Bulones de expansión (carga de rotura de 160 kN)	Hormigón proyectado	Cerchas de acero	Otros
Tipo I RMRc: > 60	Excavación a sección completa. Pases máximos de 4 m	Longitud de 4 m Malla de 2,0 x 2,0 m	H/MP/35 reforzado con fibra. 5+5. 10 cm de espesor	Ninguna	Losa de hormigón de 25 MPa
Tipo II RMRc: 50-60	Excavación a sección completa. Pases máximos de 4 m	Longitud de 4 m Malla de 1,5 x 1,5 m	H/MP/35 reforzado con fibra. 5+10. 15 cm de espesor	Ninguna	Losa de hormigón de 25 MPa
Tipo III RMRc: 40-50	Excavación a sección completa Pases de 3 m.	Longitud de 4 m Malla de 1,5 x 1,5 m	H/MP/35 reforzado con fibra. 5+15. 20 cm de espesor	Ninguna	Contrabóveda de HA-30
Tipo IV RMRc: 30-35	Excavación avance y destroza. Pases de 1 m.	Longitud de 4 m Malla de 1,5 x 1,0 m	H/MP/35 reforzado con fibra. 25 cm de espesor	Cerchas TH-29 a 1 m	Contrabóveda de HA-30
Tipo IV bis RMRc: 30-35	Excavación avance y destroza. Pases de 1,5 m.	Longitud de 4 m Malla de 1,5 x 1,5 m	H/MP/35 reforzado con fibra. 5+20. 25 cm de espesor	Cerchas TH-29 a 1,5 m	Contrabóveda de HA-30
Tipo V RMRc: <30	Excavación en avance y destroza. Pases de 1 m	----	H/MP/35 5+25 reforzado con fibra de 30 cm de espesor	Cerchas HEB-160 a 1 m con patón	Contrabóveda de HA-30
Tipo Emboquille	Excavación en avance y destroza. Pases de 1 m	----	H/MP/35 reforzado con fibra de 30 cm de espesor	Cerchas HEB-160 a 1 m con patón	Contrabóveda de HA-30

Hasta aquí se han descrito de una forma genérica los aspectos relevantes que determinan la excavación y la forma de trabajo en ambos túneles.

2 Análisis de la evolución en la excavación de la falla

Evolución de la excavación

En este apartado se va a mostrar el proceso constructivo que se siguió para controlar la excavación durante el cruce con la falla y los sostenimientos empleados.

Previamente al cruce en el p. k. 401+740 el terreno mostraba indicios de esquistosidad al hilo en el p.k. 401+722 donde se aplicaba el sostenimiento Tipo II (figura 1).

En el p. k. 401+722 se produjo la primera campana en el hastial/ hombro derecho a favor de la esquistosidad afectando a 6 m de túnel construido cuyo motivo se identificó con la afluencia de agua aunque el macizo presentaba unas condiciones razonablemente favorables (RMR básico 45 puntos y compresión simple 10-30 MPa) (figura 2).

Tras la reparación de la campana con un cerchado, relleno y refuerzo de esta zona se continuó con la excavación empleando un sostenimiento más estricto Tipo IV y pase de 1 m hasta

el p. k. 401+728 donde aparecieron unos caudales de agua en la mitad derecha de la sección con salida por los bulones y drenes del sostenimiento.

Esta situación provocó desprendimientos y aparición de grietas en pp. kk. anteriores durante la excavación del pase (figura 3).

La decisión que se tomó fue la de incorporar un paraguas de micropilotes de 6 m y reforzar los pies de las cerchas con hormigón proyectado desde el frente hasta el p. k. 401+716 (entorno donde se habían producido las grietas).

Nuevamente se inició la excavación en el frente hasta el p. k. 401+732 donde se produjo un desprendimiento en la clave que se controló con hormigón proyectado y un paraguas de micropilotes de 12 m de longitud que abarcaba toda la clave (figura 4).

Las características geotécnicas del macizo empezaron a disminuir hasta que en el p. k. 401+736 apareció una zona de milonita que abarcaba la mitad derecha de frente y un caudal de agua que provocaba el lavado de este material de modo que se generó una chimenea que se estabilizó con escollera y hormigón proyectado.

Con esta patología la solución pasaba por reforzar el terreno para que su comportamiento favoreciera el avance de la excavación. Se colocó un doble paraguas con dos finalidades:



Fig. 1. Esquema del frente en el p.k. 401+716 con tres familias de juntas



Fig. 2. Campana en el p.k. 401+722



Fig. 3. Hastial/ hombro en p.k. 401+728

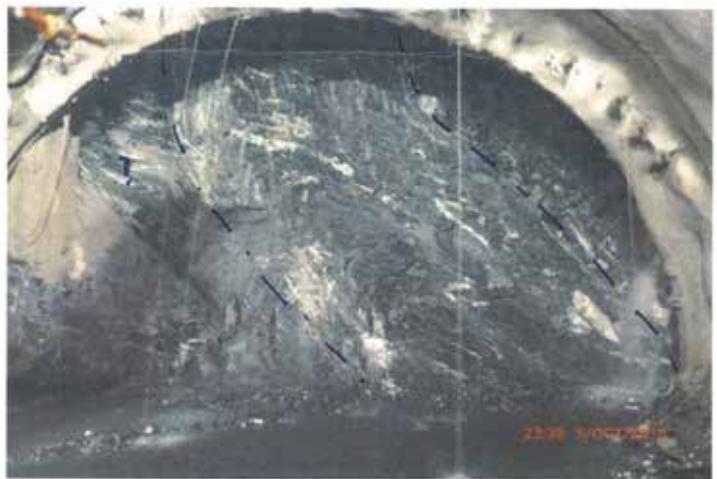
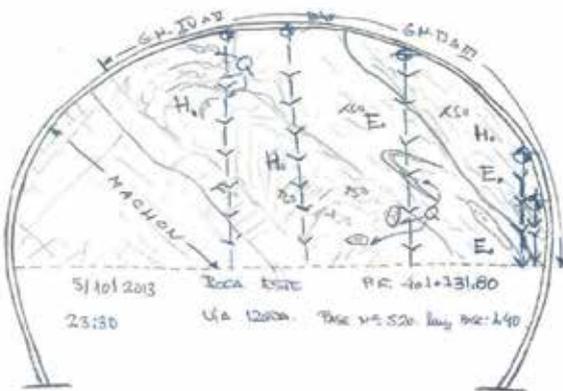


Fig. 4. Esquema del frente en p.k. 401+732



Fig. 5. Fallo parcial en el pase en hombro derecho p. k. 401+740 –a la izquierda de estas líneas–

- la primera inyectar desde el paraguas y reforzar la resistencia del terreno.

- la segunda para proteger el frente de excavación generando una contrabóveda provisional frente a un fallo del frente que afectase al sostenimiento ya ejecutado.

Aun así se produjo un fallo parcial del frente en el p.k. 401+730 que obligó a sellarlo nuevamente con hormigón proyectado y a la inyección con resinas bi-componentes.

En el p. k. 401+740 hombro izquierdo por fin apareció una calidad de terreno calificable como milonita de falla y se procedió de la misma manera con inyección con resinas (figura 5).

El avance continuó hasta llegar al p. k. 401+746 en el cual las condiciones del frente mejoraron progresivamente hasta quedar un 25 % de la sección en hastial izquierdo algo alterado y el resto de macizo sano. A partir de dicho punto los tratamientos y medidas de refuerzo se redujeron progresivamente hasta considerar la falla atravesada en el p. k. 401+740, punto en el que se eliminaron las cerchas y se retomó el sostenimiento Tipo II.

En la figura 6 se muestra el resumen de actuaciones que se han realizado hasta pasar la zona de la falla.

Análisis de las convergencias

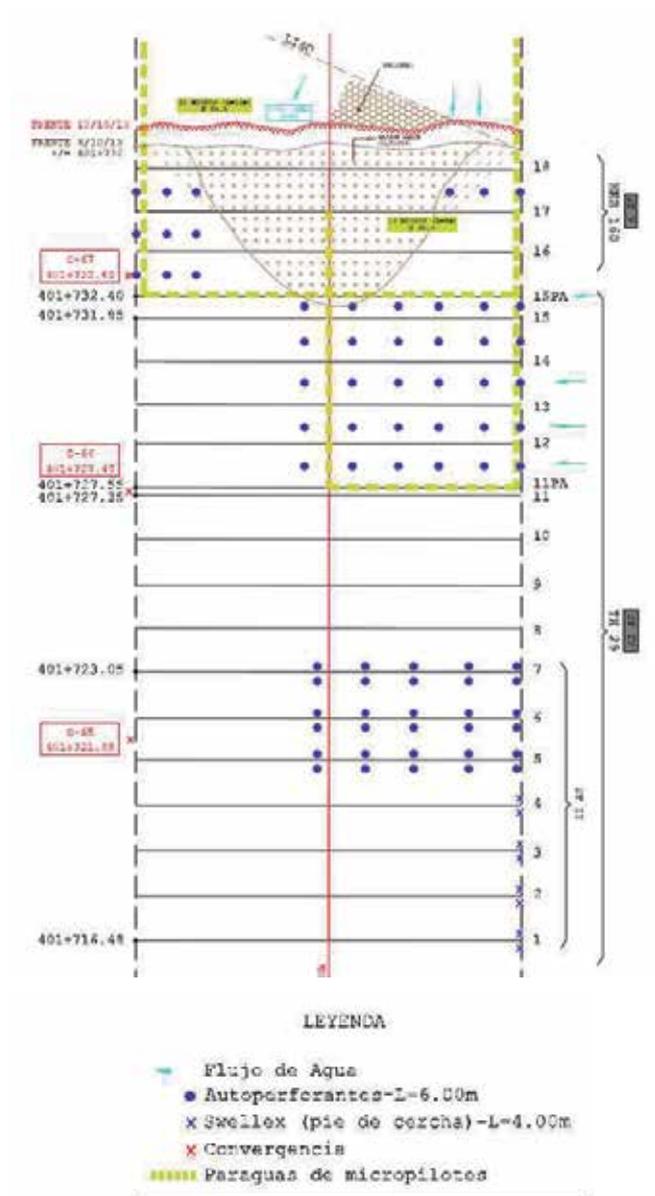
En el esquema anterior se pueden observar tres secciones de convergencia situadas en los pp. kk. 401+721,85 C-66, 401+727,40 C-67 y 401+732 C-68 que son las que han permitido el análisis del comportamiento del túnel. Vamos a mostrar el análisis en las secciones de convergencia C-66 y C-77

- Sección de convergencia C-66 en p. k. 401+721

Para ubicarnos temporalmente en el p. k. 401+722 es donde se produjo la primera campana en el hombro derecho. La interpretación de las cuerdas de convergencia muestran el esquema que se expone en la figura 7.

Se muestra una situación de clavado del hastial derecho compatible con materiales de peores condiciones geotécnicas situados en esa zona y que el desplazamiento está ligado a la inestabilidad del frente como así se ha demostrado al reajustar

Fig. 6. Resumen de actuaciones –bajo estas líneas–



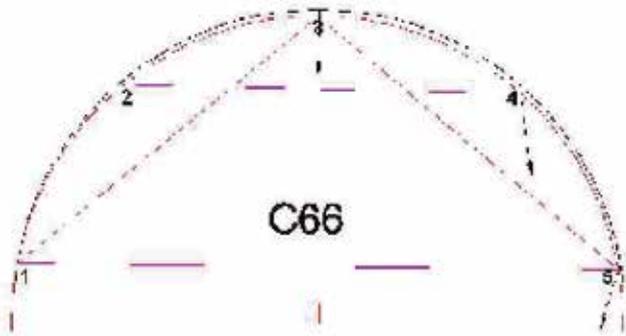
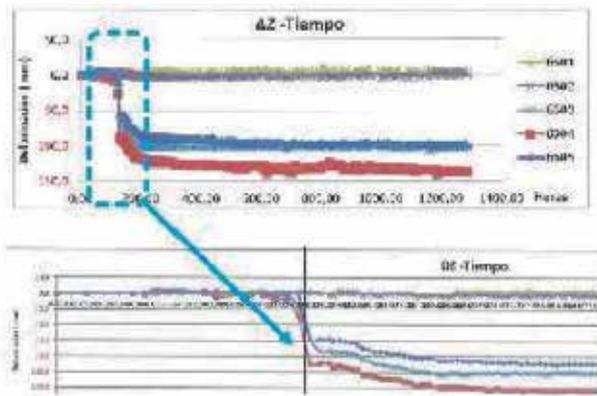


Fig. 7. Comportamiento de las cuerdas de la convergencia C66

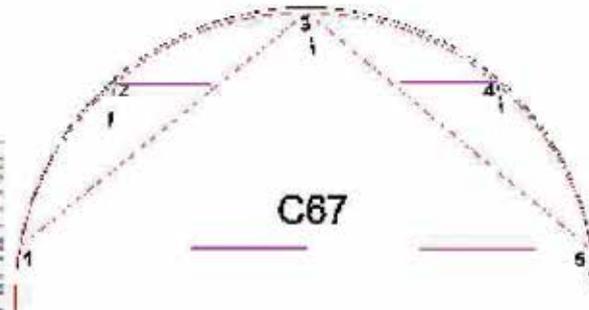
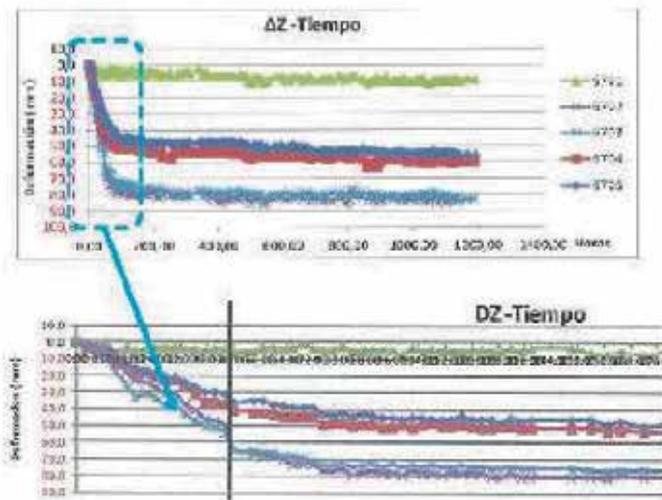


Fig. 8. Comportamiento de las cuerdas de la convergencia C67

las cargas del anillo con los bulones de 6 m y estabilizar el frente con el paraguas 4 m más adelante.

- Sección de convergencia C-67 en p. k. 401+732,60
 En esta sección se instala con el frente detenido y es donde se produce el episodio de inestabilidad con desprendimiento en la clave. El esquema de las cuerdas de convergencia corresponde a la figura 8.

No existe un histórico de mediciones y por tanto no se puede observar la tendencia así que los desplazamientos de las cuerdas fueron coherentes con el clavado de la sección en el hastial derecho y compatible con las peores características geotécnicas en dicha zona.

3 Conclusiones sobre el comportamiento de la excavación

Los condicionantes básicos para la excavación en el entorno de la falla p. k. 401+740 han sido básicamente la aparición de unos materiales de características geotécnicas muy

desfavorables junto con la presencia de caudales elevados de agua.

Estos condicionantes han impedido el avance en condiciones normales o con medidas de protección convencionales, y se han tenido que realizar actuaciones extraordinarias y urgentes. Hay que señalar que la mayor parte de los desplazamientos registrados se relacionan con fenómenos de clavado con descenso en clave y hombro nada despreciables (del orden de 100-150 mm) ligados a sollicitaciones en la zona del frente.

Una vez atravesada la falla, la evolución de las convergencias ha sido satisfactoria no teniéndose constancia de nuevos aprietes con necesidades adicionales de refuerzo.

AGRADECIMIENTOS

Agradecemos al equipo de obra formado por la UTE Cerdedo Prado por la información facilitada y a las empresas Construcciones y Promociones Coprosa, S.A., Construcciones Rubau, S.A. e Ingeniería del Suelo y Explotación de Recursos, S.A. por la colaboración recibida para la redacción de este artículo. ☺

+ 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



AQUALOGY
Where Water Lives

SOLUCIONES INTEGRADAS
DEL AGUA PARA UN
DESARROLLO SOSTENIBLE

Túneles de Bolaños

Estabilización de zonas de falla con resinas y relleno con bicomponente inyectado a presión del trasdós del revestimiento de anillos de dovelas en un escudo simple para roca dura

RESUMEN

La construcción de los Túneles gemelos de BOLAÑOS, de 6,7 Km de longitud, de la Línea Ferroviaria de A.V. al Noroeste de España (Galicia) se ha hecho con un escudo simple HK S-805, cuyo diseño se modificó para inyectar bicomponente a presión por el escudo de cola, como relleno del espacio anular (el "gap") entre terreno y revestimiento.

La construcción del TÚNEL DE VÍA DERECHA se inició en Noviembre de 2013, después de una serie de ensayos previos y de la puesta a punto del sistema sobre la propia TBM, montada en la Boca del túnel. Terminado este túnel, con un año de retraso, por causas ajenas al sistema constructivo, a finales de Septiembre de 2015 se inició el TÚNEL DE VÍA IZQUIERDA, que se terminó a mediados de Diciembre de 2016.

El artículo se refiere a los dos aspectos principales del Sistema, el primero el tratamiento previo de los múltiples tramos inestables con aplicaciones manuales de resinas órgano-minerales, método perfeccionado en el segundo túnel, que permitió aproximar el ritmo de avance al de los tramos de roca competente. Sobre este aspecto, se exponen: las características del macizo atravesado, constituido por rocas duras y abrasivas fracturadas, consecuen-



FELIPE
Mendaña

Doctor Ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos.

Presidente: SPICC, S.L.

El proyecto y la construcción de los túneles de Bolaños Línea férrea de AVE a Galicia (noroeste de España)

cia del fuerte tectonismo de la zona; las dificultades de ejecución graves y diversas, que van desde caudales de agua significativos, con puntas importantes y presencia errática de finos, hasta frecuentes zonas de falla y, por último, el paso de un importante tramo con riesgo de “squeezing” debido a la presencia de ampe-litas en las pizarras.

El segundo aspecto destacado en el artículo fue la adaptación del Escudo simple para roca dura, que permitió hacer, con pleno éxito, el relleno por inyección a presión de “bicomponente” del “gap” de cada uno de los anillos. Sobre este particular, el artículo añade las características exigidas al bicomponente, los medios de control de las mismas y las instalaciones específicas montadas en la Obra con las que se consiguió alcanzar dichos objetivos.

PALABRAS CLAVE

Escudo simple, escudo de cola, espacio anular, resinas órgano-minerales, abrasivo, zona de falla, deformación plástica por fluencia

ABSTRACT

The construction of the 6.7 km length BOLAÑOS TWIN TUNNELS, of the new High Speed Railway Line to Galicia (in the North West of Spain) was made with a single type Shield Machine, the HK S—805, that was adapted to fill up the annular void (the gap) between the terrain and the ring by Bicomponent injected under pressure through the tail shield of the TBM.

The construction of the RIGHT TRACK TUNNEL started in November 2013 after the accomplishment of a series of previous tests concerning the injection system, which were made again on the TBM once mounted in the R. T. TUNNEL portal. One year after the

end of this Tunnel, and due to reasons beyond the construction system, in the end of September 2015 the construction of the LEFT TRACK TUNNEL started, which was completed in the middle of December 2016.

The article puts forward the two main points of the construction system. The first of them was the previous treatment of the unstable terrain of the tunnel faces by manual applications of organ—mineral resins. This procedure, that was improved after to be used in the L. T. TUNNEL, allowed the TBM to obtain advance rates near the ones got in competent rock. On this subject, the article explains the main difficulties that were found as: the hard and abrasive fractured rock of the massif, a consequence of the high tectonic phenomena that occurred in the area; the big and several difficulties for the tunnel excavation, as the significant debits of water, with erratic pulling of big amounts of fine particles, or the frequent fault ground sections along the tunnel route, and, in the end, the excavation of a long section under the risk of squeezing, due to the presence of ampe-lit mineral in the slate formations.

The second aspect pointed out in the article was the modification of the hard rock Shield Machine to allow to fill up the annular void (the gap) by bicomponent injection under pressure through the tail shield of the Machine, which was successfully achieved. On this subject, the article relates the technical specifications imposed to the bicomponent; the control measures applied by the Project Management and, in the end, the specific installations of the Contractor, the ones with that, those objectives were accomplished.

KEYWORDS

Shield Machine single type, tail shield, annular void, organic-mineral resin, abrasive, squeezing effect (or else, simply “squeezing”)

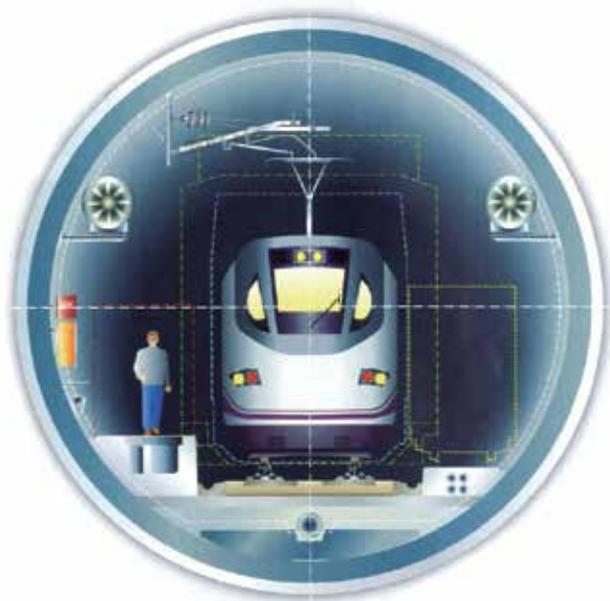


Fig. 1. Sección tipo de los túneles

1

Introducción

A finales de Diciembre de 2016 se terminó la excavación y revestimiento del segundo túnel, el TÚNEL DE VÍA IZQUIERDA, del Proyecto "TÚNELES DE BOLAÑOS" que el ADIF ha venido construyendo para la nueva LÍNEA de A.V.E. al Noroeste de España.

La excavación de estos túneles gemelos con un escudo simple se hizo con unos rendimientos importantes, gracias al sistema de estabilización con resinas órgano-minerales de las zonas de falla que se presentaron en número elevado en las formaciones geológicas de pizarras y areniscas de matriz dura y abrasiva, pero, a la vez, muy afectadas por el complicado tectonismo de la zona.

En cuanto al relleno del hueco anular entre el trasdós de los anillos de dovelas del revestimiento y el terreno (el "gap") se adaptó previamente el Escudo para hacer el relleno correspondiente a cada anillo con inyección a presión del nuevo material comúnmente denominado "bicomponente". Esta aplicación del nuevo material a los escudos no presurizados por vez primera en Europa ha tenido un éxito similar al ya conocido desde hace más de 10 años en los escudos presurizados, terminando con los problemas derivados de los morteros tradicionales de cemento y arena.

El objeto del presente artículo es informar con detalle de estos dos aspectos del Proyecto de Bolaños, a la vez que se resumen los datos principales relativos a la construcción de ambos túneles.

2

Marco geomecánico de los túneles

En los Túneles de BOLAÑOS se han reconocido dos conjuntos estratigráficos de clara diferencia litológica (grupos Nogueira y Paraño) dispuestos en una secuencia homoclinal. Forman parte de la unidad denominada Cabalgamiento de Verín (zona de Galicia de Tras os Montes), unidad en la que termina una de las macrofracturas orogénicas de la placa ibérica, la gran falla Coimbra – Chaves – Verín, que se presenta acompañada de manifestaciones hidrotermales.

El Grupo Nogueira lo forman rocas de color oscuro (grises y negras) ricas en material carbonoso y a él pertenecen dos de las formaciones atravesadas por el túnel. En cuanto al Grupo Paraño, que se sitúa por encima del anterior formado por rocas básicamente detríticas de tonos verdoso y pardo, le corresponden las otras dos formaciones de las cuatro que se describen seguidamente.

En las diversas fases de la orogenia de estas formaciones aparecen tramos de fallas, a favor de las cuales se manifiestan los acuíferos que, una vez producido el "golpe" de agua inicial, aportarán caudales limitados en la futura explotación del túnel.

A lo largo del trazado del túnel de vía derecha, que se excavó desde la Boca Oeste de Campobeceros, se atravesaron sucesivamente, las Formaciones siguientes:

- PIZARRAS GRISES (SPG) sobre las que descansan unas PIZARRAS NEGRAS más carbonosas que no se atravesaron por el Túnel. Las Pizarras grises corresponden a los primeros 1.180 m del Túnel y son rocas de competencia media (RMR 35-60) cuya excavación no presentó mayor dificultad salvo fuertes afluencias de agua en unos pocos tramos cortos.

- CUARCITAS Y ARENISCAS CON FILITAS (SARF) de competencia geotécnica más variable (RMR 25-50) en las que desde su contacto con la Formación anterior y hasta los 3.948 m se produjeron las aportaciones de agua más importantes.

Por otra parte, a partir de ese punto esta formación presentó un tramo de terrenos altamente inestables, calificado como tramo de fallas, que se prolongó hasta su contacto con la Formación siguiente a los 4.544 m de la Boca. Estas dos formaciones pertenecen al Grupo Paraño.

- PIZARRAS LAMINADAS FRACTURADAS (SPLFR) que aparecieron con características similares e igual calificación (tramo de fallas) hasta los 4.575 m en que se presenta el contacto con una nueva Formación.

- PIZARRAS AMPELITICAS (SAC) de calidad geotécnica media (RMR 30-60) salvo un tramo corto de calidad geotécnica pésima, formación que continúa hasta los 5.525 m. Por último

- PIZARRAS LAMINADAS (SPL) en este caso ya no fracturadas, de competencia media hasta el final del túnel a los 6.709 m de la Boca de Ataque.



Fig. 2. Vista de las instalaciones de las Bocas de ataque

- Estas dos (o si se quiere, tres) formaciones pertenecen al Grupo Nogueira.

Las dificultades diversas que estas Formaciones tan variables produjeron fueron resueltas como se describe en los apartados siguientes.

En EL TÚNEL DE VÍA IZQUIERDA se han repetido las mismas formaciones con longitudes similares, si bien con ligeros desfases en los puntos kilométricos de inicio y fin de los contactos, debido a la separación de 30 m entre ejes de las dos secciones gemelas.

3 La construcción del túnel de vía derecha

3.1. Aportaciones importantes de agua en pizarras y areniscas

Deben señalarse al respecto las siguientes decisiones previas adoptadas en el TÚNEL DE VÍA DERECHA en relación con las posibles aportaciones de agua: el diseño del anillo con doble "gasket", por una parte, y la reducción del % de "Com. B" hasta el 4,5 % por otra. Ambas medidas, junto a una perfecta colocación del anillo en su montaje, contribuyeron al satisfactorio resultado del empleo de Bicomponente.

Los importantes caudales soportados (entre 10 l/s y 20 l/s, llegando a medir 90 l/s en algunos de los avances) produjeron sobreexcavaciones significativas en los primeros 4.090 m de túnel. Se iniciaron en unos 74 m del total de 1.180 m excavados en la Formación SPG de pizarras grises, pero las mayores afluencias se produjeron sobre todo en la siguiente Formación SARF, en la que alternaban filitas muy débiles con cuarcitas y areniscas fracturadas, que añadieron una propor-

ción de finos muy notable, lo que aumentó el poder de erosión de las afluencias de agua, de forma que en unos 1.300 m del total de 2.906 m de dicha Formación (un 45 %) se soportaron caudales significativos de agua con aportaciones frecuentes de finos que produjeron un aumento del volumen de inyección del Bicomponente próximo al 20 %.

Pese a ello, el rendimiento medio del avance con relleno del "gap" de los anillos con Bicomponente fue satisfactorio, hasta la entrada en un tramo de falla que afectó a los últimos 165 m de la formación SARF

3.2. Terrenos altamente inestables

El día 4 de Junio de 2014, en el Avance N° 2464 (a una distancia de la Boca de 3.948 m) comenzaron las dificultades derivadas de las zonas de falla, con terrenos inestables que aparecieron tanto en la Formación de CUARCITAS Y ARENISCAS CON FILITAS (SARF) como en la siguiente de PIZARRAS LAMINADAS FRACTURADAS (SPLFR).

La alta inestabilidad de los terrenos era la consecuencia de la falta de cohesión de las areniscas junto con la gran debilidad de las pizarras laminadas debida a su extrema foliación y la frecuente presencia de finos mayoritariamente arcillosos en proporciones significativas.

En el Cuadro n° 1 se puede ver el Resumen correspondiente a este tramo del túnel, como muestra de los que realizaba el Geólogo de la Obra en sus visitas diarias al frente

- Se ensayaron primero medidas de tipo mecánico, consistentes en cierres de aberturas frontales principales (cangilones de carga de escombros); cierres de aberturas frontales complementarias y cierres de aberturas perimetrales, todas ellas con variantes de cierre total o parcial aplicado a un número prefijado de aberturas.

TÚNEL DE VÍA DERECHA

TUNELADORA HERRENKNECHT S-805									
DIAS	MEDIA 7 DIAS	MEDIA 30 DIAS	FECHA	ANILLO	ANILLO	TOTAL	TOTAL	METROS	
				COMIENZO	FINAL	ANILLOS	METROS	A ORIGEN	
265	174,727	817,530	24/05/2014	2235	2255	21	33,663	3614,765	SARF
266	181,139	827,148	25/05/2014	2256	2283	28	44,884	3659,649	SARF
267	193,963	828,942	26/05/2014	2284	2304	21	33,663	3693,312	SARF
268	213,199	844,781	27/05/2014	2305	2331	27	43,281	3736,593	SARF
269	222,817	831,957	28/05/2014	2332	2349	18	28,854	3765,447	SARF
270	232,435	856,002	29/05/2014	2350	2374	25	40,075	3805,522	SARF
271	259,686	862,414	30/05/2014	2375	2396	22	35,266	3840,788	SARF
272	259,686	872,032	31/05/2014	2397	2417	21	33,663	3874,451	SARF
273	222,817	838,369	01/06/2014	2418	2422	5	8,015	3882,466	SARF
274	232,435	846,384	02/06/2014	2423	2449	27	43,281	3925,747	SARF
275	211,596	857,605	03/06/2014	2450	2463	14	22,442	3948,189	SARF FALLA
276	184,345	833,560	04/06/2014	2464	2464	1	1,603	3949,792	SARF FALLA
277	144,270	795,088	05/06/2014	2465	2465	0	0	3949,792	SARF FALLA
278	118,622	785,470	06/06/2014	2465	2470	6	9,618	3959,410	SARF FALLA
279	92,974	761,425	07/06/2014	2471	2475	5	8,015	3967,425	SARF FALLA
280	84,959	735,777	08/06/2014	2476	2476	0	0	3967,425	SARF FALLA
281	43,281	706,923	09/06/2014	2476	2476	1	1,603	3969,028	SARF FALLA
282	22,442	678,069	10/06/2014	2477	2477	1	1,603	3970,631	SARF FALLA
283	22,442	665,245	11/06/2014	2478	2478	1	1,603	3972,234	SARF FALLA
284	36,869	652,421	12/06/2014	2479	2487	9	14,427	3986,661	SARF FALLA
285	51,296	657,230	13/06/2014	2488	2502	15	24,045	4010,706	SARF FALLA
286	59,311	644,406	14/06/2014	2503	2512	10	16,03	4026,736	SARF FALLA
287	89,768	647,612	15/06/2014	2513	2531	19	30,457	4057,193	SARF FALLA
288	105,798	634,788	16/06/2014	2532	2542	11	17,633	4074,826	SARF FALLA
289	118,622	610,743	17/06/2014	2543	2551	9	14,427	4089,253	SARF FALLA
290	131,446	604,331	18/06/2014	2552	2560	9	14,427	4103,680	SARF FALLA
291	133,049	596,316	19/06/2014	2561	2570	10	16,03	4119,710	SARF FALLA
292	113,813	581,889	20/06/2014	2571	2573	3	4,809	4124,519	SARF FALLA
293	97,783	551,432	21/06/2014	2574	2574	0	0	4124,519	SARF FALLA
294	83,356	559,447	22/06/2014	2574	2583	10	16,03	4140,549	SARF FALLA
295	96,180	556,241	23/06/2014	2584	2602	19	30,457	4171,006	SARF FALLA
296	84,959	514,563	24/06/2014	2603	2604	2	3,206	4174,212	SARF FALLA
297	100,989	511,357	25/06/2014	2605	2623	19	30,457	4204,669	SARF FALLA
298	112,210	495,327	26/06/2014	2624	2640	17	27,251	4231,920	SARF FALLA
299	134,652	493,724	27/06/2014	2641	2657	17	27,251	4259,171	SARF FALLA
300	173,124	492,121	28/06/2014	2658	2681	24	38,472	4297,643	SARF FALLA
301	166,712	466,473	29/06/2014	2682	2687	6	9,618	4307,261	SARF FALLA
302	149,079	445,634	30/06/2014	2688	2695	8	12,824	4320,085	SARF FALLA
303	149,079	440,825	01/07/2014	2696	2697	2	3,206	4323,291	SARF FALLA
304	121,828	400,750	02/07/2014	2698	2699	2	3,206	4326,497	SARF FALLA
305	94,577	378,308	03/07/2014	2700	2700	0	0	4326,497	SARF FALLA
306	92,974	402,353	04/07/2014	2700	2715	16	25,648	4352,145	SARF FALLA
307	78,547	426,398	05/07/2014	2716	2730	15	24,045	4376,190	SARF FALLA
308	78,547	426,398	06/07/2014	2731	2736	6	9,618	4385,808	SARF FALLA
309	75,341	428,001	07/07/2014	2737	2742	6	9,618	4395,426	SARF FALLA
310	76,944	432,810	08/07/2014	2743	2745	3	4,809	4400,235	SARF FALLA
311	75,341	432,810	09/07/2014	2746	2746	1	1,603	4401,838	SARF FALLA
312	76,944	432,810	10/07/2014	2747	2747	1	1,603	4403,441	SARF FALLA
313	56,105	436,016	11/07/2014	2748	2750	3	4,809	4408,250	SARF FALLA
314	64,120	453,649	12/07/2014	2751	2770	20	32,06	4440,310	SARF FALLA
315	86,562	461,664	13/07/2014	2771	2790	20	32,06	4472,370	SARF FALLA
316	76,944	445,634	14/07/2014	2791	2791	0	0	4472,370	SARF FALLA
317	72,135	415,177	15/07/2014	2791	2791	0	0	4472,370	SARF FALLA
318	81,753	408,765	16/07/2014	2791	2797	7	11,221	4483,591	SARF FALLA
319	125,034	439,222	17/07/2014	2798	2825	28	44,884	4528,475	SARF FALLA
320	126,637	431,207	18/07/2014	2826	2829	4	6,412	4534,887	SARF FALLA
321	104,195	424,795	19/07/2014	2830	2835	6	9,618	4544,505	SARF FALLA
322	102,592	450,443	20/07/2014	2836	2854	19	30,457	4574,962	SARF FALLA
323	133,049	480,900	21/07/2014	2855	2873	19	30,457	4605,419	SAC
324	152,285	484,106	22/07/2014	2874	2885	12	19,236	4624,655	SAC
325	187,551	500,136	23/07/2014	2886	2914	29	46,487	4671,142	SAC
326	184,345	538,608	24/07/2014	2915	2940	26	41,678	4712,820	SAC
327	235,641	565,859	25/07/2014	2941	2976	36	57,708	4770,528	SAC
328	238,847	551,432	26/07/2014	2977	2984	8	12,824	4783,352	SAC
329	262,892	578,683	27/07/2014	2985	3018	34	54,502	4837,854	SAC
330	285,334	593,110	28/07/2014	3019	3051	33	52,899	4890,753	SAC

Cuadro 1. Resumen diario de la geología

- No obstante el resultado de las medidas anteriores, en general aceptable, en cuanto el terreno presentaba inestabilidad, bien al aumentar tanto el volumen de material a recoger por la Rueda, como, a la vez, el rozamiento de esta con el material desprendido que cargaba la zona de la corona del túnel, el Par de giro de la TBM era insuficiente llegando a pararse la Rueda y, a veces, incluso la cinta de transporte.

- En varias ocasiones estas dificultades aumentaron, a causa principalmente del incremento del % de finos.

- Como consecuencia, fue necesario aplicar inyecciones a presión de resinas bicomponentes órgano-minerales cada cierto número (variable) de avances, en cuanto se presentaban esas circunstancias puntuales pésimas.

- Se propuso este tratamiento de acuerdo con experiencias de obras anteriores con TBMs (ABDALAJIS, PAJARES, TRINIDAD-MONTCADA, SORBAS) y también con Métodos convencionales (Túneles varios de las Líneas Madrid-Zaragoza-Barcelona y Córdoba-Málaga).

Dicha propuesta fue apoyada por un Informe de los expertos en Geotécnia aplicada y Escudos no presurizados de HERRNKNECHT AG, fabricante de la máquina, Informe que se aportó a la Dirección del Proyecto.

- Pese a la imposibilidad de predecir donde se iban a presentar las mencionadas circunstancias pésimas, la combinación de los dos tipos de medidas con pequeños ajustes, tanto de los cierres mecánicos parciales, como de la cantidad de resina para lograr la estabilización del avance (con aplicación frecuente en 2 fases y algunas a veces hasta 3 por anillo) produjeron resultados, en general, satisfactorios.

A lo largo de estos tramos con pizarras extremadamente débiles, debido a su abundante foliación y a la clara alteración tectónica de las formaciones, pueden señalarse dos subtramos en los que el rendimiento bajó a cifras pésimas, como sucedió en el primero de ellos que afectó a los 23 m iniciales (ver cuadro 2).

Este cuadro 2 recoge los rendimientos correspondientes a los avances en terrenos inestables, e incluye también el subtramo de las pizarras ampelíticas.

ZONAS DE FALLA EN "CUARCITAS Y ARENISCAS CON FILITAS" (S_{ARF}) Y EN "PIZARRAS LAMINADAS FRACTURADAS" (S_{PLFR})				
GRUPOS	Nº (y m. origen) último avance completo	PRODUCCIÓN / RENDIMIENTO		
		Periodo		Media
D	04/06/14..... 2464 (3.949 m) 11/06/14..... 2478 (3.972 m)	23 m ≈ 44 anillos	8 días	2,8 m/día ≈ 1,8 anillos/día
B	12/06/14..... 2479 (3.972 m) 30/06/14..... 2695 (4.320 m)	347 m ≈ 217 anillos	19 días	18,3 m/día ≈ 11,4 anillos/día
C	01/07/14..... 2696 (4.320 m) 20/07/14..... 2854 (4.575 m)	25m ≈ 160 anillos	20 días	12,8 m/día ≈ 8,0 anillos/día
PIZARRAS AMPELITICAS (S_{AC})				
GRUPOS	Nº (y m. origen) último avance completo	PRODUCCIÓN / RENDIMIENTO		
		Periodo		Media
A	21/07/14..... 2855 (4.575 m) 18/08/14..... 3381 (5.420 m)	845 m ≈ 529 anillos	29 días	29,1 m/día ≈ 18,2 anillos/día
D	19/08/14..... 3382 (5.420 m) 09/09/14..... 3420 (5.482 m)	62,5 m ≈ 39 anillos	22 días	2,85 m/día ≈ 1,8 anillos/día
C	10/09/14..... 3421 (5.482 m) 13/09/14..... 3447 (5.525 m)	43,34 m ≈ 27 anillos	4 días	10,8 m/día ≈ 6,7 anillos/día
Avances esperables (Grupo A).....ADV > 25 m/día (> 16 anillos/día) Avances aceptables (Grupo B).....Ente 16 y 25 m/día (10 a 16 anillos/día) Avances bajos (Grupo C).....Ente 8 y 16 m/día (5a 10 anillos/día) Avances pésimos (Grupo D).....ADV ≤ 8 m/día (< 5 anillos/día)				

Cuadro 2. Resumen de avances en terrenos inestables

A continuación del primer subtramo, y en una longitud mayor (350 m) el rendimiento pasó a ser el esperable y, a continuación (últimos 250 m) las cifras fueron más bajas hasta el contacto a los 4.575 m de la Boca con las pizarras ampelíticas de la Formación siguiente.

3.3. Las pizarras ampelíticas

Los reconocimientos del Proyecto señalaban la presencia de ampelitas en las pizarras de este tramo, de 950 m de longitud, lo que podía producir efectos de “squeezing”, comprobados ya en otros túneles de la Línea, con riesgo de atrapamiento de la TBM. El mineral que produce estos efectos es una mezcla de silicato de aluminio con cantidades variables de hierro, azufre y carbón.

En los primeros 845 m del tramo (hasta los 5.420 m) la excavación se hizo con incidentes y dificultades similares a las descritas en las pizarras y areniscas, pudiendo decir, incluso, que con mejores rendimientos, si bien en los 39 Avances siguientes (unos 62 m) dichos incidentes y dificultades aumentaron notablemente, constituyendo el subtramo de mayor número de módulos que hubo que estabilizar con resinas.

Este segundo subtramo de calidad geotécnica muy baja se inició el 19 de Agosto de 2014 en el Avance nº 3382 (a los 5.423 m de la Boca aproximadamente) y su excavación tuvo una duración excepcional, ya que el comportamiento del terreno no se empezó a regularizar hasta el día 9 de Septiembre de 2014 al entrar en el Avance nº 3421, terminándose el 12 de ese mes en el Avance nº 3.435 a 5.506 m de la Boca.

Los rendimientos bajaron a cifras pésimas. Como puede verse en el Cuadro nº 2, del 19 de Agosto al 9 de Septiembre (22 días) se hicieron solo 62,6 m es decir, 2,80 m/día y en todo el periodo del Subtramo (25 días) se excavaron 86,6 m (3,4 m/día) lo que equivale a 2 avances/día.

Aunque en los últimos 100 m de la Formación de PIZARRAS AMPELÍTICAS (SAC) fue menor la presencia de ese mineral en el material de los frentes, se mantuvieron las medidas tendientes a evitar el atrapamiento del escudo.

Pues bien, por lo que a dicho riesgo se refiere, el tramo pudo excavarse totalmente sin llegar a iniciarse síntomas de atrapamiento, si bien debe decirse que se adoptaron las medidas siguientes:

- Aplicar la gran experiencia conseguida por los especialistas para lograr siempre un tiempo mínimo de colocación del anillo (inferior a 20 min.) y realizar la excavación del módulo con la mayor regularidad que permitiese la estabilidad del terreno.
- El contacto escudo/terreno se mantuvo “lubricado” con lodo bentonítico constantemente.
- En cuanto se presentaba la menor inestabilidad en el frente, se aplicaron resinas bicomponente para reducir a un mínimo las paradas.

3.4. Tramo final del túnel de vía derecha

El inicio de este tramo se sitúa en el contacto con las ampelitas a 5.525 m de la Boca. Las rocas pertenecen a la Formación

de PIZARRAS LAMINADAS no fracturadas de características geotécnicas medias (RMR 30-60) con una longitud total de 1.181 m.

Dado el escaso recubrimiento en este último tramo y el paso del túnel bajo un tramo a cielo abierto de la antigua línea ferroviaria ZAMORA-ORENSE actualmente en explotación, se extremaron las precauciones en la excavación con las medidas siguientes:

a) Inicio de la inyección de resinas.

- No esperar a que se agote la capacidad de giro de la TBM en la recogida del producto de la excavación (medida por el valor límite del parámetro Par de giro).

- Relacionar el inicio de la inyección con los valores de la pesada del material excavado (en principio a partir de pesadas superiores al 30 % del valor teórico de la pesada por anillo se aplicó la inyección).

b) Fases de la inyección de resinas / anillo.

- No limitar a 2 el número de fases por módulo de avance.

- Iniciar la inyección en cuanto la curva del pesaje a lo largo del avance del anillo tienda a rebasar el límite anterior a).

El día 10 de Octubre puede decirse que el paso bajo la línea ferroviaria en servicio estaba terminado, sin incidentes que señalar. Se rebajó la velocidad de paso de los trenes y, por otra parte, en todo momento se vigilaron los asientos del terreno y el nivel de la vía, con registro automático en una Estación total siempre que lo permitieron las fuertes precipitaciones en la zona.

La excavación del tramo se llevó a un ritmo muy aceptable, y se terminó el día 30 de Octubre de 2014. El TÚNEL DE VÍA DERECHA se había iniciado en Noviembre de 2013 y después de un periodo de emboquille, ajuste de Instalaciones y puesta a punto de los equipos, la TBM inició su trabajo a partir del Avance nº 45 (a 70 m de la Boca) el día 16/12/2013, completando los 6.706 m en un total de 360 días de calendario.

4

La construcción del túnel de vía izquierda

La construcción del TÚNEL DE VÍA IZQUIERDA se hizo con la misma tecnología, medios y equipo humano con que se construyó el TÚNEL DE VÍA DERECHA, si bien con un sobredimensionamiento de las defensas contra la abrasividad y una mejora adicional de los medios de tratamiento de las zonas de falla, cuya localización muy aproximada y características principales se conocían, a partir de los datos del Túnel anterior.

Ello hizo pensar que las dificultades para el avance de este segundo túnel serían resueltas más fácilmente, pese a la demora en la orden de su comienzo, que supuso un desfase de unos 10 meses con la fecha de terminación del TÚNEL DE VÍA DERECHA.

Pues bien, desde que se alcanzaron las primeras zonas de falla (de los anillos n°s 2.450 al n° 2.460) se fue comprobando que el terreno presentaba más dificultades de las previstas para el avance, necesitando tratamientos más frecuentes, cuya causa no podía ser otra que la relajación del macizo, debida al tiempo transcurrido desde la ejecución del TÚNEL DE VÍA DERECHA.

A continuación se resumen las mejoras aplicadas a los medios de construcción, las dificultades ocurridas y su solución.

4.1. Previsiones y mejoras adoptadas para la construcción del segundo túnel

Para la construcción del TÚNEL DE VÍA IZQUIERDA, se hicieron las siguientes previsiones y mejoras tendentes a facilitar el proceso Constructivo y subsanar (o al menos reducir) los efectos que la existencia del túnel anterior, agravada por la demora del comienzo de la construcción del segundo túnel, pudieran haber producido en un comportamiento más desfavorable del macizo:

1) Incremento de los espesores de las piezas antidesgaste, ante la elevada abrasividad de la roca (figuras 3, 4 y 5)

2) Respecto de la localización de los tramos conflictivos de terrenos inestables, las previsiones se basaban en una esperable coincidencia de las formaciones de ambos túneles y, por tanto, en un conocimiento previo de las dificultades a resolver.

Por ello, se partió de la base de que era posible conocer anticipadamente y con gran aproximación, la localización de los terrenos inestables en los que muy probablemente iba a ser preciso el tratamiento previo con resinas órgano-minerales.

3) La propuesta de dicho tratamiento había sido aprobada en 2013 por La Dirección de Línea para su aplicación en el TÚNEL DE VÍA DERECHA, y, en consecuencia, el Contratista puso en marcha un Sistema de aplicación de resinas a las formaciones geológicas muy alteradas sistema que fue progresando a lo largo de su construcción, permitiendo definir una serie de mejoras a aplicar a la construcción del TÚNEL DE VÍA IZQUIERDA.

4) Por una parte, esas mejoras consistieron en montar unas instalaciones para la aplicación de las resinas, de acuerdo con el esquema de la figura 6 siguiente, con capacidad suficiente para poder actuar a uno u otro lado del eje del túnel sin esperar al vaciado de los envases de los dos componentes.

Por otra parte, y para mejorar el trabajo de los equipos de especialistas, se pusieron en marcha las medidas siguientes:

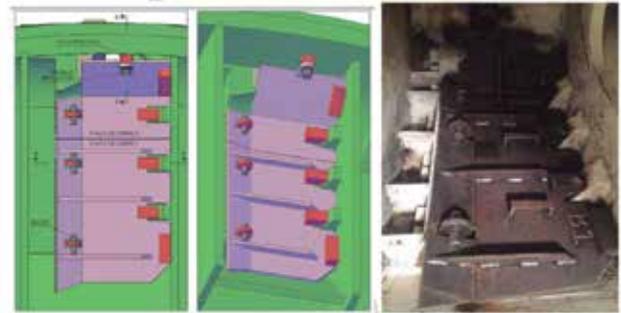
a) Añadir al Escudo unos dispositivos mecánicos para reducir el flujo de entrada de material por las aberturas de la Cabeza de corte, con el fin de evitar la necesidad de un "sobrepas", que podía producir bloqueo de la TBM, dispositivos que se ven en la figura 7.

En el TÚNEL DE LA VÍA DERECHA las aberturas de entrada de escombros a los cangilones de la Rueda se cerraron con chapas soldadas a las mismas, solución que los fabricantes recomiendan para las TBMs de diámetro menor de 7 m. En dichos escudos no debe debilitarse la estructura base de acero



Fig. 3. Rueda de corte con pletinas antiabrasión de 30 mm de espesor en el cono de entrada del escombros

Fig. 4. Montaje de la TBM para el TÚNEL DE VÍA IZQUIERDA Escudo frontal con pletinas antiabrasión reforzadas.



de la Rueda con orificios para los bulones o tornillos de fijación, pese a la ventaja de un cierre más perfecto y al evidente ahorro de tiempo que ofrecen los diseños del tipo de la figura 7.

Pero, como se ha demostrado en Bolaños, con máquinas de roca dura de diámetro mayor, lo recomendable es el diseño de las placas de cierre y la fijación mecánica de las mismas a la estructura base de la Rueda.

b) Como complemento de lo anterior, se redujo al máximo la separación entre el borde del Escudo delantero y la Rueda de corte, añadiendo una 4ª barra al "grill bar" de esta, con lo que, al mismo tiempo, se incrementó la resistencia al desgaste por abrasividad del borde periférico de la Rueda (ver figura 5).

c) Organizar el trabajo, estableciendo una forma ordenada de proceder al llegar a una zona de falla. Para ello, y a partir de las experiencias del túnel anterior se reunieron en un PROCEDIMIENTO, las nuevas instrucciones detalladas a seguir en los tramos de falla, para conocimiento y cumplimiento general.

5) Por su relevancia de entre las anteriores, deben señalarse las medidas mecánicas de cierre de aberturas de la cabeza de corte de la tuneladora y las instalaciones de generación y aplicación de las resinas bicomponente órgano-minerales.

6) Y, por último, se debe mencionar como medida previa principal, la decisión del Contratista de mantener el mismo equipo de especialistas que había intervenido en la construcción del TÚNEL DE VÍA DERECHA.

Como resumen de todo lo anterior, la previsión, que compartían la Dirección de Obra y el Contratista, era que la construcción del TÚNEL DE VÍA IZQUIERDA se podría hacer con el mismo ritmo de avance que el anterior, pese a la afección negativa de la presencia de éste, difícil de precisar "a priori", aunque, obviamente esperable, máxime dado el retraso del comienzo de la construcción del segundo túnel.

ESQUEMA DE INYECCIÓN DE RESINAS BICOMPONENTES

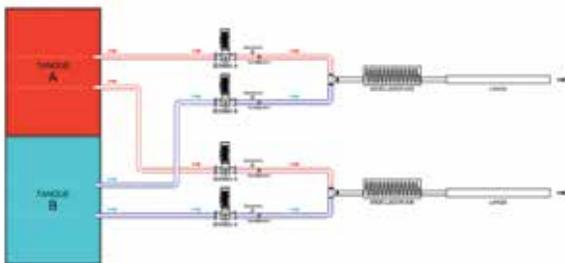


Fig. 5. 4ª barra del "grill-bar"

Fig. 6. Instalación de aplicación de resinas

Fig. 7. Cierre de las entradas de cangilones

4.2. Incidencias ocurridas a lo largo de la construcción

En primer lugar, debe decirse que, en general las previsiones relativas a la construcción del TÚNEL DE VÍA IZQUIERDA, se cumplieron, y sobre ello podemos aportar lo siguiente:

1) En el Cuadro nº 1 se incluye una parte de las descripciones de la Geología de los terrenos atravesados por el TÚNEL VÍA DERECHA, que se repitieron a lo largo del TÚNEL DE VÍA IZQUIERDA hasta el final de este último, que tuvo lugar el 12 de Diciembre de 2016.

Las características de los terrenos coinciden, a veces con un ligero desfase, que es consecuencia de la separación de unos 30 m entre centros de ambas secciones, pero, en general, la práctica coincidencia es evidente.

Ambas descripciones han sido hechas por el mismo Geólogo, que ha inspeccionado diariamente los frentes en ambos túneles, según progresaban los avances.

2) Por lo que se refiere a las resinas órgano-minerales, en el TÚNEL DE VÍA IZQUIERDA se consumió un total de 1.333 t que, frente a las 956 t del TÚNEL DE VÍA DERECHA, supuso un incremento de un 40 %, consecuencia, del aumento del número de tratamientos que hubo que realizar, y pese a las mejoras introducidas en la máquina y en las instalaciones, que redujeron los tiempos de aplicación.

3) La aplicación de bicomponente, como material de relleno del "gap" se hizo al mismo ritmo prácticamente, en ambos túneles con una media de unos 18 minutos / anillo de 1.600 mm de longitud

4) Y por último, junto al incremento del consumo de resinas, las incidencias negativas principales han sido las paradas obligadas, debidas a causas diversas y ajenas al proceso constructivo. Sobre ambas daremos más detalles a continuación

4.2.1. El mayor consumo de resinas en el túnel de vía izquierda

La aplicación de resinas bicomponentes (órgano-minerales y reactivas al agua) se inició y finalizó, prácticamente, en los mismos puntos de ambos túneles: comenzó en el Avance nº 2.450 del TÚNEL DE VÍA DERECHA y Avance nº 2.480 del TÚNEL DE VÍA IZQUIERDA terminando respectivamente en los Avances nº 3.760 y 3.820, como puede verse en el gráfico de la figura 8.

El consumo total en el nuevo túnel fue de 1.333 T, mientras que en el túnel anterior se había llegado a un total del orden de las 956 T, es decir, el consumo aumentó en un 40 %. Por lo que se refiere a la evolución del consumo, y de acuerdo con dicho gráfico puede decirse lo siguiente:

1) El mayor consumo de resinas en el TÚNEL DE VÍA IZQUIERDA comenzó desde un principio, es decir, desde el Avance nº 2.470, pero el desfase de los consumos a origen se fue incrementando poco a poco, llegando a cifras a origen del orden de un 15 % mayores que las del TÚNEL DE VÍA DERECHA, hasta el tramo de los Avances nºs 2.750 a 2.760, es decir, a lo largo de unos 450 m de túnel.

2) Pero fue a partir de dichos puntos cuando el incremento del consumo de resinas se disparó, alcanzando en el entorno de los Avances nºs 3.420 a 3.450 un desfase máximo del orden de un 85 % más a origen, respecto del consumo en el túnel anterior.

3) La punta anterior se redujo en los avances siguientes, y la cifra final del consumo a origen de resinas en el TÚNEL DE VÍA IZQUIERDA, a lo largo de un total bruto de 1.340 avances realizados (desde el Avance nº 2.480 al nº 3.820), ha sido de 995 kg. de resina por Avance (622 kg. por metro de túnel) en vez de los 713 kg. por Avance del TÚNEL DE VÍA DERECHA (445 kg. por metro de Túnel), es decir, un 40 % más.

De la experiencia del TÚNEL DE VÍA DERECHA puede estimarse que el avance mensual medio en los tramos en que no fue necesario el uso de resinas fue de 850 m/mes, aproximadamente, mientras que en los que hubo que estabilizar el terreno previamente con resinas, el avance fue de unos 500 m/mes, es decir, que el empleo de resinas produjo un aumento de plazo de 1,7 meses.

En consecuencia, sólo por esta razón y admitiendo una ley lineal, en el TÚNEL DE VÍA IZQUIERDA podría estimarse que el aumento de los tratamientos podía justificar un incremento del plazo de unos 0,65 meses, lo que no sucedió gracias a la medidas tomadas a cabo en la Obra.

4.2.2. Paradas de la obra por causas diversas ajenas al proceso constructivo

Como ya se ha dicho, las incidencias principales han sido las Paradas obligadas siguientes, debidas a causas diversas y ajenas al proceso constructivo propiamente dicho.

1) Parada de 45 días, a partir del Avance N° 2.271. La paralización de la Obra, desde el 9 de abril al 23 de Mayo de 2016, fue debida a que hasta el citado día 23.05.16 no se dispuso de la autorización administrativa del Proyecto Modificado correspondiente.

2) Segunda parada de 12 días, en el Avance N° 2.447. Transcurrió desde el 3 al 14 de Junio de 2016, y fue ordenada por la Dirección de Obra, cuando el frente de avance alcanzó una posición considerada de riesgo, por su proximidad a un socavón ocurrido sobre la vertical del Avance nº 2.467 del TÚNEL VÍA DERECHA.

Hasta terminar el relleno de dicho socavón y las inyecciones previas de consolidación del mismo, no se reanudó la actividad en el TÚNEL VÍA IZQUIERDA.

3) Tercera parada de 31 días, en el Avance N° 3.378. Transcurrido desde el 29 de Agosto al 30 de Septiembre de 2016 por causas ajenas al proceso constructivo seguido en el TÚNEL DE VÍA IZQUIERDA.

En la figura 9 siguiente pueden verse los gráficos de avance de ambos túneles, con las paradas mencionadas en el de VÍA IZQUIERDA.

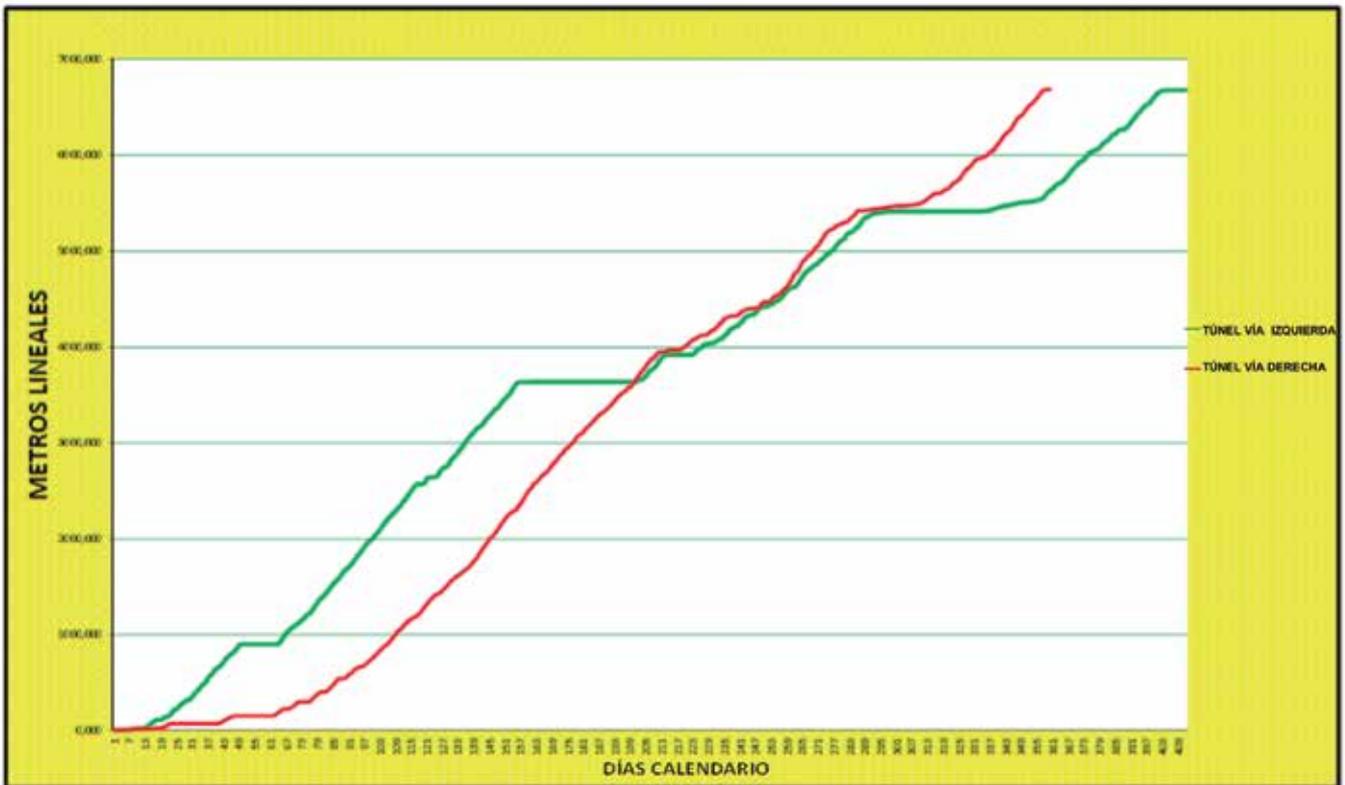
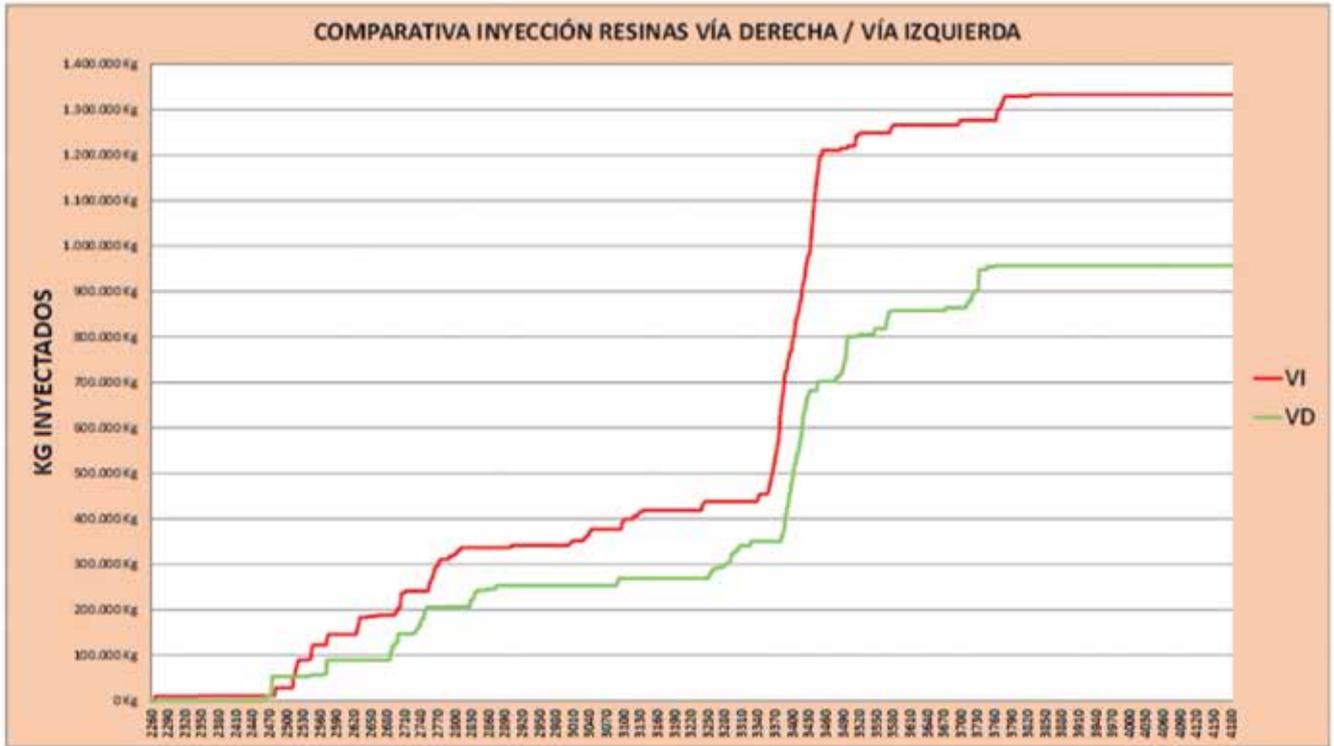


Fig. 8. Inyección de resinas en VÍA IZQUIERDA (azul) VÍA DERECHA (verde)

Fig. 9. Posición de los frentes de los Túneles de BOLAÑOS en días de calendario a Origen

4.3. Plazos de ejecución de ambos túneles

Si se representan los puntos kilométricos de los avances en función de los días de calendario (ya que se trabajó siempre a 3 turnos en todos los días del mes) resulta el gráfico que se ve en la figura 9 con los siguientes plazos brutos de cada túnel:

- Plazo del túnel vía derecha: 360 Días
- Plazo del túnel vía izquierda: 409 días

Y, deduciendo de este último, los 88 días que suman las 3 paradas obligadas, se obtienen la cifra siguiente que corresponde al proceso constructivo del segundo túnel:

- Plazo del túnel de vía izquierda: $409 - 88 = 321$ días

lo que confirma que en el segundo túnel se ha mejorado el plazo del proceso constructivo en 39 días (un 11 % respecto del plazo del primer túnel) gracias a las medidas previas tomadas a cabo y pese a las mayores dificultades que presentó el terreno, básicamente debidas al retraso en el comienzo del segundo túnel.

5

El relleno del espacio anular con bicomponente

De acuerdo con la tecnología actual de materiales para el relleno del espacio anular del trasdós de los anillos de dovelas prefabricadas de hormigón armado, colocadas con una tuneladora tipo Escudo, en los TÚNELES DE BOLAÑOS se ha empleado el material llamado comúnmente “bicomponente”.

El “espacio anular” (o “gap”) entre el trasdós de las dovelas y el terreno excavado por el Escudo, se venía relleno hasta hace algo más de 15 años exclusivamente con morteros de arena y cemento, bombeados desde los equipos auxiliares de la tuneladora.

Los defectos de este sistema, principalmente la imposibilidad de mantener bombeable el mortero más allá de 1 hora, por el comienzo de su endurecimiento; su falta de fluidez para llegar a los huecos más pequeños del “gap” y lograr un relleno completo y, por último, la pérdida de resistencia e impermeabilidad por lavado del cemento cuando existe un caudal significativo de agua del terreno, obligaron a realizar multitud de estudios hasta lograr una solución alternativa adecuada, el “bicomponente”, que es el material de uso generalizado hoy día en la construcción de túneles con Escudos, hasta el punto de que en muchos proyectos se prohíben los morteros de cemento y arena, exigiendo utilizar el “bicomponente”.

No obstante, y al igual que sucedía con los morteros de arena, en los escudos no presurizados, el bicomponente empezó a aplicarse relleno a la vez, y sin presión, el “gap” de varios anillos, cuyo número depende de la longitud del módulo de avance (es decir, de la longitud del anillo) y del diámetro del Escudo, de acuerdo con el talud que adopte el relleno.

Esto hacía imposible alcanzar las ventajas antes mencionadas, que habían sido un éxito en los escudos de frente a presión,

en los que, desde los primeros años de este siglo, se había empezado a inyectar el bicomponente a presión en cada uno de los sucesivos anillos del túnel.

Pues bien, en Bolaños el ADIF aprobó una propuesta del fabricante del Escudo para adaptarlo de acuerdo con un prototipo ensayado con éxito en laboratorio, de forma que con un escudo simple se pudiera inyectar el bicomponente a presión, rellenando uno a uno el “gap” de los anillos sucesivos.

Las modificaciones se aplicaron a la vez en dos escudos de tipo similar del mismo fabricante; además del de BOLAÑOS, el de un túnel en Cleveland (Ohio). Ambas aplicaciones tuvieron pleno éxito, por lo que puede decirse que en los túneles de Bolaños fue la primera vez que se aplicó en Europa la inyección a presión de bicomponente en un escudo no presurizado.

5.1. Composición y propiedades del bicomponente

5.1.1. Composición del Bicomponente

Este nuevo material es la combinación de los dos componentes siguientes:

- El “Componente A” (que designaremos abreviadamente como “Com A”) es una lechada densa de cemento, bentonita, agua y un retardante / estabilizante, que se mezclan en las proporciones aproximadas siguientes, respecto del peso total de la mezcla con que se fabrica este Com A:

- Cemento, 25 % (± 2 %)¹

- Bentonita, y retardante, 3,5 % (± 2 %). El retardante \approx 15 % de la bentonita

- Agua, un 71,5 % (± 2 %)

- El “Componente B”, en lo que sigue “Com B” es un silicato (generalmente silicato sódico) que se emplea disuelto en agua, con una proporción de silicato respecto del peso total del “Com A”:

- Silicato, un 6 % (± 1 %)

5.1.2. Propiedades del bicomponente

- Propiedades del Com. A

- Al añadir el cemento a la mezcla de agua y bentonita prehidratada, previamente tratada en una “turbomezcladora” para generar un régimen turbulento, el tamaño de sus granos se reduce a dimensiones de “micelas”, que son las de las partículas de la bentonita, una arcilla pura, con lo que la mezcla se convierte en una suspensión coloidal.

- La primera consecuencia de ello es que las partículas del Com A no se decantan durante muchas horas en las tuberías y depósitos en que se almacena. La segunda es su baja viscosidad, que permite su bombeo a grandes distancias² (hasta unos 8 km y, aún más) sin desgastes sensibles de las bombas, que son generalmente de pistón.



Fig. 10. Planta de Bicomponente

• Propiedades del Com B

- Dado que se utiliza disuelto en agua, tiene todas las propiedades de un líquido para su manejo.

- Propiedades del Bicomponente

- La baja viscosidad de la mezcla hace posible alcanzar rápidamente los huecos a rellenar en el espacio anular rebordeando cualquier obstáculo que hubiera, como puede ser un trozo de terreno desprendido sobre el escudo.

- Al llegar al “tiempo de gelificación” (habitualmente entre los 10 a 25 segundos a partir de la unión de los 2 componentes y su inmediata inyección a presión en el espacio anular) el producto se convierte en gel, es decir, un sólido blando impermeable, que resiste bien la presencia de agua del terreno.

- A partir de ahí, el gel va incrementando su resistencia a la compresión que, a las 24 horas alcanza cifras próximas a los 0,5 MPa, progresando después, hasta llegar a valores de 2 MPa a los 28 días. Con ello, puede decirse que el relleno con “Bicomponente” tiene la resistencia de un suelo duro de calidad óptima, por lo que su aceptación como material ideal de relleno se ha generalizado definitivamente.

5.2. Características técnicas y otras condiciones exigidas en Bolaños al bicomponente

5.2.1. Características Técnicas y de suministro de los materiales (figura 10)

• CEMENTO. Se utilizó un cemento “portland” que cumplía las condiciones usuales para su empleo en estructuras de hormigón armado, además de ser resistente a los sulfatos, condición impuesta en el Proyecto, por su posible presencia en el terreno.

Se montaron dos silos de cemento de 100 t cada uno, para dedicar uno a la fabricación del bicomponente, mientras el otro recibía los suministros de la fábrica. Este segundo silo permitió reducir la temperatura del cemento antes de utilizarlo, cuando llegaba a la Obra a más de 50° C.

• BENTONITA. Se utilizó una bentonita de gran calidad suministrada a granel, seleccionada en las pruebas previas al inicio del TÚNEL DE VÍA DERECHA, en las que se eligió también un segundo producto alternativo, para utilizar en caso de dificultades de mercado.

La bentonita se almacenó en Obra en 1 silo, de una capacidad de 70 t.

• AGUA. Se usó agua potable del suministro local de la zona, que cumplía las condiciones habituales para su empleo en la construcción de estructuras de hormigón.

• RETARDANTE / ESTABILIZANTE. Debe ser un producto compatible con el Com. B. Se sirvió a granel, almacenándolo en Obra en un silo de unos 10 m³.

• ACELERANTE (Com B). Se empleó el producto seleccionado en las pruebas previas para el TÚNEL DE VÍA DERECHA. El producto se sirvió a granel, ya disuelto en agua almacenándolo en obra en dos tanques de unos 5 m³ cada uno.

Para el manejo del acelerante se siguieron Instrucciones de seguridad bastante estrictas, porque pueden afectar a la salud de los operarios.

• Por último, el Comp. A se bombeó desde el exterior con una bomba de pistones KSP hasta dos depósitos de 14 m³ cada uno, situados en el frente (figura 11).



Fig. 11. Depósitos de Comp A en el back-up de la TBM

5.2.2. Ensayos a cumplir por el Bicomponente

Los ensayos para la elección del cemento, así como los relativos al agua se hicieron por el Laboratorio de Obra previamente a la elección del resto de los materiales, pues la elección de los suministradores de los productos restantes ha de hacerse sobre porciones de Bicomponente fabricado en el Laboratorio.

Las recomendaciones generales seguidas en Bolaños, tanto para los ensayos de elección de suministradores, como para los que se realizaron después en la Obra, pueden resumirse así:

1) El material "estrella" del Com A es la bentonita, por lo que el producto de cada suministrador de bentonita debe ser sometido a ensayo en varias proporciones y con cada uno de los productos ofrecidos por los suministradores de silicato más retardante.

2) Por su parte, la bentonita hubo de cumplir el ensayo de exudación (índice de la estabilidad ante decantación) con resultado por debajo de las cifras < 3 % a las 3 horas y < 10 %, a las 24 horas.

3) Aunque, para eliminar el riesgo de atascos, la dotación usual de Com B suele estar en un entorno del 6 % del peso de silicato respecto del peso total del Com A, los ensayos de selección se realizaron por una parte en ese entorno del 6 % y por otra en el de cifras inferiores.

La razón de ello es que, si la cantidad de agua del terreno es significativa, puede ser necesario reducir el porcentaje hasta el entorno del 4,5 % a 5 % y, por ello, conviene saber la respuesta del Bicomponente que se ensaya antes de tomar esta decisión. Debe añadirse que, en los casos de afluencia masiva de agua del terreno, hubo que rebajar el % incluso a cifras próximas al 4 %, lo que también fue objeto de ensayos para la elección del acelerante.

4) Los requisitos mínimos exigidos a los ensayos a realizar en los casos anteriores fueron los siguientes:

- a) Al 4,5 % - 5 % de silicato
 - Tiempo de gelificación ("gel time") < 10 seg.
 - Cono de Marsh (Fluidez s/EN 445) < 50 seg.
 - Resistencia a Compresión a 1 día. $\geq 0,4$ MPa
 - Resistencia a Compresión a 7 días > 1,0 MPa (orientativa)
 - Resistencia a Compresión a 28 días $\geq 2,0$ MPa
- b) Al 6 % de silicato
 - Tiempo de gelificación ("gel time") < 30 seg.
 - Cono de Marsh (Fluidez s/EN 445) < 60 seg.
 - Resistencia a Compresión a 1 día. $\geq 0,4$ MPa
 - Resistencia a Compresión a 7 días > 1,0 MPa (orientativa)
 - Resistencia a Compresión a 28 días $\geq 2,0$ MPa

Como ya se ha dicho, además de los anteriores, se hizo el Ensayo de exudación de las bentonitas (Norma EN 445: cilindro 50 mm) por el que habían de cumplir: < 3 % a las 3 horas y < 10 % a las 24 horas.

5.2.3. Metodología de ensayos de laboratorio a realizar durante la obra.

A) Toma de muestras

- Com. A. Las muestras para el Laboratorio se recogieron, bien de la Planta de fabricación del exterior, o de los tanques de almacenamiento en la TBM. Para ello se utilizó un envase tipo "lechera".
- Com. B. Las muestras de silicato o Com. B se recogieron en otro recipiente separado, del depósito de unos 2.000 l montado en cada uno de los trenes que entraban al túnel o del de almacenamiento en la TBM, de una capacidad algo mayor.

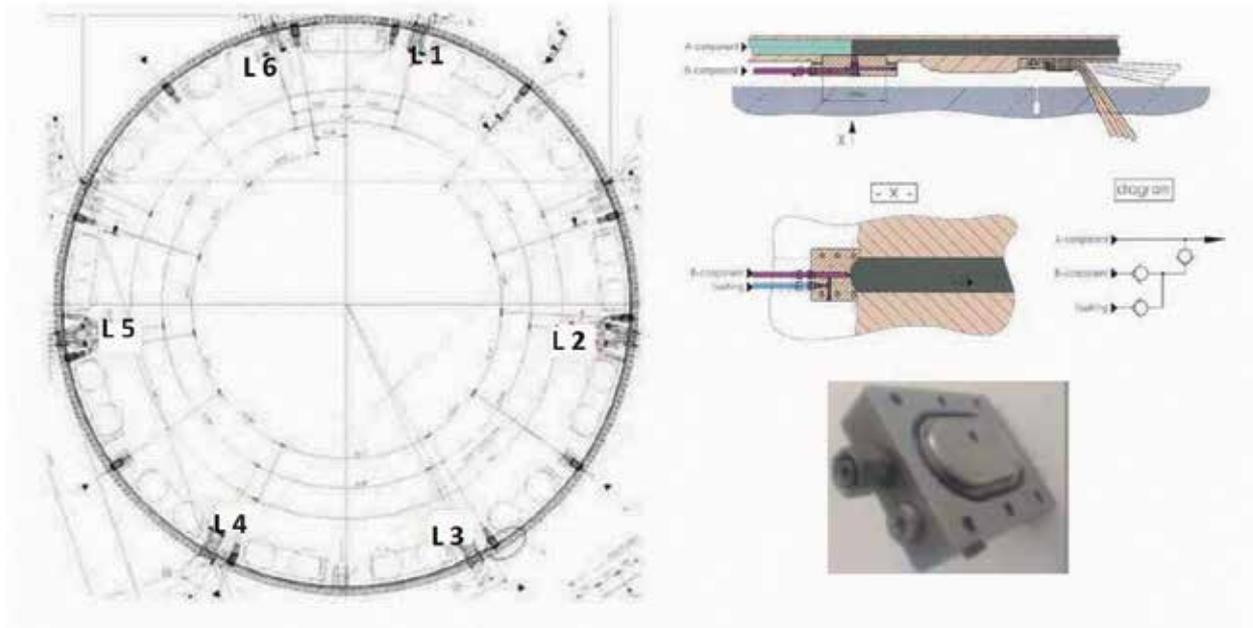


Fig. 12 Salidas de las 6 líneas de inyección en el Escudo de cola de BOLAÑOS y detalles de las mismas

- Bentonita prehidratada. Las muestras para el ensayo de exudación se tomaron de la planta exterior.

B) Ensayos

Todos los días en que la Planta de la Obra fabricaba Com. A, se tomaron muestras para hacer los ensayos siguientes:

- Un ensayo de exudación de la bentonita prehidratada según Normativa EN 445.
- Por otra parte, se tomaba una muestra de la mezcla de Com A, anotando su temperatura, para hacer el ensayo de viscosidad mediante Cono Marsh.
- Tiempo de gelificación. No hay un ensayo normalizado. El que hemos venido haciendo, de acuerdo con recomendaciones generalizadas en Europa, es el siguiente:

Se preparan 2 envases limpios, de sección constante (sin estrechamientos). Se hace la mezcla de Com A y Com B con la que se llena uno de ellos, a la vez que se arranca el cronómetro. Se va trasvasando dicha mezcla de un envase al otro hasta que el contenido de uno de ellos deja de caer libremente por la superficie interna del envase porque pasa de líquido a gel: el tiempo transcurrido que marca el cronómetro es el tiempo de gelificación.

- Es entonces cuando se llenan 3 probetas cúbicas con bicomponente, que se retiran y guardan hasta su desmoldeo a las 24 horas. Con ellas se realizan los ensayos de Resistencia a Compresión simple a las 24 horas.

Se fabrican otras tantas probetas más, que se pasan a la cámara de curado para la pruebas a 7 y 28 días. Las condiciones de curado dentro del túnel son similares a las de la cámara del laboratorio.

5.3. Control del relleno con bicomponente

5.3.1. Control general del proceso

El Bicomponente se inyecta en el espacio anular, o "gap", a través de varias líneas con "salidas" (en esta obra han sido 6) desde el Escudo de cola al "gap", cada una de las cuales está alimentada por dos bombas, una para el Com. A y la otra para el Com B, con sus caudalímetros respectivos, como puede verse en las figuras 12 y 13³.

Para confinar el relleno del "gap" de un anillo, se añadieron al escudo de cola, en su interior, dos juntas perimetrales de mastic a presión (llamadas también "junta de grasa") limitadas por tres filas de cepillos de alambre y, en su extremo final, un fleje de dos filas de chapas que van rozando contra el terreno, según avanza la tuneladora. Las juntas de mastic sirven de cierre frontal del "gap" al actuar entre el interior del escudo de cola y el trasdós del anillo, y los flejes lo hacen como cierre posterior del "gap", entre el final del escudo de cola y el terreno.

Por la naturaleza del producto que se bombea, estas bombas, "de rodete excéntrico" (también llamadas "de husillo") funcionan con total regularidad y la precisión de sus caudalímetros es muy elevada, por lo que el sistema ofrece datos totalmente fiables de los volúmenes inyectados, datos que el autómatas del Sistema recoge en tiempo real de lo inyectado por cada línea, y que pueden imprimirse como indica la figura 14.

Al dispositivo anterior, suele añadirse una línea más con su bomba correspondiente, una de Com. A y otra de Comp B con tomas a lo largo del "back-up", que se utilizan para hacer inyecciones secundarias (en el caso de BOLAÑOS, la Línea 7) Como se ve en la figura, al terminar la inyección de un anillo,

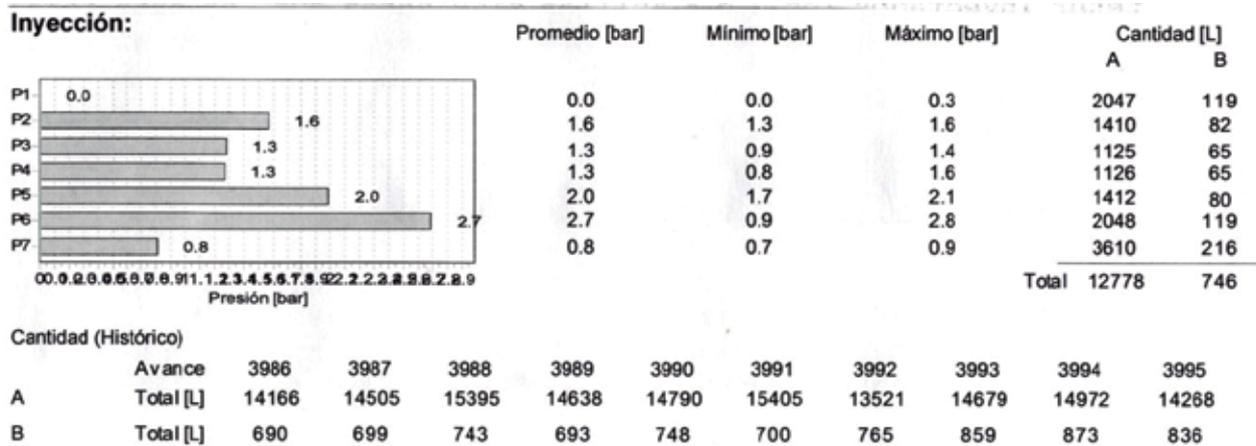


Fig. 13. Líneas y caudalímetro de Salida de los tanques de "Com. A"

Fig. 14. Registros de la inyección en tiempo real

los registros indican los volúmenes inyectados por cada línea y, por otra parte, se visualiza el "registro histórico" de los volúmenes totales correspondientes a los anillos anteriores.

Por otra parte, el Jefe de túnel del Constructor conoce "a priori" las variaciones que ha tenido la pesada de la excavación del "modulo" del anillo que va a inyectar porque dispone de los registros de las balanzas que controlan las pesada de la excavación real del "avance" correspondiente que se ha hecho con anterioridad, debido al desfase que hay entre la excavación y la inyección de cada "avance" (desfase que depende de las longitudes del anillo y del escudo: distancia entre la Cabeza de corte y el escudo de cola).

Dicho de otro modo, la excavación del anillo a inyectar es la del "avance" realizado unos 4 o 5 módulos antes, por lo que el

Jefe de túnel puede saber en qué zona de la “Hoja de ruta”, o “Modo de Operación” (Verde, Ámbar o Roja) se ha calificado y, en consecuencia estimar el volumen total esperable a inyectar y comprobar después si los registros responden a esa previsión, o hay alguna anomalía. Con todos estos recursos, el Constructor puede hacer un correcto control de la inyección de cada anillo.

5.4. Las inyecciones secundarias

Las inyecciones secundarias, a las que nos referimos a continuación, se han de hacer siempre de la forma siguiente:

1) Se inyecta a través del orificio de las dovelas, retirando el tapón que lo protege para perforar el espesor mínimo de hormigón del fondo, que después puede taponarse adecuadamente con resina.

2) Las inyecciones se deben hacer siempre por los orificios de las dovelas de la semisección superior del anillo, ya que, por una parte, el peso de la TBM “descentra” verticalmente el anillo, siendo prácticamente imposible que en la semisección inferior haya huecos, que, de existir, ocupan el sector circular en la bóveda, correspondiente a un ángulo de 45° a uno y otro lado del eje del túnel.

Las inyecciones secundarias están motivadas por dos objetivos principales: la eliminación de huecos en el relleno y la corrección de filtraciones.

5.4.1. Eliminación de huecos del relleno

Si, por la razón que sea, no hay la correlación debida entre la pesada de la excavación y la inyección de relleno, el Constructor dispone de la Línea 7 citada para efectuar una inyección secundaria en el anillo correspondiente.

Como las tomas en dicha línea pueden hacerse a lo largo del “back up”, para hacer esta inyección debe esperarse a tener inyectados los 3 o 4 anillos siguientes que, de esta forma, sirven de “sello” para que la inyección se concentre en el anillo a tratar.

5.4.2. Inyecciones para la corrección de filtraciones

Las inyecciones secundarias han de usarse también para corregir las filtraciones de agua del terreno que se produzcan por las juntas u orificios de los insertos de los anillos con flujos de caudal apreciable, así como para eliminar goteos o simplemente humedades persistentes, como se hizo en BOLAÑOS.

En tales casos, se procede de la misma forma indicada en los párrafos precedentes.

3) Ahora bien, en los casos de caudales significativos de las aportaciones de agua del terreno la primera medida a tomar es la reducción a un 5 % de la dosis de Com. B, respecto del peso total del Com A.

4) Y si las aportaciones de agua alcanzan cifras importantes, puede ser necesario rebajar al 4 % la dosis de Com.B. Para tales casos se debe seguir un Procedimiento de tratamiento de grandes filtraciones en el que se indiquen las medidas y orden de aplicación de las mismas, tales como: propues-

ta de crear un “sellado previo” de la zona a tratar; perforaciones para concentrar la/s salida/s de caudales importantes y el sistema de su obturación final, como se hizo en BOLAÑOS, y que puede verse en la referencia [3] de la Bibliografía.

5.5. Supervisión del relleno del trasdós por la dirección de obra

La Dirección de Obra del ADIF recibió diariamente para su aprobación o reparos los datos relativos a la Fabricación diaria del Bicomponente, así como a los Resultados de los ensayos de roturas de probetas realizados en el día.

Por otra parte, dispuso también de los relativos a la Inyección de Bicomponente a través de las Hojas de control de los volúmenes inyectados, en la forma indicada en la figura 14.

Con ello, se pudo verificar si el relleno se había hecho en la forma adecuada o redactar en caso contrario una NO CONFORMIDAD, a resolver por la Contrata.

Por otra parte, y aproximadamente cada 100 avances, se obtuvieron muestras del relleno de Bicomponente para confirmar la inexistencia de huecos. Las normas seguidas fueron las siguientes:

5) Los sondeos deben perforarse con sondas para un diámetro del testigo del orden de los 50 mm como mínimo y no antes de las 48 horas para evitar que se dañe la muestra.

6) Las perforaciones se harán a través de los huecos de las dovelas para evitar el atravesar todo su espesor y siempre en las dovelas de la semi-sección superior del anillo.

7) La perforación debe entrar unos centímetros en el terreno lo que será la confirmación final de que el relleno ocupa todo el espesor del “gap”

En los casos de NO CONFORMIDAD, se procedió a efectuar las inyecciones secundarias de relleno necesarias para subsanar el defecto.

6 Conclusiones

Los TÚNELES GEMELOS DE BOLAÑOS son un referente a nivel mundial, que ofrece el ADIF, Organismo autónomo del Ministerio de Fomento de España para la tecnología actual de la construcción de túneles con cualquiera de los dos tipos de escudo abierto, que ofrece el mercado de Tuneladoras para roca dura o muy dura, los usualmente conocidos como “simple escudo” y “doble escudo”.

Y la razón en que basamos esta conclusión es que en BOLAÑOS, como se describe en el artículo, se ha demostrado la viabilidad de las dos soluciones con las que se han resuelto las limitaciones más importantes que presentaban estos tipos de TBMs:

a) La aplicación de resinas órgano-minerales para la excavar los tramos de túnel con frentes inestables, sin necesidad de parar el avance para aplicar sostenimientos previos complementarios, ajenos al Sistema constructivo, y

b) La modificación del diseño de estas TBMs para utilizar la inyección a presión de bicomponente, como nuevo material de relleno del espacio anular de cada uno de los sucesivos anillos colocados.

La primera de estas dos soluciones es un paso inicial que debe ser perfeccionado, lo que esperamos suceda en un próximo futuro

Por lo que se refiere a la segunda, el bicomponente, como material de relleno ideal tiene ya la acreditación definitiva, tras unos 20 años de experiencia con pleno éxito, desde los primeros ensayos japoneses de finales del pasado siglo, por lo que la construcción de los TÚNELES DE BOLAÑOS aporta unas recomendaciones relativas al Control de su Calidad, que entendemos de interés general.

Pero la aportación de BOLAÑOS que puede considerarse definitiva es el diseño de este tipo de Escudos de roca dura, con el fin de utilizar la inyección a presión del bicomponente, por las ventajas que reporta el relleno, uno a uno, del “gap” de los anillos del revestimiento con lo que estas máquinas abiertas han quedado equiparadas a los Escudos presurizados. ☺

REFERENCIAS

- 1 • ADIF (Varios autores) Jornadas técnicas sobre túneles de la L.A.V. a Galicia. “Túneles de Vilariño a Campobeceros”. A Coruña Noviembre 2011.
- 2 • Ballantyne, B. “Bolaños Tunnel Report” TUNNELS AND TUNNELING International Edition Abril 2017.
- 3 • Galindo F., Carballo R., “Línea de Alta Velocidad Madrid-Galicia. Construcción del tramo Vilariños - Campobeceros” INGEOPRESS (Madrid) nº 255 Diciembre 2016.
- 4 • Kucher, Matias. “Test for study the distribution of the component A within the 2 component A+B layers” Edit. HERRENKNECHT AG. Schwanau (Alemania) 2010
- 5 • Kucher, Matias. “Training system & service seminar: bicomponent bock filling” (Curso dictado en Londres) Edt. HERRENKNECHT AG. (Alemania) Abril 2011.
- 6 • Mendaña F. et alt. “Relleno con bicomponentes del gap de los anillos de dovelas en los escudos no presurizados”. Revista de Obras Públicas (Madrid) nº 2 3546 (Septiembre 2013).
- 7 • Mendaña E, Villanueva J. P. “Impermeabilidad y calidad general del revestimiento en los túneles construidos con TBM. Primera aplicación en Europa del relleno del espacio anular con bicomponente en los escudos no presurizados: el Proyecto bitubo de Bolaños de las Línea de AVE a Galicia”. Revista de Obras Públicas (Madrid) nº2 3557 (September 2014).
- 8 • Resche A., Noppenberger C. “Brisbane Airport link earth pressure balance machine: Two component tails king grouting, a new Australian record” Proceedings of the 14 th Australian Tunneling Conference (2011).
- 9 • R. Ventosa, J. “Bajo la montaña gallega” FERROCARRIL (Madrid), Marzo 2017.
- 10 • Vitale, M. G.et alt. “Innovation in annular grouting at the Euclid Creek tunnel. Cleveland (Ohio)” Proceedings of the R.E.T.C. USA Juin 2013.

NOTAS

(1) En el caso de BOLAÑOS, el cemento fue un 28 % del total por utilizar cemento de escorias resistente a los sulfatos. Con cementos no compuestos, (100 % de “Clinker”) se puede trabajar sin problemas con dosis del entorno de los 250 kg/m³, que es, aproximadamente a lo que corresponde el 25 % que se indica.

(2) Debido a ello, se habla con frecuencia de su fluidez, lo que no es totalmente correcto, porque la fluidez es una característica propia de los líquidos y no de los lodos.

(3) Para más detalles puede consultarse la Bibliografía publicada en la REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS. Ver nºs [6] y [7]

La batalla por el túnel

Una disertación sobre ingeniería subterránea



CARLOS
Oteo

Prof. Dr. Ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos
Catedrático de Ing. del Terreno

RESUMEN

En el presente texto se presenta una Historia abreviada de los túneles: Desde los túneles hidráulicos, construidos en Mesopotamia, hasta los medievales, para pasar, posteriormente, a las técnicas de tipo manual para excavar túneles y llegar a las modernas tuneladoras. Se presta atención especial a los túneles relacionados con esfuerzos bélicos, los hidráulicos y los de transporte (de vehículos y viajeros), teniendo en cuenta la primera tuneladora de Brunel, para excavar un túnel bajo el Támesis, así como a los falso túneles y a los de cielo abierto.

PALABRAS CLAVE

Túneles, Historia, construcción túneles

ABSTRACT

In the present paper an abbreviated History of the tunnels is presented: From the hydraulic tunnels, constructed in Mesopotamia, until medieval, to later pass to the techniques of manual type to excavate tunnels and to arrive at the modern TBMs. Special attention is paid to tunnels related to warfare, hydraulics and transport (vehicle and passenger) tunnels, taking into account the first Brunel tunneling machine to excavate a tunnel under the Thames, and the urban open pit tunnels.

KEYWORDS

Tunnel, History, tunnel construction

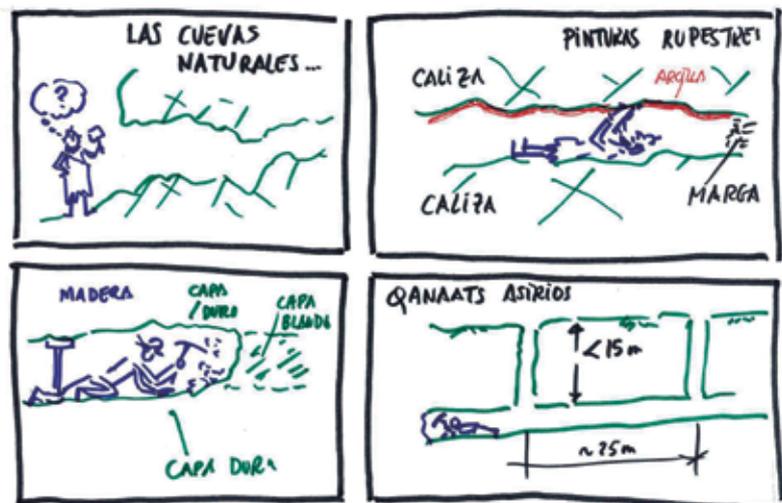


Fig. 1. "Túneles" en la Antigüedad



Fig. 2. Túnel natural en materiales cársticos (National Park en U.S.A.)

Fig. 3. Primer Túnel artificial viario en la Villa de Adriano

1 Introducción

La batalla por el Túnel es la antiquísima lucha del hombre por conquistar el espacio subterráneo y poder utilizarlo, debidamente, para el refugio, almacenamiento, la extracción de materias primas, el transporte de personas, vehículos, agua, etc.

La palabra española “túnel” proviene, según la R.A.E., del término inglés “tunnel” y viene a significar: Vía subterránea abierta artificialmente para el paso de personas y vehículos. Y también: instalación cubierta y alargada que comunica dos puntos, y sirve para distintos fines. Wikipedia define “túnel” como una obra subterránea de carácter lineal que comunica dos puntos para el transporte de personas o materiales. Normalmente es artificial. A su vez, el término inglés parece provenir del francés “tonnel”, es decir un elemento casi cilíndrico de sección transversal circular y con dos extremos huecos, lo cual es una versión “poética de un túnel”, salvo el cambio de sección que suele haber dentro de los toneles. Sin embargo ello ya implica algo importante en una estructura subterránea: El intento de aproximarse a la forma circular como figura más estable para una excavación y para un sostenimiento, sea con presión exterior (o sea, el del terreno, como es lo habitual) o para una presión interior (caso de túneles hidráulicos).

El ser humano, a lo largo de su existencia, ha tenido un contacto muy diferente con “lo subterráneo”:

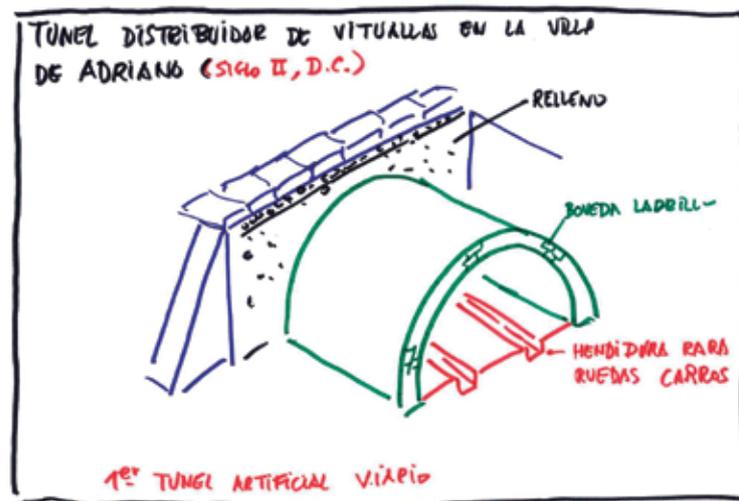
- En primer lugar, lo “oscuro y lo interior” eran, por un lado, posible refugio frente a los ataques de animales (aunque, a veces, tenía que conquistar las cuevas naturales a esos animales fig. 1a y fig. 2).

Pero, por otro, el interior de las grutas naturales eran el “misterio” y “lo sagrado”, donde no podían acceder más que los iniciados. Y allí, en el fondo de esas galerías naturales, pintó sus dibujos rupestres, a salvo de las variaciones ambientales y del ataque de otros seres humanos (fig. 1b). Nace así el arte que nos ha deparado Lescaux, Altamira, etc. Por cierto, en Altamira el “pintor” trabajó tumbado en el suelo e hizo sus dibujos con pigmentos sobre una capa de arcilla que había quedado bajo una placa de caliza, después de la erosión de una zona más margosa (fig. 1b). La humedad mantiene (aún hoy) la capa de arcilla adherida a la caliza. Diversas obras de adaptación para permitir el acceso de visitantes aumentó la altura en las cámaras con pinturas, lo que junto con la inserción de pilares de hormigón-piedra, inyección con lechada de cemento de una diaclasa que surca la cabeza de la famosa “cierva”, etc. han alterado las condiciones ambientales de las placas de calizas que mantienen la arcilla gracias a la humedad de infiltración, dando lugar a algunos daños en las pinturas.

- Esta idea de aprovechar la presencia de capas blandas (arcillo-margosas) entre capas cohesivas (calizas, areniscas, etc.) fue aprovechada desde antiguo, excavando con herramientas ligeras: martillos, cuñas, etc. y entibando la excavación, si era necesario, con madera (fig. 1c). Así se llegó a la construcción de verdaderas obras de conducción hidráulica subterránea: Los “qanats”, persas y asirios, para transportar agua a través de zonas de elevada evaporación, mediante un sistema (después, clásico) de pozos (de acceso y extracción) y galerías cortas, de unos 40-50 m de longitud, emboquilladas desde los pozos (fig. 1d). Era importante la impermeabilidad del fondo de la galería y que, al final, el agua saliera por gravedad. Estas obras datan del año 1000 a.C., al menos. En la Antigüedad ya hubo varios túneles famosos de este tipo (hidráulicos), como el de Siloam, en Jerusalén, para abastecimiento de agua (Siglo VII a.C., JUNCA, 1990).

- En otras ocasiones se llega al túnel artificial, como el de la Villa de Adriano en que, bajo una bóveda construida a cielo abierto, hay una solera con carriles cincelados en piedra. Así podían circular por el túnel carros que permitían distribuir alimentos, enseres, etc., por la Gran Villa, sin que se pudiera ver su paso, de difícil estética (fig. 3).

En todo lo que se trata a continuación no se ha incluido el tema minero, por tener





personalidad propia y necesitar un tratamiento aparte.

2 Breve evolución histórica

La falta de herramientas adecuadas retrasa la construcción de túneles – salvo los casos citados y otros casos puntuales, como el túnel romano para carretera de Pansiloppo, cerca de Nápoles, de 1500 m de longitud y 4 m de ancho (36 A.C.), o como el que construyó Trajano en Montafuerte, entre el 98 y el 117 D.C., las galerías con misiones militares, de los que trataremos más adelante, etc. – hasta el final de la Edad Media y principios de la Edad Moderna, en que la disponibilidad de la pólvora empieza a cambiar el panorama de la construcción de túneles. Así, puede ejecutarse el Canal Real del Languedoc, de 156 m de longitud, hacia 1681, y otros túneles para canales, el principal objetivo de los túneles en los siglos XVII y XVIII, como los canales del Midi en Francia, construido por J. B. Colbert (1619-83), alguno de ellos de 155 m de longitud, con 6,5 m de ancho y 8 m de altura. Es decir, con dimensiones muy importantes.

Entre los “viejos” túneles europeos (de hasta 12.000 años de antigüedad) destacan una serie de ejemplos que van desde Escocia hasta Turquía, como ha resaltado el arqueólogo alemán Dr. Heinrich KUSCH, en su libro – escrito con Ingrid KUSCH, “Tore zur Unterwelt” o “Secretos de la puerta subterránea a un Mundo Antiguo”, (Ec. Harcover, 2009) No se sabe por qué se hicieron estos túneles, bien con misión habitacional, bien como refugio provisional y guerrero, bien con motivos religiosos, bien como tumbas, bien con motivos mixtos. Algunos de estos datan de la Edad de Piedra. El Dr. KUSCH cree que estos túneles megalíticos fueron utilizados como carreteras modernas, permitiendo la transición de personas y conectándose a lugares dis-

tantes de toda Europa, ya que algunos de los túneles están bajo docenas de asentamientos neolíticos en toda Europa (fig. 4 y fig. 5, tomadas de Internet). No todos los túneles se unen, pero, juntos, son como una enorme red subterránea. Según el matrimonio KUSCH, estos túneles “fueron construidos por personas que sabían exactamente lo que estaban haciendo”; “los constructores crearon un método de construcción en zig-zag que permitía a los túneles soportar un peso excesivo”. Hay otros expertos que consideran que esta extensa red de túneles de Europa (España, Hungría, Austria, Alemania, Inglaterra, Turquía, Bosnia...) fue una forma ideada para protegerse de los peligros del mundo exterior.

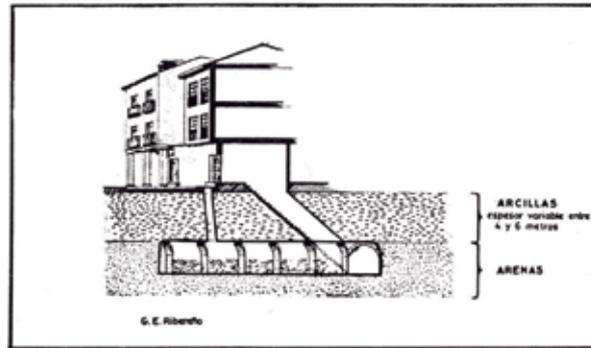
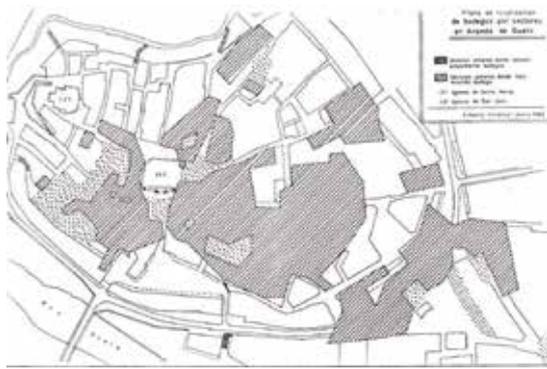
También existe una vasta red de túneles con cámaras bajo la superficie en la zona del Amazonas (en la región de los indios Macuxi), en que se dice que podía viajar-se de 13 a 15 días por ellos.

Se ha hablado de las construcciones subterráneas de los nabateos, pueblo árabe asentado en la actual Jordania, magníficos ingenieros hidráulicos, constructores de canales y de tuberías a presión. A ello ha contribuido la leyenda de Petra – su capital – como ciudad perdida durante unos 7-8 siglos. Pero entre los siglos IV a.C. y el Siglo II d. C. floreció en esa ciudad el comercio, al situarse en la ruta comercial con la India. Después, la Ruta de la Seda la dejó a un lado y pasó a ser conquistada por los romanos y, con posterioridad, fue ocupada por los Cruzados. La imagen de la Puerta del Tesoro o entrada a Petra (en la fig. 6 puede apreciarse como la vio en el siglo XIX el viajero-dibujante Roberts), con la fachada labrada en roca y la entrada a un túnel en “roca viva”, más la existencia de innumerables tumbas subterráneas en el valle principal de Petra (fig. 7) han llevado a considerar que practicaron, abundantemente, el urbanismo subterráneo. Nada más falso.

Detrás de la Puerta del Tesoro (construida para impresionar a los viajeros y comerciantes que llegaban a Petra) sólo hay una cámara de unos 8 m de anchura, 6 m de altura y 4-5 m de fondo, excavada en roca vulcano-areniscosa de gran calidad. En cuanto a los enterramientos, también están en cámaras similares (generalmente más pequeñas), detrás de fachadas de decoración, labradas en roca (fig. 7).

Durante la Alta Edad Media se desarrollan trabajos subterráneos con un destino no totalmente aclarado, como la construcción de los almacenamientos de Aranda de Duero, Burgos. A través de galerías, de desarrollo relativamente similar a un helicoide, se llegaba a una zona en que se ampliaba la excavación y se excavaba una cámara. En ella se podía almacenar viandas y vino y también, posiblemente, armamento, aunque dada la profundidad de las cámaras (10-15 m) no parece que fueran refugios guerreros. El desarrollo de estas cámaras fue relativamente fácil. Excavadas muchas veces en cavernas naturales, de origen kárstico, en que era relativamente fácil “limpiar” de “suelo” o “roca alterada”, la roca que quedaba era suficientemente estable. Y cuando había algún problema, se construían arcos de mampostería para sujetar bloques rocosos. En la fig. 8 y fig. 9 puede verse un plano de las “cuevas de Aranda” y algún esquema de las mismas. Hoy día, esas “cuevas” son propiedad de las Peñas y familias de Aranda; sirven para almacenar vino y, sobre todo, como lugar de reunión social, celebraciones, banquetes, etc. Estas figuras están tomadas del libro “La Bodegas de Aranda de Duero”, facilitado por Daniel García Espinel.

Pero en suelos blandos y semiduros el arranque del terreno con piquetas, azadones y palas, permitió el realizar los “Viajes de Agua” de Madrid para abastecer dicha ciudad, iniciados por los árabes (a lo largo del intervalo del siglo IX-XIII) y con-



tinuado por los cristianos hasta mediados del siglo XIX, en que – con la creación del Canal de Isabel II para abastecer Madrid – se desarrolla el transporte de agua por tuberías. El nombre “Viaje de agua” procede del latín “via aquae” (camino del agua) y el nombre árabe era de qanats (de donde derivan nombre locales como alcantarilla, costanilla, etc.) y de majra (de donde puede provenir el nombre de Madrid, al transformar este nombre en plural “majarit”).

Estos “Viajes” son galerías que van revestidas de ladrillo (cuando hastiales y bóveda están en “arenas de miga” y “arenas tosquizas), con lo que el agua puede llegar a la galería no sólo desde la fuente inicial, sino a lo largo del propio túnel. En solera solía ponerse un encachado, con una terminación de mezcla de cal y arena, para rellenar huecos entre piedras, que permitiera circular el agua sin daños al túnel. La pendiente de las galerías era de 1 % y podrían estar por encima del nivel freático. En los codos, se situaban “arcas” de sedimentación.

En el caso de terrenos tosquizos, los “viajes” a veces solo tenían un revestimiento en la parte baja del hastial, encachado en solera, ya que la arcilla rígida tosquiza se mantenía con el paso del agua. La humedad de la galería contribuía a esta estabilización. Como en los casos antiguos, el túnel se realizaba a través de pozos, con galerías horizontales de perforación relativamente cortos (50-100 m de longitud). El clásico trabajo de SOLESIO (Monografía del Instituto Eduardo Torroja) no solo recopiló la situación de casi todos los “viajes” madrileños, sino que permitió el conocer la distribución y administración de caudales.

La parte más moderna de estos “viajes” (a partir del siglo XVII) ha sido descrita con detalle por Prieto, Gil y Velasco (Fundación Canal de Isabel II). De la época árabe quedan pocos restos, pero de los pos-

teriores hay que destacar el de Amaniel (1610-1621), que llevaba agua desde el Pueblo de Fuencarral hasta casi la Gran Vía, el de las Fuentes de la Castellana (1617-1625), etc. Todos estos, más recientes, tienen revestimiento de ladrillo. En la fig. 10 y fig. 11 puede verse algún esquema de estos “viajes” (desde el que no lleva revestimiento hasta el que si lo lleva).

En España es de destacar el túnel o “mina” de Daroca, obra del francés Q. P. Bedel, de la época de Felipe II. Este túnel construido entre 1551 y 1556 e inaugurado en 1562, tiene 650 m de largo, con unos 6-7 m de anchura y otro tanto de altura. Fue construido como barrera natural, para evitar las inundaciones de la Calle Mayor de Daroca, en época de lluvias fuertes, a fin de drenar las aguas del barranco, en que se situaba dicha calle, hacia el Río Jiloca. Ha sido acondicionado varias veces por la Confederación Hidrográfica del Ebro y puede ser el túnel para usos hidráulicos más antiguo de Europa (considerando las edades Media y Moderna). Actualmente tiene algunos refuerzos (arcos) realizados en hormigón (Wikipedia Commons). Está declarado Obra de Interés Cultural (BOA nº 93, 7/8, 2002).

Otro túnel destacable es el de La Tablada (ferrocarril Villalba-Segovia), con 2.380 m de longitud y construido hacia 1884-88 (descrito por M. Romana, en su intervención para celebrar el 50 aniversario de la S.E.M.R., abril, 2017). Está ejecutado en granito y se excavó con galería central en clave y ensanches

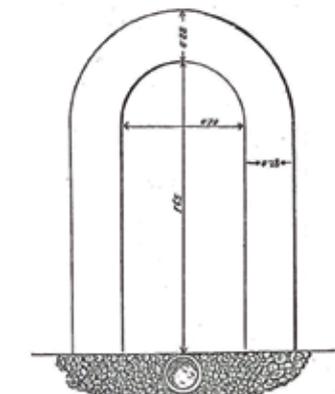
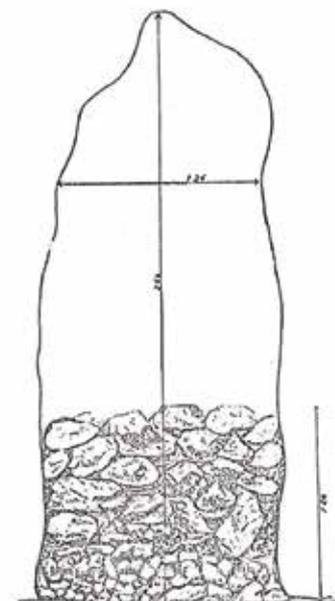


Fig. 4. Túneles neolíticos bajo Europa

Fig. 5. Galerías bajo Austria

Fig. 6. La Puerta del Tesoro en el siglo XIX (tal como la vio ROBERTS)

Fig. 7. Cuevas para instalar tumbas reales en Petra (Foto del autor)

Fig. 8. Plano de bodegas en Aranda de Duero (Burgos)

Fig. 9. Esquema de una bodega de Aranda de Duero (Burgos)

Fig. 10. Mina de un viaje de agua en Madrid con un lecho de grava (SOLESIO, 1965)

Fig. 11. Mina del viaje de agua de la Castellana (SOLESIO, 1965)

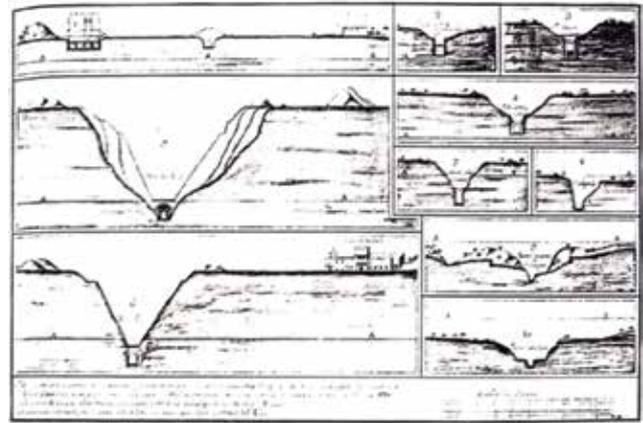
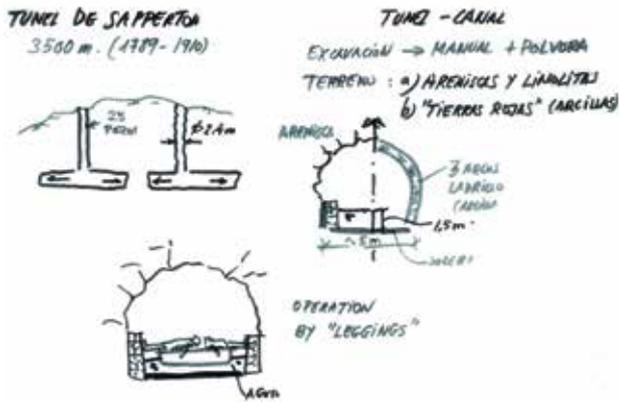


Fig. 12. Fig. 13. Diversas secciones del Canal de Huehuetoca y su río de Cautitlán en México. Año 1774, con indicación de los problemas de estabilidad de taludes. Al final, se resolvieron con taludes escalonados con inclinación media de 40° (GONZÁLEZ TASCÓN, 1992)

laterales, entibado con madera y revestido con mampostería (Método Austriaco de los Alpes).

También cabe destacar los “túneles secretos” de Madrid, que en gran parte son leyenda, como el de unión del Palacio Real (El Alcázar) con el Convento de la Encarnación. Realmente se trata de un paso por encima del suelo que atraviesa dependencias del Alcázar, la Casa del Tesoro, etc.

El Bunker del parque de El Capricho, realmente, es una galería descendente que lleva a una cámara (hoy visitable), que se empleaba como refugio durante la Guerra Civil del siglo XX y en la que se reunían autoridades militares, como en algunos sótanos bajo el Ministerio de Hacienda, en el que hubo una galería que se ejecutó para unir con la Línea 1 del Metro. Bajo el Banco de España hay una cámara (la del Oro) que se hizo en 1932, con 2.500 m² de superficie y a 36 m de profundidad. Más datos pueden verse en la Guía del Ocio del 25/5/2016 (Nacho Medina).

El Túnel de Bonaparte (de la época de José Bonaparte) une el Palacio Real con la Casa de Vargas de la Casa de Campo. En 1891 fue reparado. Ahora no puede accederse a él.

Todos estos túneles o no tienen revestimiento o lo tienen de ladrillo.

En Inglaterra destaca, entre los túneles con paso de agua, el túnel de Sapperton (hacia 1789), que estuvo en servicio hasta 1910. Se trata de un túnel-canal, cuya excavación se hizo combinando el arranque manual con el uso de la pólvora, ya que se perforó en dos tipos de terrenos:

a) “Tierras rojas” arcillosas (excavación manual, con entibación).

b) Areniscas y limolitas no excesivamente cementadas, pero suficientemente estables como para quedar sin revestimiento (fig. 12).

En cualquier caso en, los hastiales se hicieron muros de mampostería, que se prolongaban hasta la bóveda con tres arcos de ladrillo, en el caso del terreno arcilloso. Además, se construyó una solera de mampostería para que así (con la parte baja del hastial) quedara definido un canal, por el que podía circular agua con una lámina de 1,5 m de altura. Este túnel se excavó con el sistema clásico de pozos (veinticinco en total), de 2,4 m de diámetro (fig. 12), lo que limitaba el que las galerías tuviesen una longitud máxima de unos 100 m. Las filtraciones en la zona rocosa mantenían la estabilidad de la roca blanda y aportaban agua al túnel-canal.

La operación de las lanchas que circulaban por el túnel-canal (es decir, al final era un canal para barcazas y carga de personas y viandas, principalmente) es curiosa. Puede decirse que se operaba por “leggings” (fig. 12). Es decir, personas tumbadas en las barcazas apoyaban sus pies en las paredes del túnel y movían, así, el medio de transporte. Este sistema está muy bien descrito por C. S. Forrester, el autor inglés de la serie de novelas del marino Hornblower y “La Reina de África” (“Hornblower y la Atropos”, edición española de 1999. Ed. Edhasa). Actualmente este túnel está en fase de recuperación histórica.

En cuanto a las obras en Iberoamérica, a partir del siglo XVI el panorama ingenieril cambia y se abordan importantes obras hidráulicas (presas, canales, etc.).

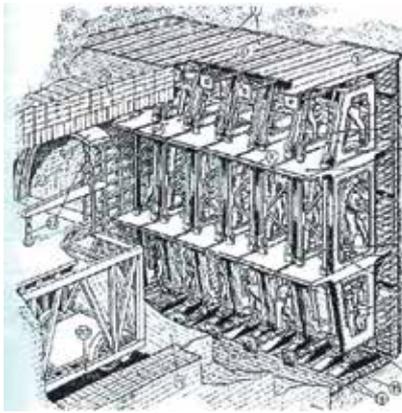
Entre otras, se plantea el gran problema del desagüe y saneamiento del Valle de México, problema aún sin resolver completamente. Ya en el siglo XVI, Cortés y sus sucesores se plantean el problema y chocan con los de estabilidad de taludes de excavación de las trincheras y túneles (o socavones). Después de varios intentos, se llega en el siglo XVIII a la solución del Ingeniero D. Álvaro de González esquematizado en la fig. 13, en la que, a la idea de una inclinación adecuada de los taludes, se une la del proceso constructivo seguido en el canal griego de Corinto (excavación manual, alterando lo mínimo el terreno) y en la realización de túneles en la parte baja de los valles, con escaso recubrimiento de material aluvial (GONZÁLEZ TASCÓN, 1992).

Todo esto va a cambiar en el siglo XIX con dos acontecimientos muy importantes en el mundo tunelero:

- La utilización del escudo de Brunel para perforar un túnel bajo el Río Támesis.
- La patente de la dinamita, por Nobel, hacia 1867.

Los Brunel (Marc y el más famoso Isambard Kingdom) trabajaron en la construcción de un túnel (excavado principalmente en la Arcilla de Londres) bajo el Támesis. Hoy hay un Museo que conmemora esta hazaña y en el que se considera que esta obra de ingeniería inaugura la modernidad de Gran Bretaña. Precisamente había habido otros intentos fallidos (el de Traithick, abandonado en 1808).

Marc Brunel se inspira en la acción excavadora del molusco marino *Teredo Navilis* (el que puede “comerse” el hormigón de pilotes portuarios en la zona de carrera



de marea o madera de barcos). Este “bichito” excreta fuera de su cuerpo, lo que “traga”, con lo que deja un “refuerzo” (de madera en esa época) en el hueco que va creando, con lo que éste se hace estable. A partir de esta idea, Marc Brunel inventa el escudo tunelero, de sección rectangular (lo que, hoy, parece poco lógico), con un marco dividido en treinta y seis celdas, en cada una de las cuales trabajaba un operario con pico y pala (fig. 14 y fig. 15). Los operarios quedan, así, protegidos por la parte superior del escudo. Cuando se ha excavado una cierta longitud, el escudo puede avanzar gracias a la acción de gatos hidráulicos y empezar una nueva fase de excavación. El frente está abierto, pero queda “algo sujeto” con el propio escudo y sus diferentes refuerzos verticales y horizontales.

Este sistema era bueno para proteger a los operarios pero permitía colapsos frecuentes (seguramente, por la forma de la sección de avance), con lo que el túnel no pudo acabarse.

Cuando su hijo Isambard Brunel llega a Ingeniero Jefe, las aguas del Támesis (contaminadas, con contenidos fétidos producidos por gases de metano de los vertidos, hasta el punto de tener riesgo de inflamación) habían ya creado problemas de salud en los operarios y lo hicieron en él mismo. Continúa los trabajos con el escudo rectangular proyectado por su padre Marc. Dentro de él se construían dos túneles, con un hastial intermedio común y sección en herradura, lo que hacía más estable los túneles (fig. 15). La idea era que todo el túnel se desarrollaría en un estrato de arcilla azul (la “London Clay” típica) y que no había problemas

de agua (1824). Lo primero que se hizo fue hincar un pozo indio, con sistema de bombeo, para llegar a la capa en cuestión. Después de hincar este pozo – de \varnothing 16 m – hasta unos 20 m de profundidad, se inició la construcción de otro pozo de menor diámetro (unos 8 m), que acabo hundiéndose por una rotura de fondo en arenas con agua. Solucionado este tema se inició la instalación del escudo Brunel y la excavación del túnel, a unos 20 m de profundidad. Poco después, el recubrimiento de arcilla resultó ser pequeño y se produjo una entrada de agua importante (Enero 1826).

Superado este incidente, se continuó la excavación. En enero de 1828, muy avanzado el túnel, en el cual el Río entró de nuevo a través de la solera, inundando el túnel en minutos y con seis víctimas (fig. 16). Los huecos en el lecho del río se rellenaron con sacos de arcilla. La obra quedó entonces suspendida 7 años, reanudándose en 1838, terminándose sin especiales dificultades. Una vez resueltos todos los problemas, Brunel organizó un banquete dentro del túnel (fig. 17) amenizado por la Banda de los Guardias de Coldstream. Durante las 15 semanas posteriores a la inauguración del túnel, un millón de personas (la mitad de la población de Londres) tuvo el privilegio de atravesar el Támesis sin utilizar puentes. El túnel pasó a ser ferroviario en 1869 (fig. 18).

Desde este escudo de Brunel pasaron muchos años para que el tema evolucionara. En 1952, Robbins diseña la TBM moderna, para un túnel en la Presa de Oahe, en Dakota del Sur. Previamente, ya se había introducido la ventilación (1927) en el túnel de Holland.

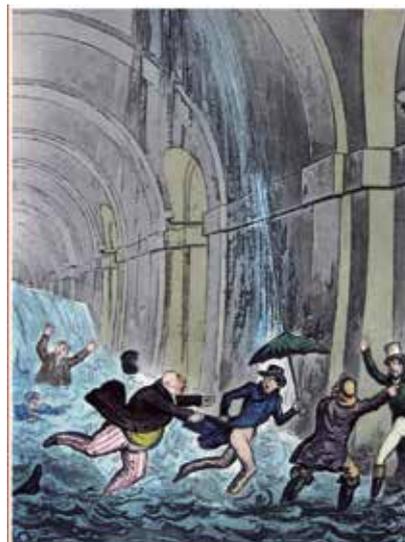
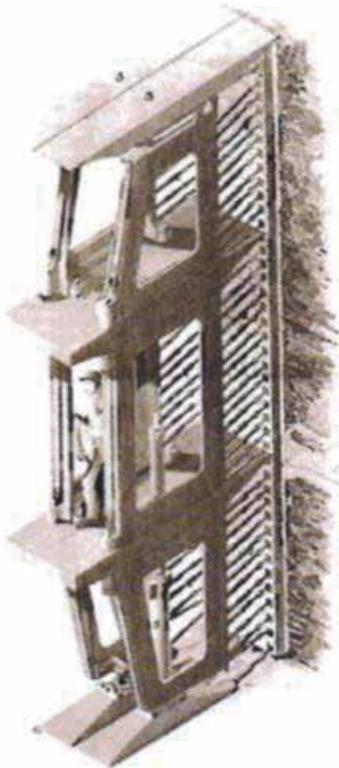


Fig. 14. El Escudo de Brunel

Fig. 15. Sección rectangular excavada y luego transformada en dos vías separadas

Fig. 16. Inundación del túnel bajo el Támesis



Fig. 17. Banquete en el interior del túnel bajo el Támesis

Fig. 18. Túnel bajo el Támesis. Permite cruzar el famoso río de la capital inglesa. Tiene 396 metros y une los barrios de Rogherhithe y Limehouse

En cuanto a la dinamita, nos referiremos a ella en el siguiente capítulo.

3 Herramientas

Como hemos señalado en algún trabajo anterior, el progreso de la actividad ingenieril relacionada con el terreno depende de:

- Útiles disponibles para excavar el terreno.
- Grúas o medios de elevación y remoción del material excavado.
- Sistemas de transporte para eliminar ese material excavado y llevándolo a terraplenes, vertederos o silos similares.

En el caso de los túneles, los dos últimos condicionantes se fueron resolviendo rápidamente: Pequeñas palas, de uso manual, permitían remover el material y verterlo a carros (después vagonetas), movidos con tracción humana y/o animal, como pueden ser mulos ciegos (lo que, en el Metro de Madrid llegó a ser utilizado hasta 1970, aproximadamente). Era, al principio, más difícil de disponer de herramientas para el arranque.

Sin entrar en detalle de la nomenclatura de los útiles de cantería o minería y sólo utilizando sus nombres genéricos, se puede indicar que los útiles usados para abrir galerías aparecen enumerados, en orden histórico en el Cuadro 1.

Van desde las mazas o martillos normales, para golpear y deshacer rocas blandas, hasta las piquetas y palas, para remover materiales blandos en la antigüedad. Estos útiles eran, primero, de bronce y, después, de hierro, manteniéndose durante muchos años el uso de estas

herramientas y la experiencia de la cantería, introduciendo los útiles de corte en discontinuidades o “vetas” de roca. Estas operaciones eran ayudadas con el uso del fuego para calentar la roca y su apagado rápido con agua fría, lo que inducía el resquebrajamiento de la roca, para su posterior desmenuzamiento con las mazas. A veces también se podía cortar con el enfriamiento del agua en esas discontinuidades (helada en climas fríos), lo que ayudaba a abrir las litoclasas, al aumentar el volumen el fluido aportado.

1º)	Martillo + piqueta + buril + agua
	Fuego y agua
	Experiencia de canteros
2º)	Pico y pala □ suelo
	Taladros manuales
	Pólvora
3º)	Barreno corto
	Taladradoras vapor
	Dinamita, barrenos largos
4º)	Otros explosivos. Goma 2
	Martillos y picas neumáticas
	Maquinaria retroexcavadora + pala ...
	Picas y movimientos circulares

Cuadro 1. Las herramientas de excavación (orden histórico)

Como resulta lógico, tanto el fuego como la helada eran sistemas lentos, pero también la “mano de obra” era muy poco costosa.

Las taladradoras manuales ayudaban pero no fueron realmente útiles hasta que se pudo utilizar la pólvora, para acentuar su efecto, como ya hemos comentado en el apartado anterior. De ahí se pasó a las taladradoras de vapor y de aire com-

primido (que ya pueden perforar metros), las cuales, en el siglo XIX, llegan a tiempo para pasar de la pólvora a la dinamita (patentada en 1867, como ya hemos dicho). Así pueden perforarse barrenos largos y bien distribuidos por la superficie de avance. Esa dinamita ha ido evolucionando a los explosivos plásticos, etc. En la fig. 19 puede verse el “jumbo” utilizado en el túnel de La Argentera hace unos 70 años.

Por otro lado el vapor – y la electricidad – hace que la potencia de las máquinas aumente y puedan utilizarse en martillos y picas neumáticos (de poca potencia, pero manejables para suelos, que todavía se usan en el Método Tradicional de Madrid) y en maquinaria pesada de arranque: Retroexcavadoras, palas, “pica-picas”, etc., ya en el siglo XX. De ahí al arranque por medios mecánicos o picas con penetración y movimiento circular sólo hubo un paso. De hecho ya aparecen en la patente de Robbins de TBM de 1952.

Los elementos de extracción también van evolucionando, esquematizándose su tipo en el Cuadro 2:

1º)	Carro arrastrado por personas y/o animales (con o sin vías)
2º)	Cinta transportadora
	Vagonetas autopropulsadas
3º)	Vehículos auxiliares

Cuadro 2. Elementos de extracción (orden histórico)

- Primero el capacho o cubo con residuos y transporte humano.

- El carro o vagoneta, arrastrado por animales o empujado por el hombre.



Fig. 19. Perforaciones con "jumbo" en el Túnel de La Argentina

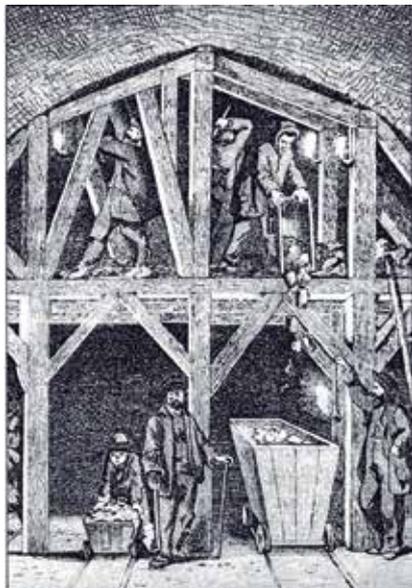


Fig. 20. Método Austriaco empleado en los túneles de los Alpes. Sostenimiento de madera



Fig. 21. Sostenimiento de ladrillo

1º)	Madera
2º)	Ladrillo
	Madera+Acero
3º)	Malla metálica + cuadros madera
4º)	Mampuestos fábrica
5º)	Hormigón
6º)	Bulonado y paraguas metálicos
7º)	Hormigón proyectado
8º)	Inyecciones de lechada cemento, resinas, etc.
9º)	Chapa bernold y otros medios auxiliares

Cuadro 3. Elementos sostenimiento-revestimiento (orden histórico)

- La cinta transportadora – actualmente incorporada a prácticamente todas la tuneladoras – ya se usaba en la construcción del Metro de Madrid, hacia 1916.

- Las vagonetas autopropulsadas, que pueden arrastrar containers con terreno, trasladar elementos prefabricados del revestimiento (dovelas), personal, etc.

- Vehículos auxiliares, como grandes "dumpers", "lagartos", etc.

Toda esta evolución, lenta a lo largo del tiempo y que se ha acelerado en los últimos 150 años (y especialmente en los últimos 60 años) va unida a los elementos utilizados para sostener y/o revestir el túnel, que pueden verse – en un orden aproximadamente histórico – en el Cuadro 3:

- La madera, como elemento más sencillo y más similar a la primera época de la minería: Hastiales algo inclinados, apuntalamiento horizontal en bóveda (fig. 20).

- El ladrillo, colocando roscas de 2-3 elementos e intentando rellenar el hueco entre estos elementos y el terreno. Siempre quedaban huecos (fig. 21). Esta solución se ha utilizado hasta hace poco, aunque era muy lenta, existiendo túneles del Metro de Madrid (de la primera mitad del siglo XX) con revestimiento de este tipo. Incluso hay, así, Estaciones como la de Sol de la Línea 2, que tuvimos que semi-descargar y reforzar al hacer la remodelación subterránea de la Puerta del Sol (hacia 1985).

- Los cuadros de madera y mallas metálicas (estilo minero) para sujetar el terreno, en general, y evitar desprendimientos de tipo "chineo".

- Madera y acero, con arcos o cerchas metálicas, (rectas y, después, curvas), para conseguir secciones resistentes

perpendiculares al túnel, recibiendo las presiones a través de la madera que unía los arcos, estando esa madera (o mallas metálicas) en contacto con el terreno.

- Bloques de mampostería. Es el caso de los túneles alpinos del siglo XIX, sostenidos con madera (fig. 20 y fig. 22). Estos túneles se construyeron con el llamado Método Austriaco (no el Nuevo), a sección partida, iniciando la excavación con dos galerías de avance (bóveda y solera), con sostenimiento de rollizos y tablonos de madera. Dado que no disponían de hormigón todavía, era necesario excavar (por fases) toda la sección y entibarla, a fin de empezar, desde la parte baja de hastiales, a colocar el revestimiento, constituido por mampostería de bloques elaborados en cantera, hasta llegar a la clave (como en el clásico arco de puente). El procedimiento era lento, pero bastante seguro. Para el arranque se podía usar pólvora o dinamita, en cantidades limitadas, ya que las secciones de avance eran pequeñas (2-5 m²).

- Cuando ya se puede utilizar el hormigón con cementos hidráulicos, hacia el último tercio del siglo XX, el panorama cambia. El Método Austriaco evoluciona y ya no hace falta excavar toda la sección sino que, una vez (con sostenimiento de madera) excavada y sostenida la mitad superior o de bóveda, se puede introducir un encofrado, rellenar de hormigón y tener un revestimiento resistente al cabo de un día o poco más. Nace así la variante al Método Austriaco que acaba llamándose "del belga" o "belga", ya que lo aplican, en Madrid y otros lugares, personas que habían trabajado en Austria. Realmente, en Madrid debería llamarse el "método del belga", por el origen de la persona que lo introdujo, conservando, al principio, las dos galerías, la superior de avance y la inferior comunicada con la superior por pozos, de evacuación del escombros. Este Método, con el tiempo, evoluciona

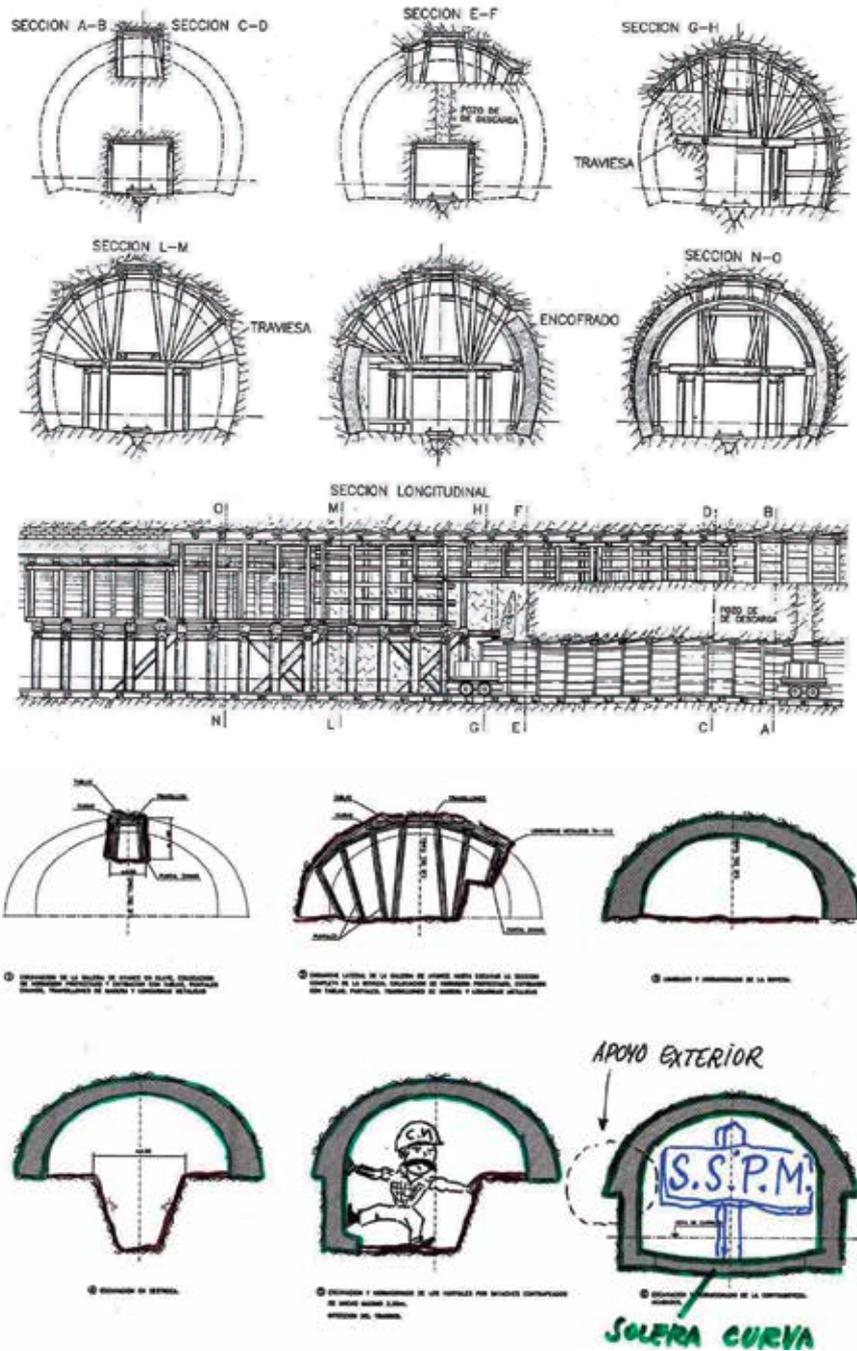


Fig. 22. Revestimiento de mampostería en el Método Austriaco

Fig. 23. El método Tradicional de Madrid

a su vez: Se elimina la galería inferior (fig. 23), se hacen los bataches introduciéndose lateralmente desde una destroza central (con las bóvedas de hormigón parcialmente apoyadas en el terreno), se cambian los elementos de madera que se apoyan en los rollizos o pies derechos verticales para sustituirlos por vigas metálicas en V (ya que esos dos elementos, que van a trabajar a flexión, son útiles en el conjunto del sostenimiento)... Todos estos cambios (fig. 23) quedan completados hacia 1960-70 en el Método Tradicional de Madrid, aplicándose también este sistema en la excavación de túneles de Barcelona (y que, más recientemente, ha llegado a Sevilla, Málaga, etc.).

- Empiquetado o bulonado, unido a la posibilidad de realizar taladros relativamente largos, en que se introduce una piqueta metálica o perno para reforzar el terreno (bóveda antes de excavar) sujetar bloques de roca algo inestables (que quedan atravesados por el perno). En principio el diámetro de perforación era ligerísimamente mayor que el del perno, para que quedara algo sujeto. De ahí viene el "empiquetado" que se utiliza en el avance de túneles en materiales como las pizarras y esquistos, para limitar el efecto de las voladuras y evitar sobreexcavaciones. Con el tiempo, se pasó a colocar placa en el extremo del perno y a aplicar tensión en el anclaje y, por otro lado, a inyectar el interior de la perforación (lo que implica que el diámetro de perforación debe ser del orden de vez y media el del perno) o a utilizar cartuchos de resina bicomponente en el extremo de la perforación. Y por supuesto el más moderno sistema de anclaje mecánico, tipo Swellex, tan utilizado en obras reales, (aunque muchas veces no sea el más adecuado para el tipo de terreno), dada su rapidez de instalación. Por supuesto, el bulón autoperforante, con cabeza de rotación perdida e inyectable por su extremo o por válvulas intermedias, es el último paso (hasta el momento), desde hace unos 10-15 años. A veces el bulón queda sustituido por micropilotes (o sea, elementos metálicos, de mayor rigidez, con posibilidad de inyección tipo IU, IR e IRS (fig. 24 y fig. 25)

- El hormigón proyectado o "gunita" con sus variedades de vía seca y vía húmeda, base del desarrollo de los sostenimientos de colocación rápida y del Nuevo Método Austriaco (NATM) desde los años 40 del siglo XX, según las ideas de Rabcewick, con proyección de espesores de unos pocos centímetros (3-4, para protección de una roca competente) hasta de "corazas de gran espesor" (30-40 cm, en que

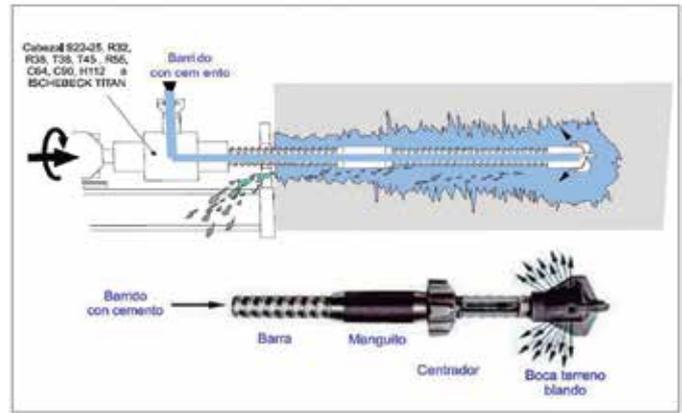
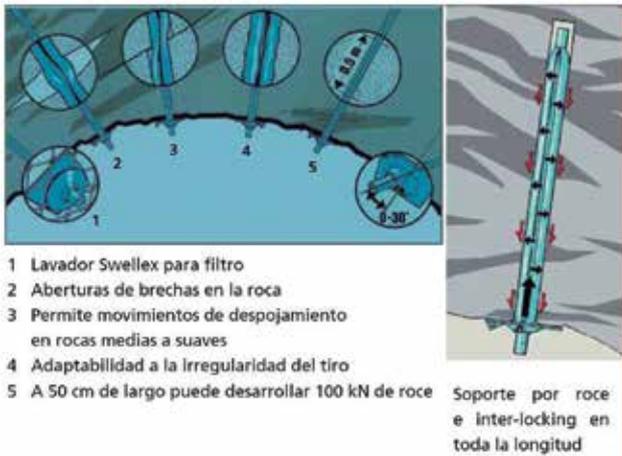


Fig. 24. Bulón Swellex (Gentileza deAtlas Copco)
 Fig. 25. Bulón autopercorante (Gentileza Ischebeck-Titan)

ya pasa a ser alternativa del hormigón con encofrado). Se ha desarrollado enormemente, gracias a la versatilidad de su puesta en obra. Al principio era necesario colocar un mallazo (o dos) sujeto a la superficie de la roca con pequeños pernos, a fin de que el elemento proyectado se “quedara” y cumpliera su función. Hoy incorpora fibras metálicas y fibras sintéticas, bien para resistir “ciertas” flexiones, bien para protegerlas del fuego (retrasar su acción). Existe una amplia discusión sobre el uso de estas fibras, pero debe tenerse en cuenta la proporción con que se aportan y, sobre todo, que la deformabilidad de las sintéticas es varias veces superior que la de las metálicas, por lo que su “entrada en carga” es mucho más lenta, en general. En la (fig. 26) puede verse un momento del “gunitado” de un avance, efectuado con robot, para mantener al operario lejos del terreno descubierto. Con este sistema – el NATM – se han realizado en España importantes túneles, como los de El Negrón, El Padrún, los de Niévares y Brañanueva, el tercer túnel carretero de Guadarrama, los de la L.A.V. Madrid-Barcelona, los de la Y vasca (en construcción), algunos de la L.A.V. Zamora-Orense (el de Prado, etc.) y otros muchos a lo largo del subsuelo español.



- Inyecciones por tobera, de lechada de cemento (con 3-4 % de bentonita), del tipo agua-reactivas, de bicomponentes orgánicos, etc. Estos son elementos auxiliares para realizar “prebóvedas” antes de excavar, tratar juntas con problemas de impermeabilización (agua-reactivas), mejorar terrenos inestables, etc. Estos elementos constituyen un auxilio a todo el sistema de excavación y sostenimiento, tanto en túneles excavados con métodos convencionales (MTM, NATM, etc.) como con tuneladoras. En la fig. 27 se muestran algunos tipos de tratamientos del terreno

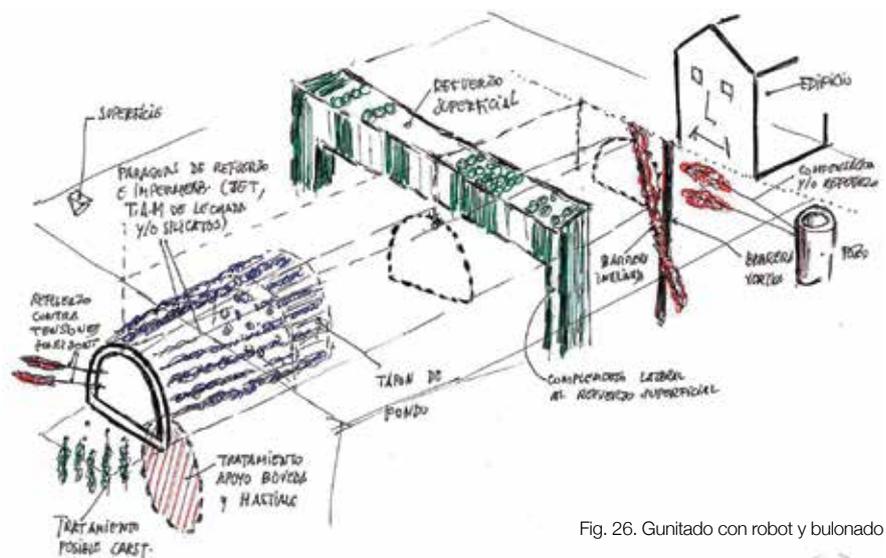


Fig. 26. Gunitado con robot y bulonado
 Fig. 27. Algunos tipos de tratamientos de terreno y de protección de edificios

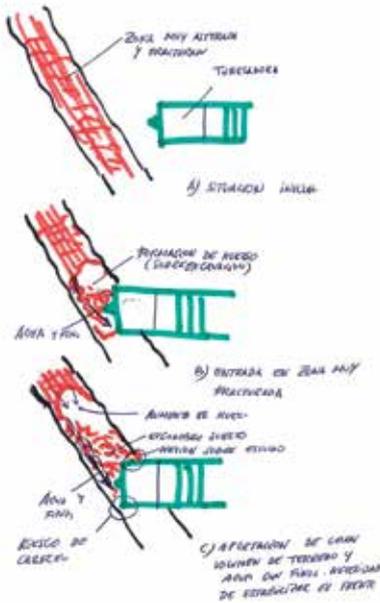


Fig. 28. Inestabilidad en zona de pizarras laminadas

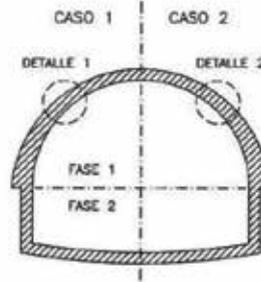


Fig. 29. NATM y Método Bernold

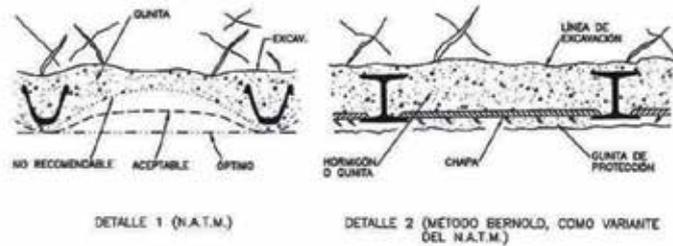


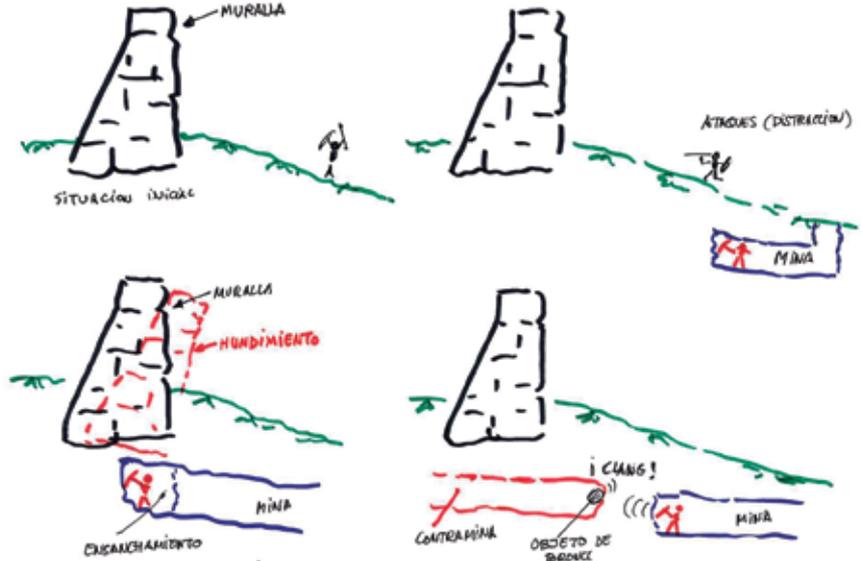
Fig. 30. Derrumbe de murallas con minados y contramina

con inyecciones de lechada y mortero, a fin de mejorar la estabilidad del terreno, reducir su deformabilidad, impedir su arrastre, etc. En este último caso, al atravesar terrenos muy tectonizados (como las pizarras laminadas, con ampelitas, del túnel de Bolaños), se creaban cavernas por sobreexcavación (con posible arrastre de finos por agua) delante de una tuneladora. Ese problema (como en otros casos en arenas en Madrid o en unas areniscas poco cementadas, cretácicas, en los túneles de Guadarrama) se ha ido resolviendo inyectando con lanzas (a una presión del orden de 50-70 bares) el frente y la bóveda del hueco formado por sobreexcavación, aportando una resina orgánica bicomponente (fig. 28), la cual da "cohesión" al material cosido.

- Otros medios auxiliares, como la chapa Lagin y la tipo Bernold, a colocar entre cerchas metálicas para reforzar el sostenimiento, servir de encofrado para un sostenimiento de hormigón (Método Bernold) o para zonas con huecos que se van a rellenar en el trasdós del túnel, etc. (fig. 29).

4 Los túneles "guerreros"

La utilización de túneles, galerías o minas, de tamaño limitado (2x1,5-2,2 m) en misiones relacionadas con la guerra fue, durante los últimos veinte siglos, casi una constante.



Los recintos amurallados se apoyaban, generalmente de forma continua, a poca distancia de la superficie, a través de mampuestos de fábrica, con una anchura bastante similar a la del muro que cimentaban, como ha sucedido –durante siglos– con los muros de carga que conformaban las edificaciones. Esta escasa penetración del cimientó (la suficiente para tener el muro estable bajo cargas verticales), hacia sensible a estos muros de carga frente acciones horizontales y asimétricas (léase excavaciones próximas).

Por ello la idea era construir una galería, desde el exterior del recinto amurallado (o

sea, del lado de los sitiadores), de forma que se creara un "hueco" hacia el borde del recinto, creando una zona "blanda", débil y sensible al vuelco de la estructura, al estar solo semiapoyada (fig. 30). Ello podía originar el hundimiento de la misma, para lo que al llegar la galería a esa zona se bifurcaba en otras dos perpendiculares, para afectar al muro en una zona suficientemente extensa que provocara la ruina de la defensa.

Contra este ataque subterráneo, desde el interior del recinto cercado, podía realizarse alguna otra galería – o contramina – de defensa. Esta galería, estrecha y no

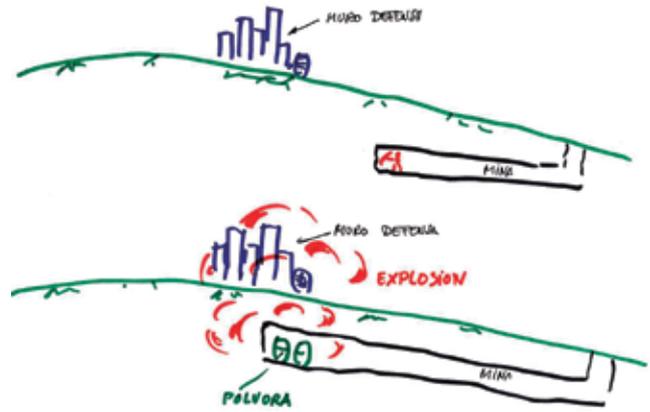
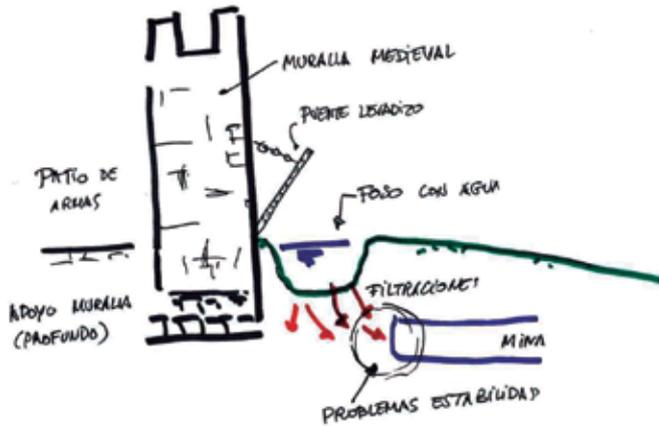


Fig. 31. Disminución del riesgo de minado por existencia de foso y apoyo profundo de muralla medievales

Fig. 32. Eliminación de defensas con minados y voladura

ampliada, se situaba bajo el muro o un poco más allá, disponiendo en su frente algún dispositivo sensible a las vibraciones que podía originar la excavación de la mina de ataque. Este elemento podía ser un escudo de bronce colgado de la bóveda de la contra mina. Así podía situarse la mina de ataque, la cual podía ser atacada, cuando no se esperaban, o inundar de agua, a través de la contra mina (fig. 30).

Más adelante, surgió el foso lleno de agua que rodeaba el castillo, con doble misión:

a) Dificultar el acceso de los atacantes a las paredes de la defensa.

b) Obligar a que las minas de ataque fueran más profundas y que tuvieran, encima, un terreno blando y con agua, lo que no iba muy bien con la perforación de las minas de ataque (fig. 31). Ello obligó a profundizar la cimentación de las defensas, ya que tenían que apoyarse por debajo del foso, lo que las hacía más estables y menos sensibles al vuelco (fig. 31)

La ayuda de taladradoras manuales en zonas duras permitió, en su momento, utilizar la pólvora en la Alta Edad Media. En España, concretamente, los almohades utilizaron por primera vez la pólvora en la defensa de la ciudad de Niebla ("La Roja", en Huelva), contra Alfonso X, El Sabio, el Rey castellano que reconquistó prácticamente toda la zona de Huelva, Cádiz y parte de Málaga. Poco a poco se extiende el uso de la pólvora en las "guerras" y pasa a ser utilizada en la construcción de alguna galería, con intenciones militares. Así, la galería podía llegar a la zona de cimentación de las defensas del enemigo y, juntando



Fig. 33. Túneles de Cu Chi. Se localizan en Vietnam, cerca de la actual Ho-Chi-Minh, (Tomada de Internet)

barriles de pólvora en el extremo de la galería, se pretendía hundir los cimientos de esas defensas. Existen algunos ejemplos en Italia durante El Renacimiento (fig. 32).

En algún caso especial, la galería subterránea se hizo después de tomar la instalación amurallada. Así sucedió en 1522 en el Castillo de Amair. Las tropas de Carlos I, después de rendir la fortaleza con artillería, demolieron la misma, perforando más galerías por debajo, colocando barriles de pólvora en su fondo y haciendo volar la fortaleza. Hoy un obelisco recuerda la existencia del Castillo, en el Baztán.

Esta idea o "solución explosiva" se ha ido utilizando, con mayor o menor intensidad hasta prácticamente nuestros días, en labores de cercos militares. En la Indochina Francesa, en Vietnam, se usó esta técnica para "volar recintos defensivos" (ya con dinamita) y, después, el Vietcong usó la técnica de los túneles para infiltrarse tras las líneas norteamericanas, primero y tras las líneas chinas, en la posterior guerra Vietnam-China. La han descrito diversas novelas con esta historia de enfrentamientos personales dentro de esas galerías, con soldados ("ratas") arrastrándose por las galerías, con armamento muy ligero. Los más famosos son los túneles de



Fig. 34. Túneles de Gaza

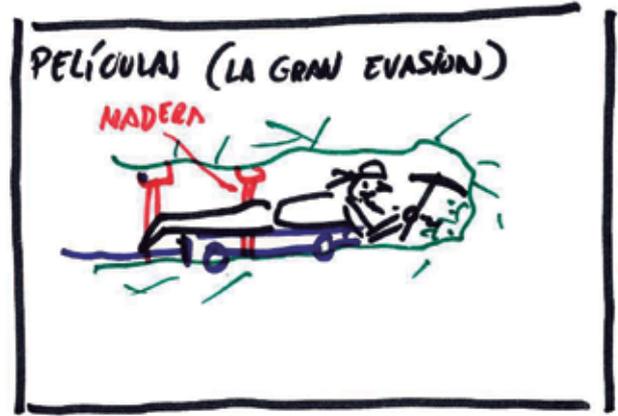


Fig. 35. Construcción de túnel para evadirse de un campo de prisioneros

Cu Chi (fig. 33) de 200 Km de longitud, con niveles subterráneos a 6, 10 y 15 m de profundidad, situados a unos 40 Km de la actual Ho-Chi-Minh, (antes Saigón). Hoy son una atracción turística (fig. 33). Con posterioridad esta técnica fue utilizada por el ejército soviético en Afganistán, en los antiguos túneles empleados para transportar agua (denominados “kariz” y usados por los muyahidines) y por las “comadreja” israelitas, reconociendo (como se ve en la fig. 34) los túneles que los palestinos excavan en Gaza.

Por supuesto, el uso militar del mundo subterráneo se ha ido ampliando en el sentido de realizar algún “túnel secreto” de acceso a refugios para personal dirigente de naciones (refugios hasta antia-tómicos) o para almacenar, en cavernas, elementos de alto costo (aviones, por ejemplo), que se conservan fuera del alcance de posibles bombardeos o atentados terroristas. En España hay experiencias – alguna inconclusa, a falta de la caverna – en este sentido. Por cierto, en una ocasión en que el autor de estas líneas tuvo que visitar un túnel “secreto”, acabó preguntando “tímidamente” por la zona y le contaron: “¡Ah, dice usted el túnel secreto ese!”

La Guerra Civil española (1936-39) generó la construcción de galerías en Madrid para refugio contra posibles bombardeos. Estas galerías, excavadas en “arena tosca” y “tosco”, solían tener del orden de 2x1,5 m y conducían a cámaras de 5x6 m (en general) que servían de verdadero refugio antiaéreo, almacenamiento de munición, etc. En general, estas galerías están por debajo de cerros en que se instalaban baterías antiaéreas. Hemos encontrado estas galerías bajo el Cerro de San Blas (donde está el CEDEX y el Instituto Isabel La Católica), en la zona de

Tetuán, etc. Hoy día, algún edificio nuevo con sótanos, ha construido sus zapatas, inmediatamente encima de alguna de estas galerías.

A estos “túneles guerreros” podemos añadir los utilizados para “fugas” de campos de concentración, como el de la película “La Gran Evasión” (fig. 35), reflejo de un caso de túnel real, con poco recubrimiento (con problemas de estabilidad) y nombre de personaje de Walt Disney y el que, recientemente (2015), ha salido en la prensa por haber sido utilizado por un preso influyente para evadirse de la cárcel de El Altiplano (Méjico). Este último caso resulta interesante por el tamaño de la sección del túnel (1,7 m de ancho) y su longitud (1500 m), al haber permitido la fuga con motocicleta. No sabemos cómo se construyó, dónde se vertieron los escombros (había carriles en el túnel para su extracción), etc. Probablemente era una galería existente a la que se conectó con otra corta (pozo de 10 m de profundidad) desde el desagüe de la ducha de la celda del preso. La primera noticia fue que el túnel final el preso lo recorrió en moto (fig. 36), aunque probablemente no sea verdad.

5 Métodos auxiliares de excavación

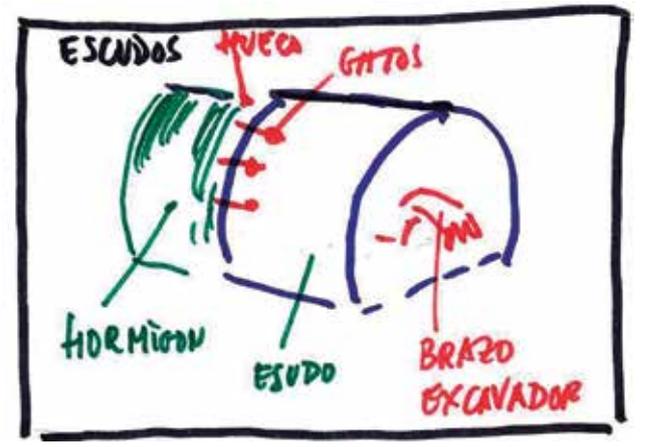
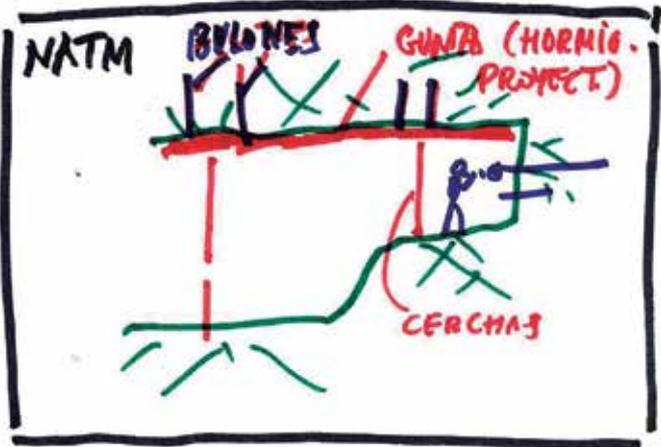
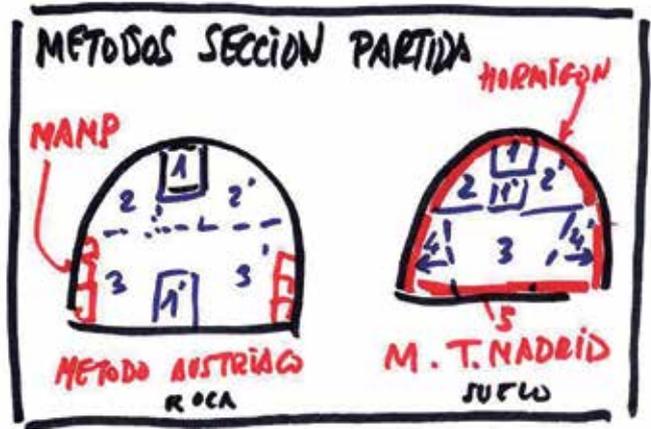
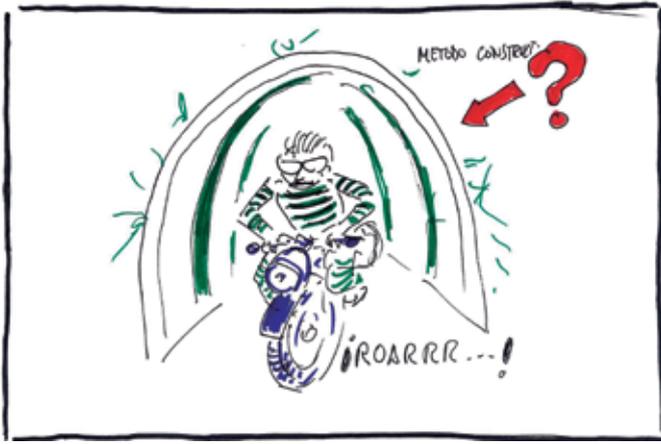
Los medios para excavar túneles sí que han sufrido una importantísima evolución en los últimos 150 años.

En el Cuadro 4 se resumen los más importantes, en orden histórico de aparición:

- Sistemas sencillos como el pico, pala, martillo neumático, etc., más cinta de

transporte y/o carretilla, utilizados en los sistemas de sección partida (fig. 37) que pueden llegar a necesitar retroexcavadora, pala, etc., como en el NATM (fig. 38).

- Los escudos en suelos a sección parcial, como el de Brunel ya citado, cuya misión es doble: Intentar estabilizar el frente de ataque, al partirlo en secciones pequeñas (pero que acaba abriéndose a sección total), y proteger a los operarios de las inestabilidades por encima de su cabeza. Estos escudos fueron evolucionando hacia la sección en herradura, bien excavada en dos fases (avance en bóveda y destroza inferior), bien a sección plena. El escudo, así, tiene un espacio libre amplio y puede utilizar un brazo excavador (fig. 39) o retroexcavador, que opera dentro del escudo. Este se apoya en el revestimiento (hormigón “in situ”) mediante gatos hidráulicos, que permiten hacer avanzar el escudo metálico de protección, poco a poco. En la fig. 40 puede verse un escudo de este tipo, en que la protección metálica está dividida en “lanzas”, en cada una de las cuales actúa uno o dos gatos hidráulicos, resultando, así, más fácil el avance de la protección, que puede adaptarse al de la excavación. Estos escudos, usados en España en algunas obras de Metro, en la Línea de cercanías C-5, etc., han dado un resultado variable: Tienden a cabecear en su parte frontal, dejan huecos en el trasdós del revestimiento, tienen el frente abierto,... Ello ha dado lugar a que, en obras que el autor de estas páginas ha intervenido, se hayan abandonado escudos de este tipo cuando han surgido problemas de empujes excesivos, inestabilidad de frente, desvíos, etc., como en la C-5 de Madrid (Avenida Carpetana) y ferrocarril a Alcobendas, continuando el túnel con el Método Tradicional de Madrid.



1º)	Métodos manuales: pico, pala, martillo neumático, retro y pala cargadora	
2º)	Escudos en suelos □ protección + frente abierto (sección parcial)	
3º)	Escudos en suelos □ protección + frente abierto (sección completa)	
4º)	Escudos circulares	
	4.1) suelos	
	• Hidroescudos	Revest. Prefabricado
	• EPB	
	• Mixtos	
	4.2) rocas	
	• Rozadoras	
	• Escudos cerrados pero posterior zona abierta	
	• Escudos cerrados con revest. Prefabricado	
	• Dobles escudos	

Cuadro 4. Otros elementos auxiliares de excavación (orden histórico)



Fig. 36. ¿Fuga de presidiario?

Fig. 37

Fig. 38

Fig. 39

Fig. 40. Foto de un Escudo de lanzas



Fig. 45. Montaje de una tuneladora de doble escudo en los Túneles ferroviarios de Guadarrama

“tuneladoras” son de sección circular y frente cerrado, lo que las hace más útiles. Con tuneladoras de este tipo se han perforado multitud de túneles en España, como los de Guadarrama, Pajares, Abdalajis, Bolaños y unos 250 Km de túneles para el Metro de Madrid, Valencia, Barcelona, Sevilla, etc. En el caso de los hidroescudos, la cámara frontal se llena de un fluido bentonítico para presionar al frente de excavación. La bentonita se recupera, separándola, por decantación, del escombros extraído. Estos hidroescudos son más apropiados para terrenos granulares.

En el caso de excavación en roca pueden distinguirse, esquemáticamente:

- Las rozadoras móviles, con cabeza dotada de picas y cortadores, cuya movilidad permite excavar la sección deseada, muy utilizadas en el caso de suelos muy duros y rocas blandas.

- Los escudos cerrados, con cabeza frontal de sección circular, con picas y cortadores, que consiguen la reacción mediante “grippers” o zapatas radiales que lleva el escudo y que permiten –por presión– anclar el escudo a la roca (fig. 41) mientras se realiza la excavación. Estas TBM (Tunnel Boring Machine) van abiertas a continuación del escudo, en una zona en que ya se pueden instalar bulones (y, a veces, gunitar las paredes del túnel excavado), viniendo –seguidamente– la cola del escudo con los motores hidráulicos o eléctricos, instalaciones auxiliares, etc.

- Escudos cerrados con revestimiento prefabricado, cuya colocación permite conseguir la reacción adecuada para la excavación, dejando, además, el sostenimiento del túnel instalado. En España (Variante de Camarillas, Gijón, etc.) se han utilizado tuneladoras de este tipo para excavar túneles en roca de resistencia media (calizas y margas).

- Escudos mixtos, que incorporan un doble escudo para poder avanzar con el sistema de “rippers” en roca dura (granito, gneis, etc.) y con el sistema de gatos hidráulicos y anillos de dovelas prefabricados en margas, arcillas, arenisca descompuesta, etc. Puede, así, excavar en un túnel con fuerte variación en las propiedades mecánicas del terreno. Su uso fue un total éxito en las cuatro tuneladoras utilizadas para excavar los dos túneles ferroviarios de Guadarrama, de 27 Km de longitud cada uno (fig. 45).

6 Túneles a cielo abierto

Estos tipos de túneles suele denominarse como “falsos túneles”, ya que, primero, se hace la excavación, después se construye la estructura del “túnel” (con un encofrado y hormigonado “in situ”, con mampuestos o con elementos prefabricados), para –a continuación– enterrar esa estructura (fig. 46). Esta sería la solución que suele denominarse “cut and cover”.

Esta solución es muy antigua y ya hemos comentado la existencia del túnel de transporte de víveres y enseres en la Villa de Adriano. Y fue muy utilizada desde la Antigüedad para la construcción de servicios de evacuación de aguas negras (cloacas romanas), abastecimiento de agua próximo a estructuras especiales o viviendas.

Su desarrollo fue muy importante al iniciarse la construcción masiva de líneas del Metro (Londres, Nueva York, Madrid...). Se trata de construir líneas ferroviarias cerca de la superficie (no se concebía, entonces, bajar muchas escaleras para llegar al nivel de circulación), pero cubiertas para que no molestaran al tráfico superficial, tanto peatonal como de vehículos con caballerizas o motor. Así, el Metro de Nueva York, en su parte primitiva está construido a unos pocos metros de profundidad, con sección de excavación rectangular y al abrigo de “muros berlineses”. En ellos, primero, se hincaban perfiles metálicos, para después excavar poco a poco, colocando tabloncillos de madera entre perfiles, para recibir el empuje del terreno y transmitirlo a los perfiles. Ello dio lugar a diversas teorías sobre el empuje de tierras que, después de varios intentos, fueron culminados por las recomendaciones de Peck (1969, Ponencia General en el Congreso Internacional de Mecánica del Suelo de México), lo que conduce, a veces, a empujes de diseño inferiores al clásico empuje activo, aunque mayores en la parte superior

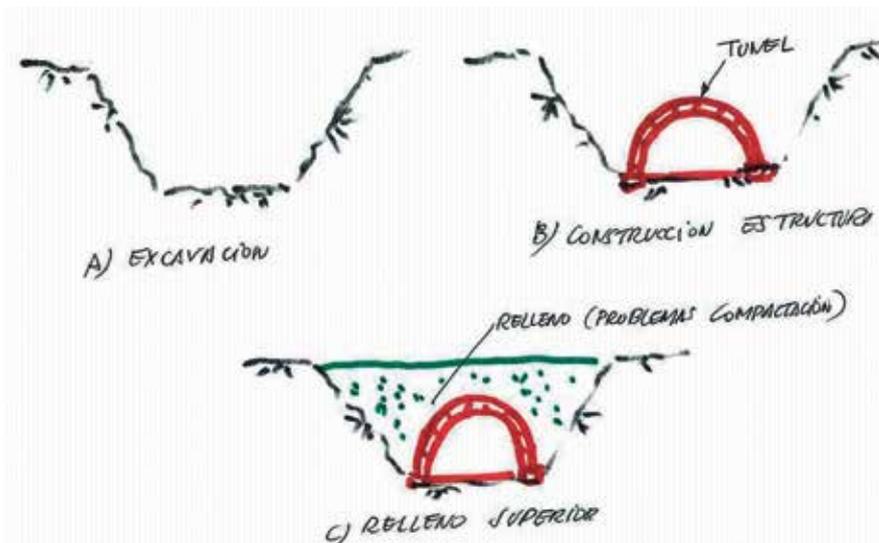


Fig. 46. Túnel a cielo abierto clásico

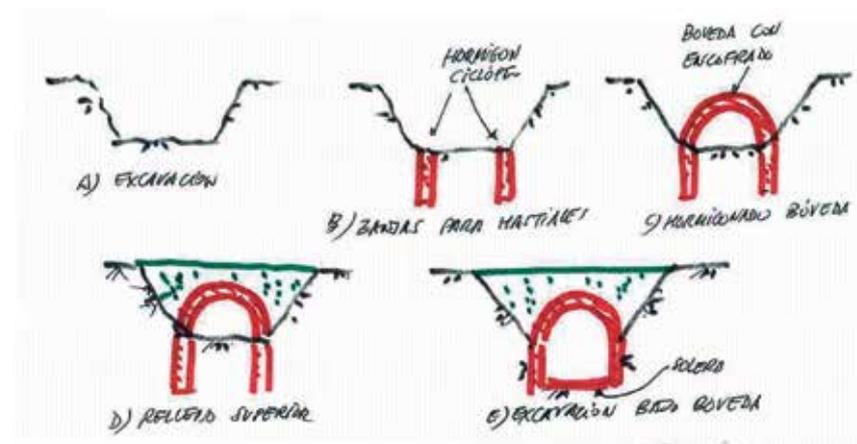


Fig. 47. Túnel a cielo abierto con excavación subterránea bajo bóveda

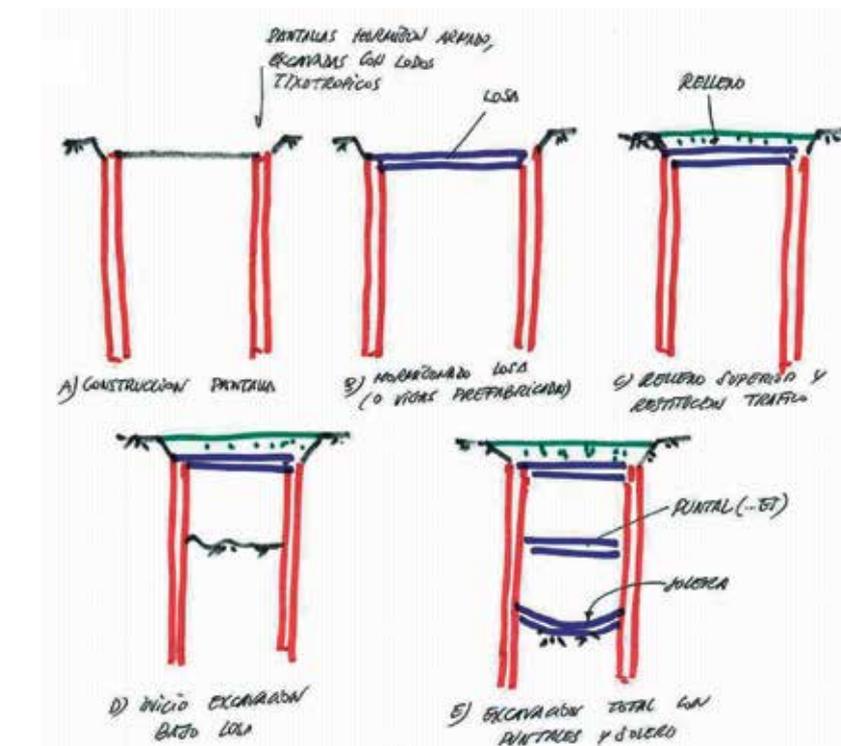


Fig. 48. Método Milán con pantallas

de la excavación (arcillas y limos sobreconsolidados).

En el Metro de Madrid (Línea 1 entre Cuatro Caminos y Gran Vía) se utilizó un procedimiento mixto (fig. 47):

a) Primero se excavaba una amplia zanja hasta la profundidad de apoyo de la futura bóveda.

b) Desde esa zanja se construían otros dos laterales y se rellenaba de hormigón ciclópeo (áridos con diámetros de hasta 8-10 cm), que iban a constituir los hastiales.

c) Se construía la bóveda de hormigón en masa, encofrando desde la base de la excavación de forma que se apoyara en los hastiales ya hormigonados. Este hormigón de la bóveda alcanzaba resistencias medias de 13-15 MPa y era de bastante calidad.

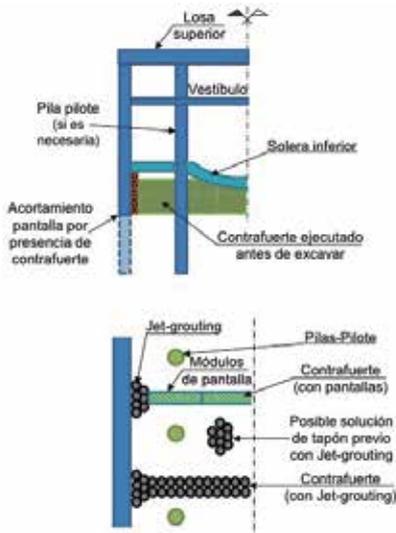
d) Después, se rellenaba la zanja hasta llegar a superficie y restituir el tráfico.

e) Por último se excavaba – ya en subterráneo – por debajo de la bóveda y se construía la solera del túnel.

Este es un procedimiento en que hay un falso túnel, pero también una excavación subterránea. La superficie quedaba a 1,5-2,0 m sobre la bóveda (fig. 47). Con el tiempo, se han ido produciendo algunos problemas, ya que al no compactar bien el relleno de la zanja, el agua penetraba en la antigua excavación y alteraba el hormigón ciclópeo de los hastiales. En algunos túneles ha habido que reforzar dichos hastiales con mallazo y gunita.

También se utilizó una solución similar a la de la fig. 46 en el caso del “Túnel de la Risa” del Paseo de la Castellana de Madrid (Ferrocarril de Cercanías).

Pero, más modernamente, se ha acudido a la solución de túnel a cielo abierto al abrigo de pantallas continuas (o discontinuas) de hormigón armado, lo que, a veces, se conoce como “Método Milán”, ya que en esta obra se empleó (al parecer, por primera vez) de forma masiva. Es una solución muy extendida por todo el mundo (Madrid, Barcelona, Valencia, Sevilla, Granada, Málaga, Singapur, Ho-Chi-Min,



Buenos Aires, etc.). La metodología queda resumida en la figura 48:

1º) Se construyen las pantallas desde superficie (e incluso, además, pilas-pilotes, si la excavación va a ser de mucha luz, como en estaciones de Metro o aparcamientos subterráneos).

2º) Se hormigona la losa superior, lo que permite apuntalar las pantallas en cabeza y, además, restituir el tráfico superficial.

3º) Se excava por debajo de la losa y se van colocando puntales o anclajes, acodando las pantallas, según se vaya necesitando su presencia, hasta llegar a la solera inferior.

A veces, si el agua está cerca de la superficie y el terreno es muy blando, puede necesitarse el hacer "puntales previos", antes de excavar y, por debajo de la solera inferior, mediante jet-grouting, inyecciones, módulos de pantalla, etc. (fig. 49) Hoy día, el uso de pantallas continuas (o discontinuas con pilotes "tangentes", si no hay agua, o con pilotes "secantes", si no se excava a mucha profundidad) está muy extendido para obras subterráneas en ámbito urbano: Estaciones de Metro y Autobús, aparcamientos subterráneos, Museos, etc., túneles para ferrocarril o para vehículos automotores (como Calle 30 de Madrid, fig. 50 y fig. 51, o el Bulevar periférico de París).

En este caso hay que cuidar la ejecución de juntas, sobre todo si hay agua, los recubrimientos de armaduras, el evitar los "tecleos" de los paneles de pantallas, etc. En la fig. 52 se indican algunos posibles problemas en este tipo de obras,

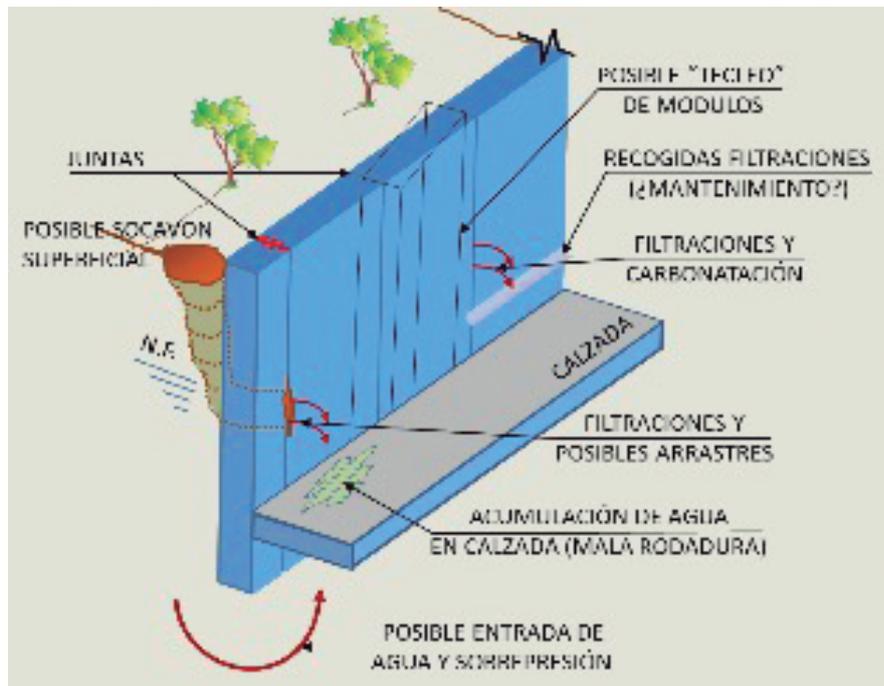
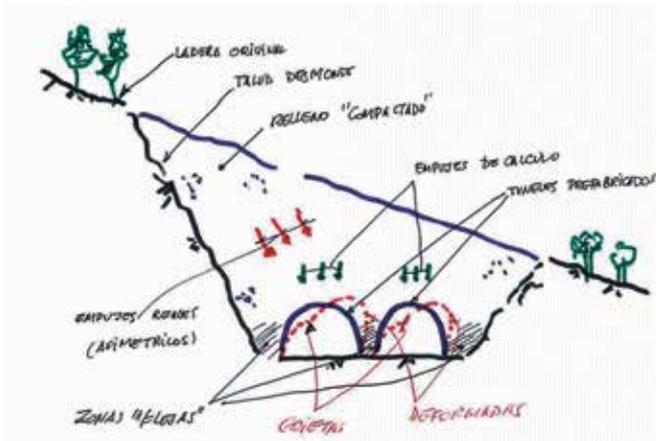


Fig. 49. Solución de contrafuertes previos a la excavación

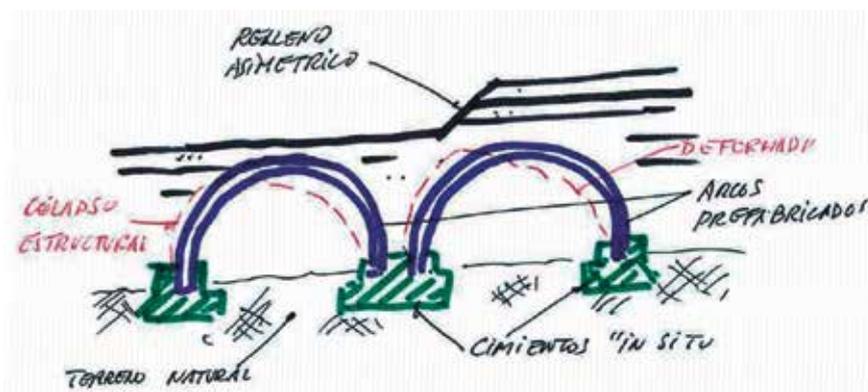
Fig. 50. Los túneles de Calle 30

Fig. 51. Detalles de los túneles de Calle 30 de Madrid

Fig. 52. Algunos posibles defectos en pantallas continuas



a) Túneles paralelos artificiales deformados por empujes asimétricos



b) Colapsos de túneles artificiales por diferencia de cota en el relleno

Fig. 53. Colapso de túneles artificiales por empujes asimétricos

que no siempre “cantan” nada más hacer la excavación. En el ferrocarril Málaga-Fuengirola, alguna junta falló diez años después de inaugurar la obra, penetrando 60 m³ de terreno y agua en el túnel (Calle Cuarteles, cerca de la Estación María Zambrano).

En estos túneles artificiales (estructura + relleno de tierras) pueden producirse problemas importantes, si el relleno es asimétrico, puesto que se generan empujes inclinados que –a veces– no se tienen en cuenta en el diseño de la estructura que quedará enterrado (fig. 53a). O bien el relleno se hace por tongadas asimétricas (como en el caso de doble bóveda), con lo que también se origina una asimetría de esfuerzos (fig. 53b).

Además, en alguna ocasión que conocemos, el diseñador de la estructura confunde la densidad seca aparente del relleno (del orden de 16 KN/m³) con la que produce el empuje del terreno (que viene a ser la densidad saturada aparente, del orden de 20 KN/m³, cuando el relleno se carga de agua). En este últi-

mo caso se viene a superar el coeficiente de seguridad a flexión y se producen también importantes problemas.

7 Recapitulación

En los capítulos anteriores hemos pasado una breve revisión de la historia de la lucha del hombre por el dominio del espacio subterráneo, de la batalla por el túnel, sin incluir la minería. Con lo expuesto parece que la batalla la ha ganado la Humanidad a la Naturaleza, empezando por pozos y galerías cortas, de dimensiones reducidas (generalmente para conducción de agua, impidiendo su evaporación y filtración) hasta llegar a los grandes túneles (de 18-22 m de diámetro aparente), dedicados al transporte de vehículos y que pueden –o no– construirse con tuneladoras, de sección circular y frente cerrado.

Con esto último parece que se cierra el círculo. Pero no es exactamente verdad.

Es pronto para cantar victoria y pensar que todo está resuelto. Es cierto que:

- Con las tuneladoras la seguridad de los operarios es claramente mayor. Aunque puede haber accidentes imprevistos (golpes, resbalones, etc.) que no son provocados por la inestabilidad del terreno.

- Con tuneladoras, la seguridad en la clave del túnel parece asegurada y también en el frente.

- Si las tuneladoras están bien diseñadas, de cara al terreno que deben atravesar (incluyendo anomalías), los rendimientos pueden ser elevados: 40-50 m/día.

- La repercusión en instalaciones y edificios – en el caso urbano – pueden ser, cada vez, menores, etc.

Pero todo ello supone una adaptación al medio que no siempre se produce. El terreno todavía tiene su última palabra y pueden producirse problemas:

- Inestabilidades dorsales, cuando se presentan capas en clave con poca o ninguna cohesión (lo que suele ir asociado a un contenido de finos menor del 15 %), que lleva a sobreexcavaciones y formación de huecos, con la posibilidad de originar socavones sobre el túnel, al avanzar la excavación (fig. 54). En el Sudeste de Madrid y en Metronorte se han tenido problemas de este tipo en la Ampliación del Metro.

- Inestabilidades frontales en casos de rellenos antrópicos y/o con recubrimientos pequeños (medio diámetro en terrenos blandos, por ejemplo), sobre clave (Parque del Conde Orgaz, Línea 4 del Metro).

- Falta de capacidad portante del terreno que circunda la tuneladora cuando ésta se apoya en grippers, lo que impide conseguir la reacción necesaria (incluso, a veces, no pueden retraerse los grippers). Esto sucedió en los túneles ferroviarios de Guadarrama, al iniciar las excavaciones, como si el terreno fuera una roca competente. Se trataba de unos “metasedimentos” muy fracturados (y con poco recubrimiento) y se produjo un socavón. Afortunadamente, una vez arreglado el problema puntual, las tuneladoras eran del tipo de doble escudo y pudo seguirse la excavación apoyándose en las dovelas con gatos hidráulicos, como si el terreno fuera un suelo. Sin embargo, en el Túnel de San

Pedro (entre Madrid y Guadarrama), con un terreno muy fracturado (fig. 55), al no utilizarse tuneladoras de doble escudo, hubo que abandonar la coraza del escudo y seguir la excavación por el Nuevo Método Austriaco.

- Más de una vez se ha dado una situación de este tipo, como sucedió (por otros motivos) en el Colector de Fabra y Puig (Barcelona, probablemente la primera obra ejecutada con tuneladora en España). En Canadá y otros países hay varios ejemplos de fracasos similares.

- Presencia de zonas falladas o de roca muy alterada en el frente de tuneladora, lo que lleva a grandes sobreexcavaciones (150-300 %), lo que obliga a la utilización de resinas bicomponentes para estabilizar el hueco generado (fig. 28).

Es decir que no siempre todo se soluciona con una tuneladora. Lo primero, tiene que estar adecuadamente diseñada. En el Metro de Sevilla, sufrimos los efectos de un inadecuado diseño del sistema de corte, no sólo por los rendimientos y los desgastes al atravesar elementos de hormigón, sino por los asentos que llegaron a inducir (hasta unos 14 cm sobre clave). Además los detalles deben cuidarse, como el tipo de mortero que se inyecta para rellenar el "gap", terrendovelas, la situación de los puntos de inyección de este mortero, la inyección de bentonita en el contacto escudo-terreno, situación de los elementos de corte y su soporte, % de huecos de la cabeza cortadora, par motor y empujes máximos disponibles, etc.

Además, no debe olvidarse que para usar una tuneladora la longitud de excavación debe ser importante (algunos kilómetros) tanto porque el equipo puede ocupar una longitud importante (200-250 m), como por el gasto de su amortización.

Quedan por hacer muchos túneles "cortos" (docenas y cientos de metros) que no podrán excavar con tuneladoras, lo que supone el utilizar medios más convencionales y de menor capitalización: Sistemas de sección partida, NATM, Método Bernold, túneles a cielo abierto, etc.

Por eso, a continuación incluimos una serie de comentarios adicionales, como guía para el técnico inquieto por el tema de túneles:

- ¿Cuál es el mayor problema al construir un túnel? Sostener frente y bóveda, ya

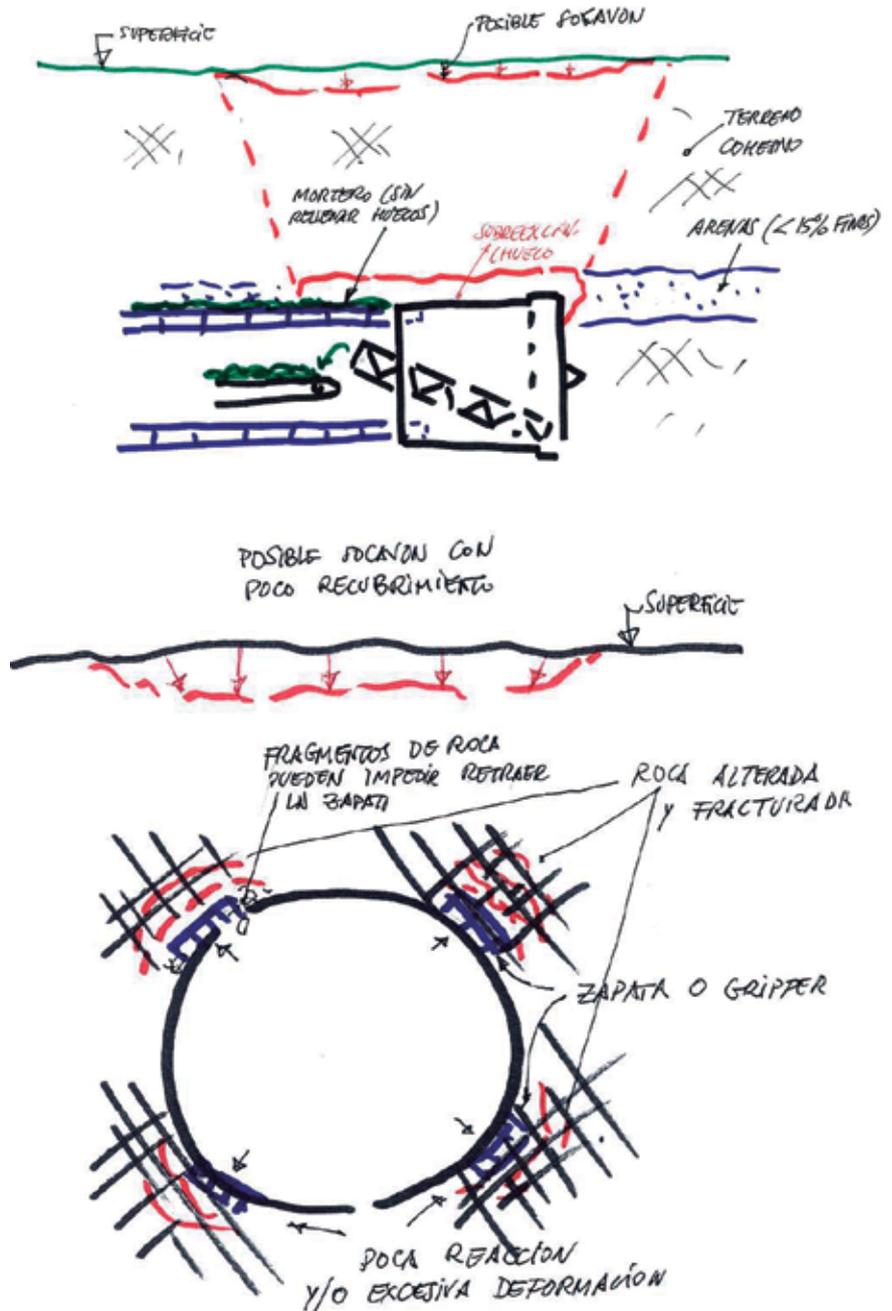


Fig. 54. Inestabilidad dorsal

Fig. 55. Problemas con los grippers en materiales muy fracturados

que ambas zonas van prácticamente, a efectos resistentes, unidas. Sin embargo, en muchos métodos constructivos se le da más importancia a la bóveda, puesto que su excavación supone una gran decompresión (realmente, extensión) del terreno sobre ella, mientras que la excavación del frente supone una decompresión principalmente en horizontal, lo que parece menos importante.

- Por esas razones, el diseño del sostenimiento / revestimiento de un túnel (en la primera mitad del siglo XX) se consideraba como la definición de un arco apoyado en el terreno, sometido a cargas verticales, mayores cuanto peor fuera la calidad del terreno (es decir, su cohesión aparente). El apoyo del arco (que se haría en los hastiales) se representaba como un “empotramiento” y no se tenía en cuenta lo que pasaba en hastiales.

- Sin embargo, ya en el siglo XIX, en el Método Austriaco usado en Los Alpes, se tienen en cuenta bóveda y frente, excavando a sección partida (de pocos metros cuadrados de superficie en el frente) y sosteniendo inmediatamente la bóveda con madera. A veces se entablillaba el frente, como se hace hoy día en el Método Tradicional de Madrid, cuando el terreno es arenoso y/o con agua.

- Ya en la segunda mitad del siglo XX, se tiene en cuenta la sección entera de excavación, con empujes verticales y horizontales, bien preestablecidos (a partir de la calidad del terreno) o bien deducidos desde unos valores prefijados pero teniendo en cuenta la interacción terreno-revestimiento, o sea la deformabilidad del conjunto que hace llegar a unos empujes finales distintos de los iniciales. Para esto último ya se necesitan códigos numéricos, desde muy sencillos (en que la interacción se define a través de muelles sujetos al revestimiento) a más complejos de elementos finitos o diferencias finitas, en 2D y 3D.

- Como acabamos de indicar es la resistencia al corte del terreno la que va a intervenir decisivamente en la estabilidad de la excavación y en el valor de los empujes del terreno. Y, sobre todo, la cohesión aparente del terreno. El valor inicial de la cohesión del terreno intacto se ve afectada por la propia excavación, ya que la decompresión (hastiales), extensión (bóveda) y descarga (solera) afectan a la estructura del terreno y hacen disminuir (algo o mucho) esa cohesión aparente. O sea, afecta a ese

grado de cementación en arenas preconsolidadas (generalmente, terciarias), esa resistencia al corte en fisuras de roca, al abrir algo dichas fisuras o alterar la estructura continua de una roca fracturada y sometida a tensiones internas importantes, al pasar esa roca a un estado semicontinuo o de cuarteamiento de su masa, etc.

- En el pasado hemos desarrollado modelos básicos de comportamiento de la roca al ser excavada con tuneladoras, haciendo variar las propiedades deformacionales y resistentes con la distancia de la sección del túnel al frente de excavación. Este es el caso del modelo de la fig. 56, desarrollado para el análisis del comportamiento de la excavación de los túneles ferroviarios de Guadarrama en zonas con fracturación importante y terreno “débiles” (Paso de la Falla de La Umbria). Puede ser criticable la reducción de la cohesión introducida en ese modelo, pero, sin duda, en materiales con índice de calidad de la Roca de Bieniawski del orden de 35 o menos sucede algo similar a lo propuesto en el modelo de la fig. 56. Ello, de otra manera, se introduce en la teoría de líneas características, al hacer la respuesta no lineal.

- En el caso de rocas de calidad media a alta ($RMR > 40-45$), en que se usa con éxito el NATM, es necesario y conveniente –para diseñar el sostenimiento– considerar la reducción de presión que –respecto a la presión inicial del terreno– se produce por la excavación. Los bloques de roca definidos por las diaclasas se mueven hacia el túnel, encajándose unos en otros y liberando la presión inicial, lo que requiere una cierta deformación, que debe controlarse con el sostenimiento de hormigón proyectado, bulones, etc. Esta relajación permite utilizar sostenimientos desde muy ligeros ($RMR > 65-70$) a muy pesados (RMR del orden de 35-40). Para valores de RMR inferiores a 25-30 el comportamiento de la roca viene a ser el de, prácticamente, un suelo y hay que tomar medidas especiales (paraguas de micropilotes, cosido del frente con bulones de fibra de vidrio, reducción de la sección excavada etc.)

- Las formas redondeadas son muy buenas para los revestimientos. Si la presión fuera de tipo hidrostático lo mejor sería una sección circular, lo que es fácil de conseguir, hoy día, con una tuneladora. Pero con excavaciones con otros medios (voladuras, rozadoras, palas retroexcavadoras, etc.) el conseguir

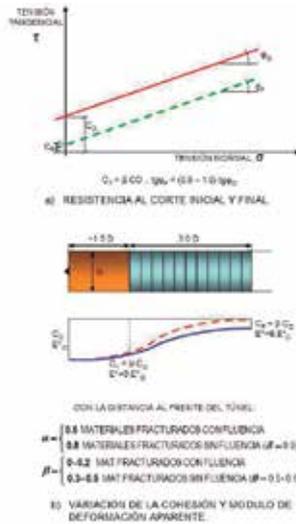
la sección circular no puede hacerse de una sola vez, por lo que hay que llegar a la sección final a través de fases de excavación. Entonces no es tan claro que lo mejor sea redondear (sobre todo, en la parte baja del hastial y extremos de solera) la sección, ya que el revestimiento pasa por fases de trabajo que no corresponden a presiones de tipo radial. Cuanto peor sea el terreno, más problema hay en conseguir, por fases, una sección redondeada, ya que la bóveda ha de transmitir adecuadamente sus cargas al terreno en una de las fases intermedias. Hasta el punto que, en suelos, es mejor llegar a hastiales con apoyo plano y que los empujes que recibe sean, al final, contrarrestados por la solera haciendo de puntal (plana, triangular o curva, según si no hay presión de agua o si la hay).

- En materiales arenosos de poca cohesión (como, por ejemplo, los suelos residuales del granito) las convergencias se producen muy rápidamente, por lo que lo que se mide (instalando referencias después de excavar al avance) sólo es una parte, que puede ser muy pequeña respecto al movimiento de convergencias (horizontal y vertical) total. Eso puede hacer que se avance con confianza, en túneles de anchura importante (más de 15 m), creyendo que la convergencia es de 2-3 cm, cuando – en realidad – es del orden de 4-5 veces mayor y, por lo tanto, muy peligrosa, ya que puede estar en magnitudes de convergencia horizontal del orden del 1 % de la anchura del túnel. Esto lo hemos podido comprobar en algún caso, en que se midieron (desde el exterior, al haber poco recubrimiento) asientos del terreno cerca de la bóveda de 14-15 cm, mientras que las convergencias en el interior del túnel eran de 2-3 cm. Ello, que debería haber servido como alarma, no se interpretó debidamente y el túnel llegó a hundirse (entre otras cosas, por recibir empujes asimétricos que originaban flexiones importantes sobre el sostenimiento de gunita).

- El control de convergencias debe interpretarse debidamente, analizando no sólo la convergencia horizontal sino las medidas respecto a la clave (y el descenso de la clave, que puede medirse topográficamente). En túneles con tensiones internas de fuerte componente horizontal (pizarras fracturadas), hemos medido acortamientos horizontales de 400 mm y se ha podido deducir que la sección se cerraba y se desplazaba hacia un lado, lo que con sólo la convergencia horizontal no puede deducirse.



a) Variación de la deformabilidad y de la cohesión alrededor del túnel



b) Variación de la resistencia

Fig. 56. Posible modelo de variación de la deformabilidad y resistencia al corte para estudio del atrapamiento por efecto de la decompresión y fluencia del terreno

- La instrumentación del terreno y de la estructura de un túnel puede ser muy importante para deducir su comportamiento y el grado de seguridad de la obra, amén de proporcionar nuevos conocimientos y permitir el avance en experiencia a los tuneleros. Así, obras, como la Ampliación del Metro de Madrid 1995-2011 permitieron aumentar los conocimientos en el entorno del terreno de Madrid, deducir nuevas formulaciones para la estimación y previsión de subsidencias superficiales inducidas por excavaciones subterráneas, conocer la existencia de inestabilidades dorsales, establecer reglas para aplicar inyecciones de compensación y de excavación en materiales yesíferos, etc.

Si la obra está bien estudiada, los riesgos debidos a la excavación disminuyen y también lo hace la incertidumbre de conseguir realizar la obra sin apenas problemas. Aunque no por ello hay que dejar de prestar atención al diseño de las estructura finales (revestimientos, pantallas, etc.), a sus deformaciones y repercusiones en estructuras próximas.

Es decir, aún falta para poder decir que la Humanidad ha ganado la Batalla por el Túnel... pero todo se andará. 📧

REFERENCIAS

- BRUNEL, M. J. (1838). "An explanation of the works of tunnel under the Thames". En Traducido y reeditado en 2002 por INTEMAC. Prólogo de J. Calavera. London: W. Warrington.
- GONZÁLEZ TASCÓN, I. (1992). "Ingeniería española en ultramar". Colegio de Ing. de C. C. y P. Colección Ciencias, Humanidades e Ingeniería(nº 42). Madrid.
- JUNCA, J. A. (1990). "El túnel: Historia y Mito, I". Colegio de Ing. de C. C. y P. Colección Ciencias, Humanidades e Ingeniería(nº 34).
- OTEO, C. (2005). "Geotecnia, auscultación y modelos geomecánicos en los túneles ferroviarios de Guadarrama". En Capítulo del Libro "Túneles de Guadarrama" (págs. pp. 189-220). Madrid: Ed. Entorno Gráfico.
- OTEO, C. (2013). "Actuaciones Geotécnicas en construcciones hasta el siglo XIX". En Ingeoter (Vol. nº 14, pág. Capítulo 7). Madrid: Entorno Gráfico.
- SOLESIO, M. T. (1965). "Antecedentes histórico-constructivos de la Villa de Madrid". Instituto Eduardo Torroja. Expediente 4504-I.
- THE BRUNEL MUSEUM. (1961). "The Brunels and their Tunnel Vision". Rotherhithe, London: Railway Av.



JOSEP
Raventós

Responsable de negocio de España, Portugal y Turquía de TRE ALTAMIRA



GIACOMO
Falorni

Director de operaciones de TRE ALTAMIRA- Canadá



JAVIER
González-Martí

Project Manager C704-C750's-X9171-C821 de Crossrail project

Las aportaciones de la tecnología satelital en el control del movimiento del terreno en obras subterráneas

RESUMEN

Este artículo se centra en la Interferometría Diferencial SAR (DInSAR), una técnica de teledetección utilizada para detectar deformación del terreno. El objetivo de este artículo es exponer las características principales de la metodología utilizada en TRE ALTAMIRA para la detección de movimientos del terreno con precisión milimétrica y presentar algunos ejemplos de aplicación dentro del campo de los túneles y excavaciones subterráneas.

La detección de desplazamientos del terreno mediante técnicas DInSAR está ganando relevancia dentro del mundo de la construcción. En primer lugar, estas técnicas ofrecen una serie de ventajas operacionales como la cobertura de grandes áreas a bajo coste, la adquisición regular de medidas a lo largo del tiempo, y la disponibilidad de grandes archivos históricos de datos. En segundo lugar, proporcionan medidas comparables con los métodos geodésicos clásicos.

PALABRAS CLAVE

Interferometría, radar de apertura sintética, teledetección, precisión, archivo histórico

ABSTRACT

This article is focused on the use of Differential Interferometry SAR (DInSAR), a remote sensing technique used to detect ground displacement. The objective of the article is to highlight the main features of the methodology used at TRE ALTAMIRA for the detection of ground displacement with millimetric accuracy and to present examples of application for tunnelling and underground excavations.

The use of InSAR for ground displacement monitoring is becoming a standard in the civil engineering sector. The use of these techniques has several operational advantages like an areal coverage at low cost, a regular acquisition over time, and the possibility of analysing the past by using archived data. The data obtained is also comparable with classic geodetic methods.

KEYWORDS

Interferometry, Synthetic Aperture Radar, remote sensing, accuracy, archived data

1

Fundamentos del DInSAR

DInSAR es una técnica de teledetección para la medición de la deformación de la superficie del terreno que explota la información geométrica contenida en la fase de al menos dos imágenes complejas interferométricas SAR adquiridas sobre la misma área. Este artículo se centra únicamente en el uso de imágenes SAR satelitales. La información principal del DInSAR es la llamada fase interferométrica, obtenida mediante la diferencia de fase de dos imágenes SAR, y relacionada con la topografía de la escena observada y la deformación del terreno que se produjo entre la adquisición de las dos imágenes.

Si se dispone de un modelo numérico del terreno (MNT) de la escena, la componente topográfica de la fase puede ser simulada y restada de la fase interferométrica, obteniendo la parte de la fase DInSAR que está principalmente relacionada con la deformación del terreno. Si se analiza en detalle esta fase DInSAR puede observarse que existen otras componentes a tener en cuenta:

- El ruido de fase. Los sensores SAR realizan un muestreo regular 2D del terreno. Únicamente los píxeles que se caracterizan por un bajo nivel de ruido de fase interferométrica se pueden utilizar para la medición de la deformación. Con el fin de descartar los píxeles ruidosos, se pueden utilizar tanto la coherencia interferométrica como el criterio de amplitud de dispersión (Ferretti et al., 2001).
- La contribución atmosférica. De modo similar a la fase de GPS, la fase DInSAR contiene una componente debida a la propagación de la señal radar a través de la atmósfera durante la adquisición de las imágenes. Los métodos de DInSAR Avanzados (A-DInSAR) tratan de estimar esta componente para cada imagen SAR, ver Ferretti et al. (2001) y Lanari et al. (2004).
- El error topográfico. La componente de fase relacionada con el error topográfico representa una fuente de error para el control de deformaciones. Su magnitud depende de la calidad del MNT usado y de la línea de base normal del interferograma (componente del vector que conecta las dos posiciones del satélite durante las adquisiciones de las imágenes, medida en la dirección perpendicular a la línea de visión del sensor). El uso de múltiples interferogramas ayuda en la estimación del error topográfico.

La mayoría de técnicas DInSAR basan su estimación de la deformación en el desenrollado de la fase interferométrica. A partir de las imágenes SAR la fase de cada píxel sólo se conoce módulo 2π (fase enrollada). La estimación de la deformación requiere la reconstrucción de todo el valor de fase a partir de la fase enrollada (fase desenrollada). Esta operación consiste en la estimación de las ambigüedades de fase y representa el paso más crítico de todo el procedimiento DInSAR. En particular, si se trabaja con un solo interferograma, una correcta reconstrucción de la ambigüedad de fase sólo puede lograrse si el gradiente de la fase DInSAR entre los píxeles adyacentes

es menor que π . Teniendo en cuenta que π corresponde a una deformación en la Línea de Visión del Satélite (LOS) de $\lambda/4$, donde λ es la longitud de onda del radar (para imágenes de banda-C $\lambda=5,66$ cm, mientras que para banda-X $\lambda=3,1$ cm), esto supone claramente un límite en la pendiente máxima del campo de deformación observado. Cabe destacar que el límite solamente se refiere al gradiente de deformación: la deformación máxima observable dependerá del patrón del campo de deformación dada. Para hacer frente a esta limitación puede reducirse el intervalo de tiempo entre las adquisiciones de imágenes SAR.

Por otro lado, para los fenómenos de deformación lenta, el principal interés es la deformación mínima detectable. En estos casos, pueden elegirse largos intervalos de observación, durante los que se pueden adquirir múltiples imágenes SAR, obteniendo así un conjunto redundante de observaciones DInSAR. Esto permite reducir la influencia de los efectos atmosféricos y del ruido, y conseguir estimaciones más precisas y fiables de la deformación. En la literatura encontramos varias técnicas A-DInSAR (Advanced DInSAR) para estimar la deformación de la tierra mediante conjuntos redundantes de observaciones DInSAR. Entre ellas se incluyen la técnica de Permanent Scatterers (Ferretti et al., 2000) y la técnica de Small Baseline Subset (Berardino et al., 2002; Lanari et al., 2004). Otros enfoques interesantes se describen en Werner et al. (2003), Mora et al. (2003), y Hooper et al. (2004). En el mejor de los casos, la precisión de la velocidad estimada de deformación puede ser inferior a 1 mm/año, por ejemplo, ver Colesanti et al. (2003).

Desde la primera descripción de la técnica, que se basa en datos SEASAT SAR (Gabriel et al., 1989), el DInSAR ha sido utilizado con éxito en una variedad de campos de aplicación, como los deslizamientos (Tamburini et al., 2013), la sismología (Massonnet et al., 1993), la vulcanología (Amelung et al., 2000), la glaciología (Goldstein et al., 1993), los hundimiento del suelo (Galloway et al., 1998), etc. Más detalles sobre los fundamentos DInSAR se pueden encontrar en Rosen et al. (2000), Hansen (2001) y Ferretti (2014).

2

Estimación de movimientos milimétricos con SqueeSAR

Durante años, el análisis InSAR de conjuntos de imágenes se logró mediante el seguimiento de la posición de los reflectores radar muy coherentes llamados Permanent Scatterers (PS), presentes en todo el conjunto de datos. Esta aplicación PS-InSAR (Ferretti et al., 2000) lograba una precisión milimétrica mediante la eliminación de la contribución de ruido de la atmósfera y funcionaba bien en zonas urbanas construidas. La principal limitación era la baja densidad de medidas en áreas con poca o ninguna infraestructura. Para lograr resultados útiles en zonas no urbanas, como minas, reservorios o deslizamientos, se optó por la identificación de medidas conocidas como Distributed Scatterers (DS). El punto de medición DS corresponde a las áreas que tienen respuesta similar a la señal radar. El tamaño de la zona depende del tamaño del píxel y del número de píxeles adyacentes que muestra la misma respuesta a la señal SAR.

Las técnicas avanzadas de procesado, como SqueeSAR™ (Ferretti et al., 2011), que utilizan tanto PS como DS aumentan significativamente la densidad de puntos de medición en entornos no urbanos. De esta manera se amplía la cantidad de medidas obtenidas dando la posibilidad de investigar el movimiento y de controlar muchas zonas no urbanizadas incluyendo regiones montañosas. El algoritmo SqueeSAR™ también produce mejoras en la calidad de las series temporales de desplazamiento. Las áreas homogéneas que producen DS comprenden normalmente varios píxeles. La serie temporal única asignada a cada DS se calcula promediando la serie temporal de todos los píxeles dentro de los DS, lo que reduce efectivamente el ruido en los datos. El número de puntos de PS y DS suele aumentar con el tiempo a medida que se capturan más imágenes, aunque, según la aplicación, se puede compensar en parte con los cambios producidos en el terreno durante el periodo de adquisición ya que esto hace disminuir el número de medidas con respuesta radar estable.

3 Aplicación al proyecto CrossRail en Londres

El proyecto CrossRail, gestionado por la sociedad del mismo nombre creada en 2001, construirá la nueva línea de ferrocarril en Londres, Reino Unido, que incluye los 118 km de línea de la conocida como Elizabeth Line que incluyen a su vez 21 km de túneles paralelos en la parte central del trazado. Estos túneles se construyen con un total de ocho tuneladoras que trabajan en paralelo. Las estaciones se construyeron con pozos de pantallas y sostenidos y revestidos mediante hormigón proyectado.

En el contexto de esta obra, se realizó, durante abril de 2011 y agosto de 2013, un trabajo de calibración y evaluación de la coherencia entre los datos obtenidos mediante tecnología InSAR y los datos obtenidos mediante nivelación de precisión. La instrumentación convencional (en algunos casos automatizada) por parte de CrossRail fue dispuesta en todo el trazado de la obra donde la combinación del método de excavación y la necesidad de realizar un bombeo intensivo requería una evaluación de posibles daños en edificios y otras infraestructuras pre existentes. El límite de daños quedó limitado en la categoría II del ábaco de Burland.

3.1. Contexto geotécnico y constructivo de Elizabeth Line

Para la excavación de los 42 km de túnel correspondientes al trazado central de Elizabeth Line, a ejecutar en dos túneles paralelos, se utilizaron un total de 8 máquinas TBM trabajando en cinco lugares (King et al, 2017).

De las ocho máquinas, seis eran del tipo de EPB mientras que las dos que iban a excavar en la zona del acuífero de calcreta fueron del tipo slurry. La tipología de máquinas utilizadas y los túneles excavados se encuentra resumida en la tabla 1 (adaptada de King et al, 2017).

La tabla (adaptada de King et al, 2017) representa la secuencia geológica-geotécnica de los materiales atravesados por las máquinas TBM del tipo EPB en la parte central del trazado.

Concretamente en el subtramo conocido como Drive Y donde se realizaron la mayoría de ejercicios de calibración, la excavación se inició en el pozo Limmo en las arcillas de Londres, pero rápidamente se pasó al grupo Lambeth antes de excavar parcialmente en las arenas de Thanet.

Terreno	Descripción	Potencia (m)
Relleno antrópico	Variable	2 a 5
Aluvial	De blando a firme, arenoso ligeramente gravoso y arcilla orgánica	1.5
Depósitos de terraza aluvial	Arena y grava de densidad media, de fina a gruesa. Nivel piezométrico colgado encima de las arcillas de Londres	1 a 2
Arcillas de Londres	Arcilla fisurada de firme a muy firme	5 a 23
Grupo Lambeth	Estratos variables de firmes a duros, incluyendo arcilla arenosa y arcilla limosa	11 a 20
Arena Thanet	Arena de fina a media, muy densa	3 a 15
Calcreta	Calcreta fracturada de densidad media	-

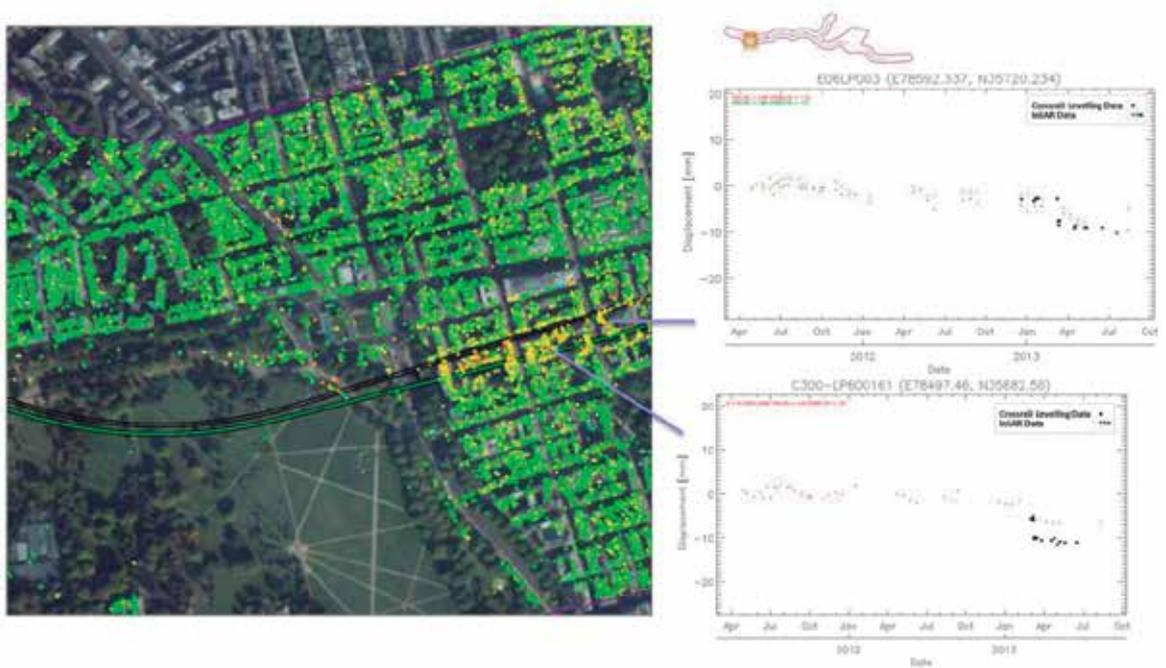


Fig. 1. Time series de correlación en la confluencia entre North Audley Street y Lees PI (García Robles, et al)

3.2. Resultados obtenidos

El ejercicio de calibración se realizó con diferentes series temporales (time series) de datos de nivelación de precisión y estaciones totales automatizadas con datos InSAR en periodos de solape. Estas time series de correlación presentan la comparación de los datos con ambas técnicas, completando la información y validando una técnica con la otra. En muchos casos, la cantidad de datos discretos permite solamente un solape temporal breve entre ambos grupos de datos. (García Robles et al).

Los datos InSAR pueden evaluar el patrón de movimiento antes que algunos de los instrumentos in situ hayan sido instalados; por el contrario, la instrumentación in situ tiene una frecuencia de adquisición mayor y por tanto puede establecer de mejor forma la evolución del movimiento en algo más cercano al tiempo real. También es capaz de evaluar los movimientos naturales reales sin ser relativos a la zona de influencia, a la cual está sometida el resto de sensores instalados (manual o automática). Esto permite tener un conocimiento real de la "firma" del terreno y estructuras previo al inicio de las fases de construcción o preparación del terreno.

La figura 1 muestra series temporales de correlación en la proximidad de la confluencia de North Audley Street con Lees PI. El evento de mayor notoriedad es el incremento de movimiento de entre 5 y 6 mm que se produce en marzo de 2013.

El gráfico de correlación en la confluencia entre New Bond Street y Blenheim Street muestra un asiento significativo entre mayo y junio de 2012, seguido de un pequeño levantamiento

hasta enero de 2013. A partir de ahí, el patrón de asiento es lineal hasta agosto de 2013.

En la zona de los alrededores de la estación de Tottenham Court Road se han seleccionado dos series temporales para dicha correlación. El gráfico superior de la figura 3 muestra un comportamiento no lineal en la esquina noreste de Soho Square. Ambos datasets coinciden en el período de solape detectando asiento y un levantamiento súbito justo antes de abril de 2013. La serie temporal inferior muestra un asiento de unos 8 mm en los alrededores de Manette Street.

Dos gráficos de correlación en un edificio en la confluencia de Brady Street y Durward Street pueden observarse en la figura 4. Las series temporales de la nivelación muestran un incremento del asiento de 10 mm en junio de 2013. A pesar de que el gráfico superior y el inferior muestran una evolución diferente en el tiempo, ambos acumulan 10 mm de subsidencia. En la zona oeste del edificio el movimiento se inició en septiembre de 2012 y fue más constante, mientras que en la zona de Brady Street fue más abrupto y duró tan solo un mes (junio de 2013).

De acuerdo con las series temporales de la figura 5, ambos datasets coinciden en la evolución temporal de movimiento no lineal. El movimiento muestra un incremento al final del periodo de estudio, que, de acuerdo con los datos de nivelación, alcanzan los 10 mm de asiento en algunas zonas. El gráfico superior muestra datos relacionados con el puente que cruza el río Lea. El gráfico inferior muestra datos relacionados con la A12.

En los ejemplos de la figura 6, el gráfico superior muestra una zona de ligero asiento no lineal que llega a acumular 10 mm.

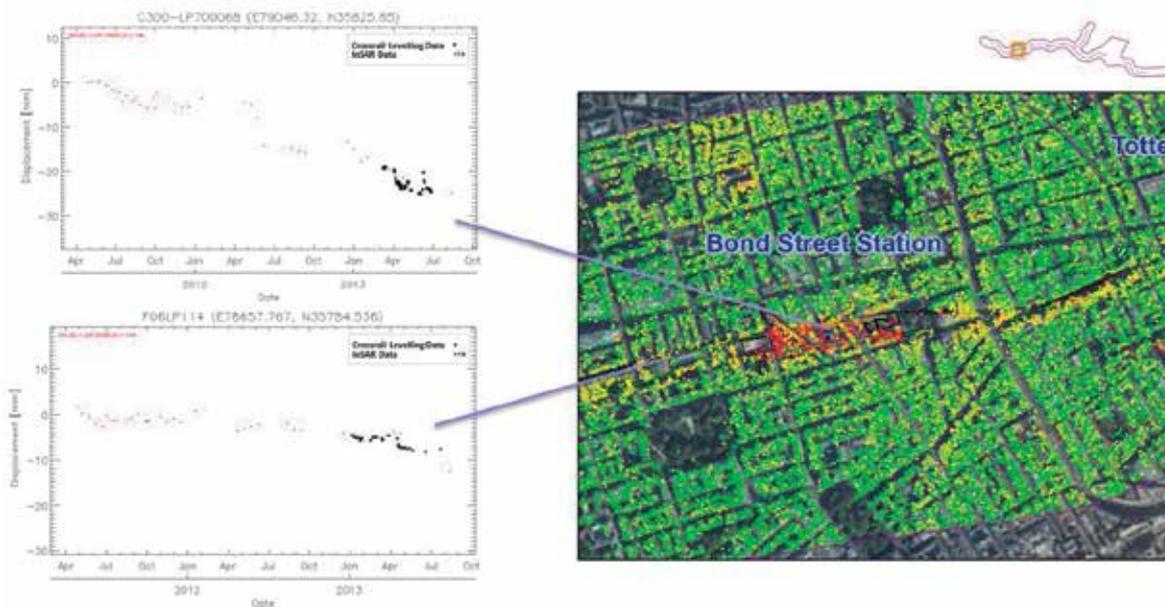


Fig. 2. Serie temporal de correlación en la parte oriental de la estación de Bond Street

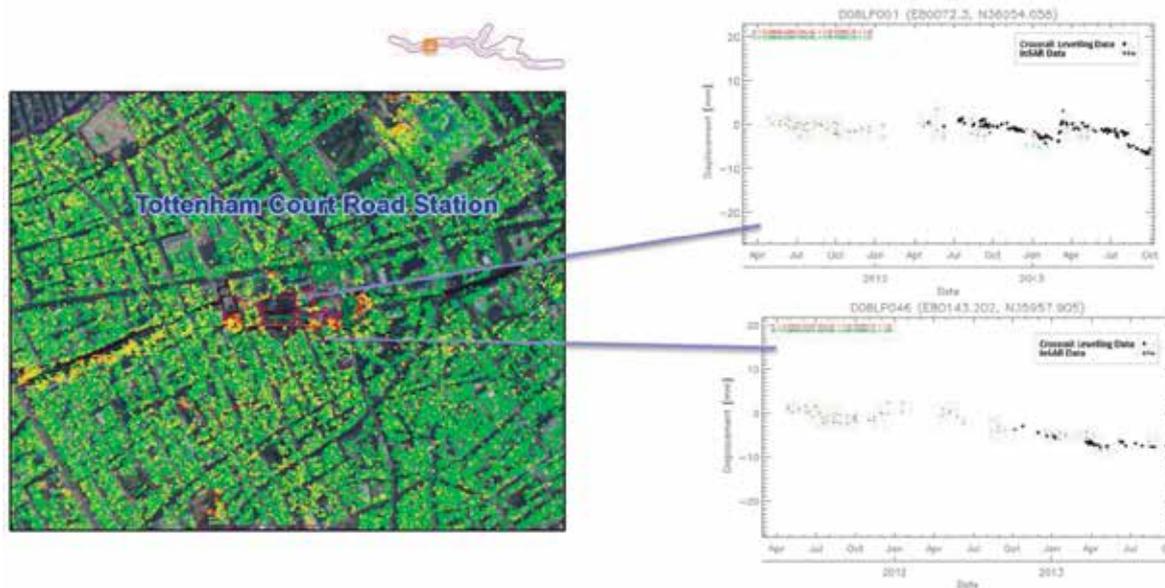


Fig. 3. Series temporales de correlación en la parte este de Tottenham Court Street

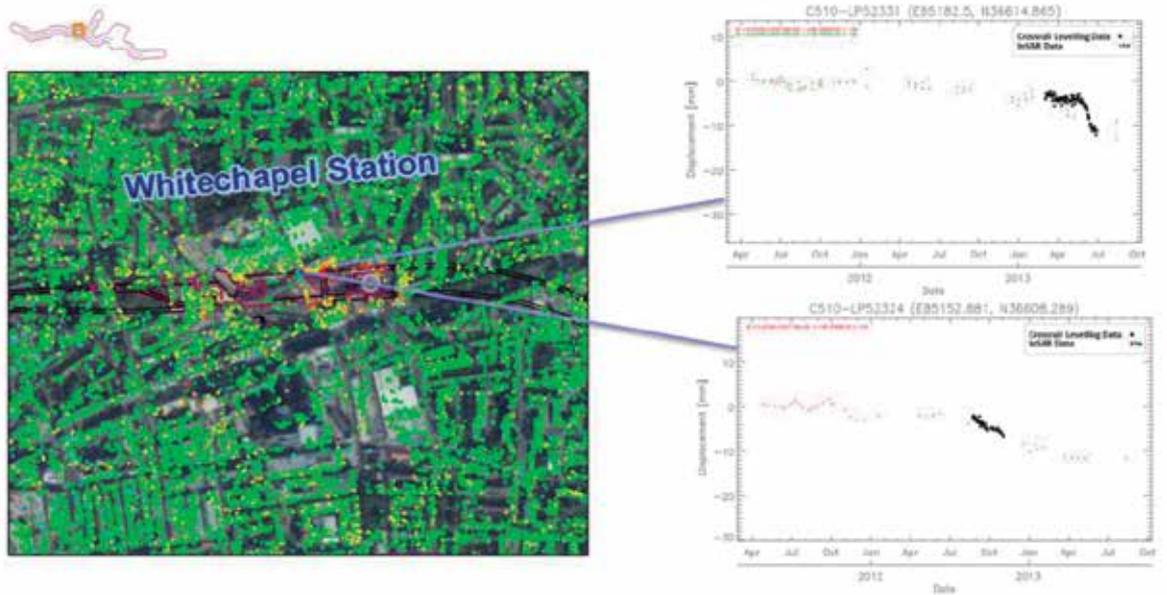


Fig. 4. Series temporales en la zona de Whitechapel Station

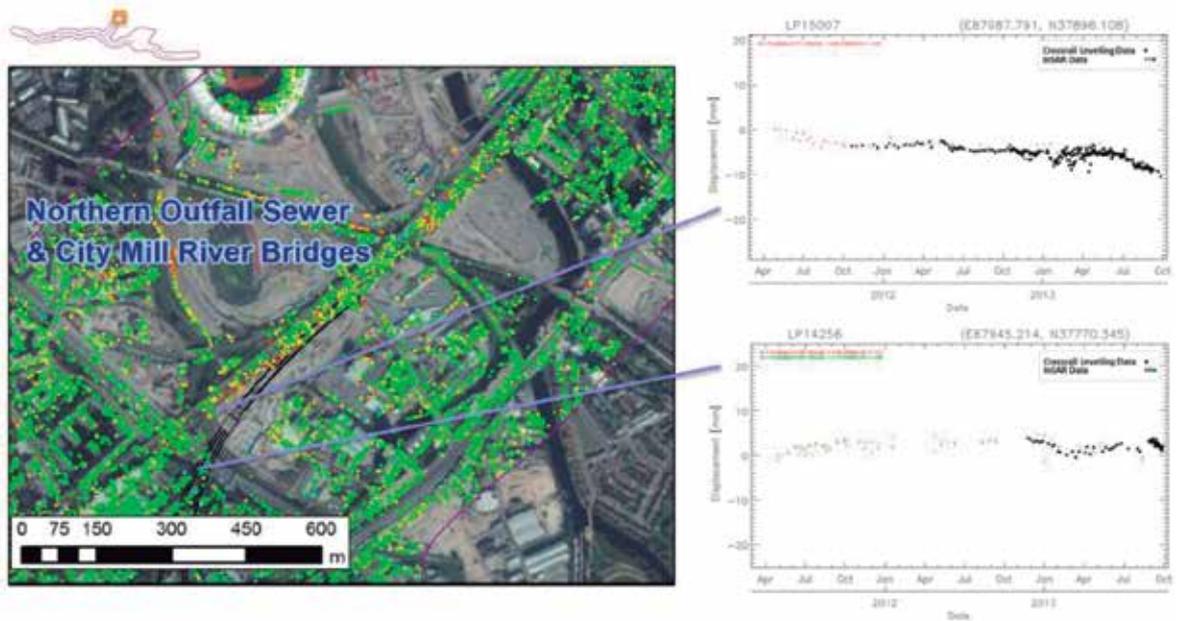


Fig. 5. Series temporales en la zona del Sifón noreste y City Mill River Bridges

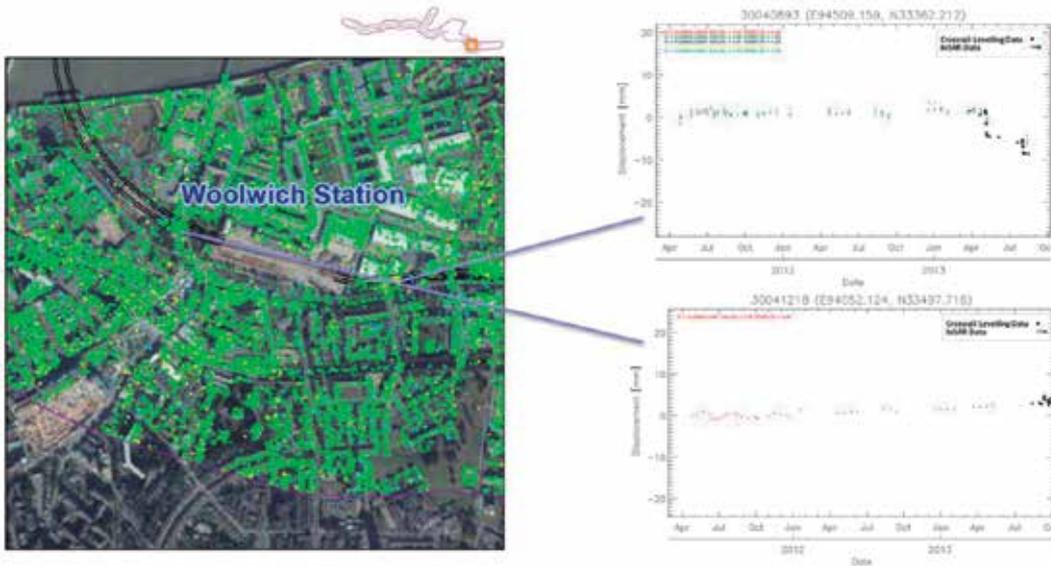


Fig. 6. Series temporales del estudio de correlación de Woolwich Station

4 Aplicación a la Canadá Line

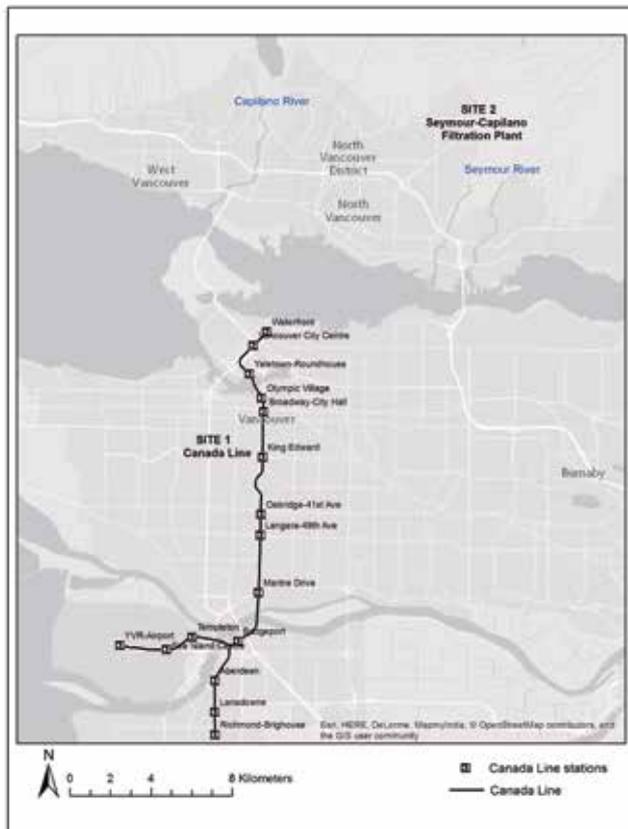


Fig. 7. Localización del área de estudio en el área metropolitana de Vancouver. Localización 1, Canadá Line y localización 2, Túneles paralelos de Seymour-Capilano. Tomada de Falorni et al, 2014

La Canadá Line es la tercera línea de tránsito rápido construida en el sistema de metro SkyTrain del Metro de Vancouver, en esta ciudad de la región de la British Columbia en Canadá. Esta línea conecta Vancouver, Richmond y el aeropuerto internacional de Vancouver.

La Canadá Line (figura 7) se extiende desde Richmond al centro de Vancouver y se ejecutó en dos contextos geotécnicos diferentes. La zona correspondiente al centro de la ciudad y la mayor parte del trazado al norte del río Fraser se excavó en un til glacial competente, mientras que la zona sur se excavó en depósitos deltaicos del río Fraser normalmente consolidados o muy poco sobreconsolidados (Falorni et al, 2014). La zona correspondiente a la trama urbana más densificada se excavó con una tuneladora mientras que entre False Creek y el río Fraser se usó la excavación al abrigo de pantallas del tipo *cut-and-cover*.

Los túneles paralelos del tramo Capilano- Seymour conectan la planta depuradora de Seymour, la mayor de todo Canadá, con el reservorio de Capilano en el norte de Vancouver. Los túneles se usan para transportar agua de los reservorios de Capilano y Seymour a la planta depuradora y que abastece el 70 % de el agua de boca del Metro de Vancouver (Falorni et al, 2014). Los 7,2 km de tuneles de esta parte del trazado se excavaron con una tuneladora, con un diámetro exterior construido de 3,7 m y comprenden también el pozo de introducción de la tuneladora en Seymour de 180 m de profundidad y dos pozos de extracción de 4 m de diámetro y 268 m de profundidad en Capilano (Brox et al, 2005). Estos túneles tienen una cobertura máxima de 605m (Brox et al, 2005).

Las actividades constructivas se iniciaron en 2005 (Falorni, et al 2014).

En el estudio interferométrico de movimiento, se procesó un conjunto de 58 imágenes del sensor Radarsat 1, de alta resolución y que opera en banda C, entre marzo de 2001 y junio de 2008, con una frecuencia de adquisición de 24 días. Se obtuvo, por tanto, información de alrededor cuatro años antes del inicio de las obras, lo que permitió tener una imagen clara del comportamiento del terreno y las estructuras cercanas a la traza del túnel antes de su excavación.

4.1. Resultados obtenidos

4.1.1 Canadá Line

Durante el período de estudio se detectaron diferentes áreas de asiento asociados a los terrenos arcillosos blandos del río Frase en la alineación sur de la Canada Line, mientras que no se detectaron movimientos significativos en la porción norte.

En la sección de la excavación entre pantallas en Cambie Street no se detectó movimiento asociado a la excavación.

La figura 8 (Falorni et al, 2014) representa la totalidad de los datos obtenidos en la totalidad de la zona del proyecto.

La figura 9 (tomada de Falorni et al, 2014) muestra los datos de velocidad de desplazamiento anual (en milímetros por año) de los datos obtenidos antes del inicio de las excavaciones y de los datos obtenidos con la excavación en curso. Esto obviamente permite detectar aquellas zonas donde la excavación ha provocado desplazamientos en la superficie.

La figura 10 muestra las series temporales de edificios situados a ambos lados del eje de la excavación en el corredor excavado entre pantallas en Cambie Street, entre las estaciones de

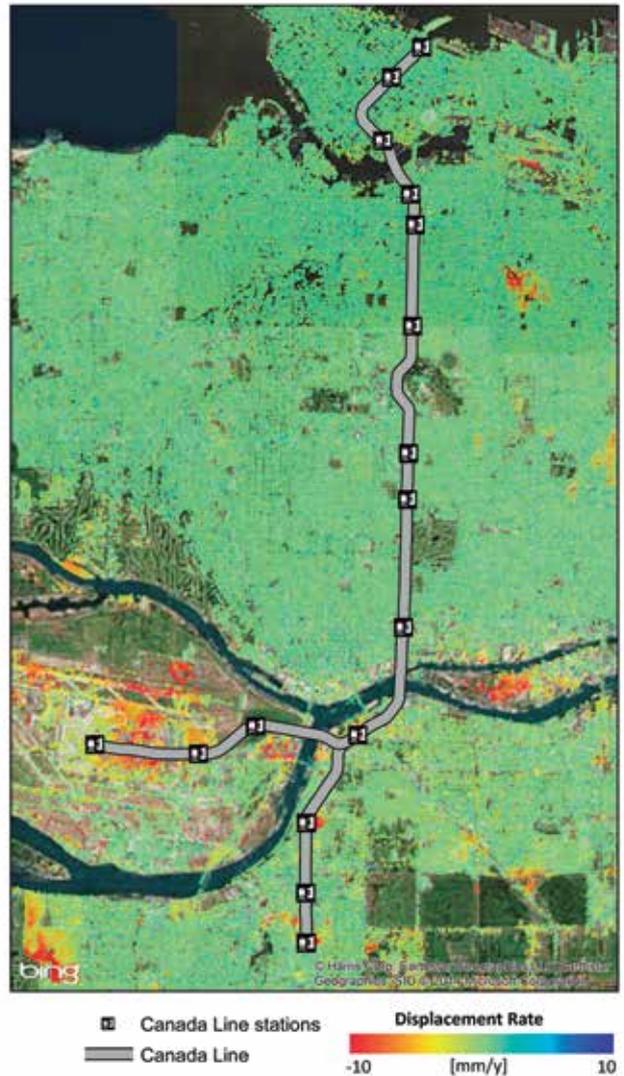


Fig. 8. Velocidad de deformación en el período 2001-2008 de la traza de la Canada Line

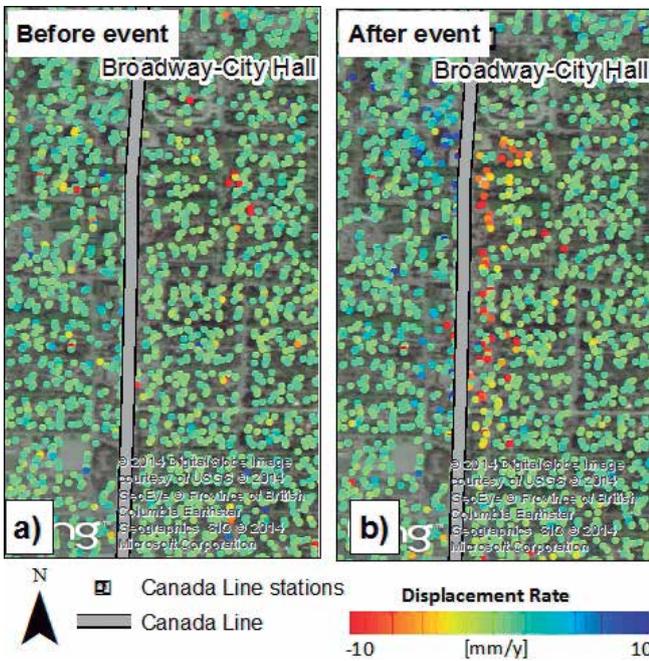


Fig. 9. Resultados de la zona excavada entre pantallas en el corredor de Cambie Street. a) Desplazamiento anual antes del inicio de la excavación y b) desplazamiento anual durante la excavación

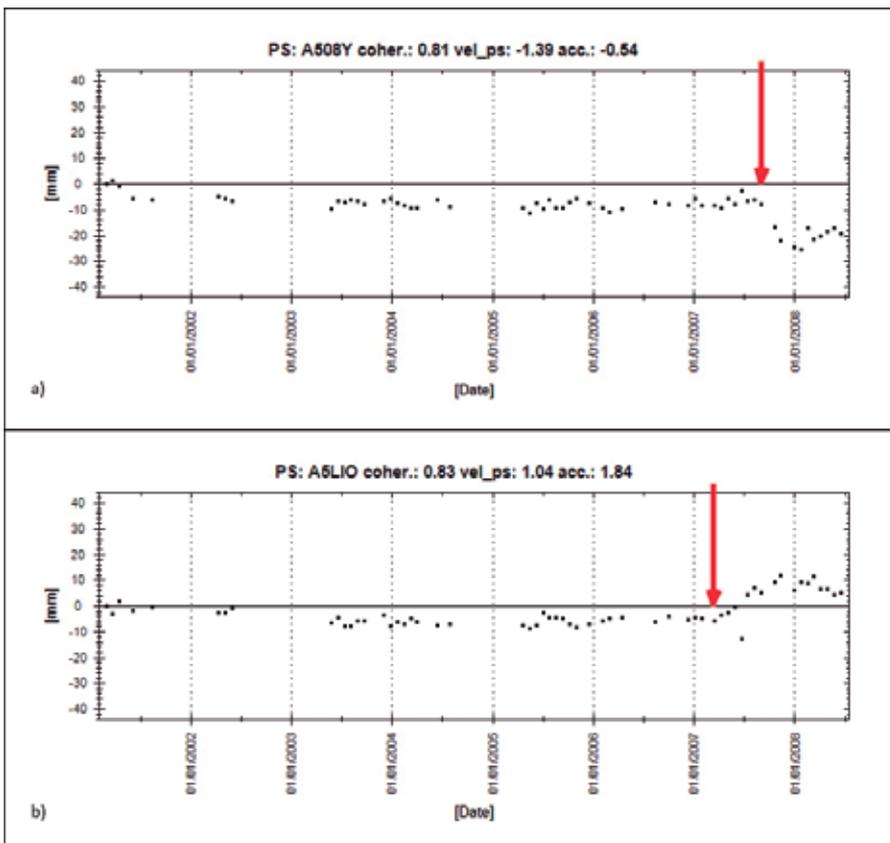


Fig. 10. a) Punto de medida que muestra un desplazamiento alejándose del sensor después de 2006, que puede interpretarse como un movimiento horizontal hacia la excavación. b) Punto de medida que muestra un desplazamiento hacia el sensor después de 2006, que puede interpretarse como un movimiento hacia el interior de la excavación

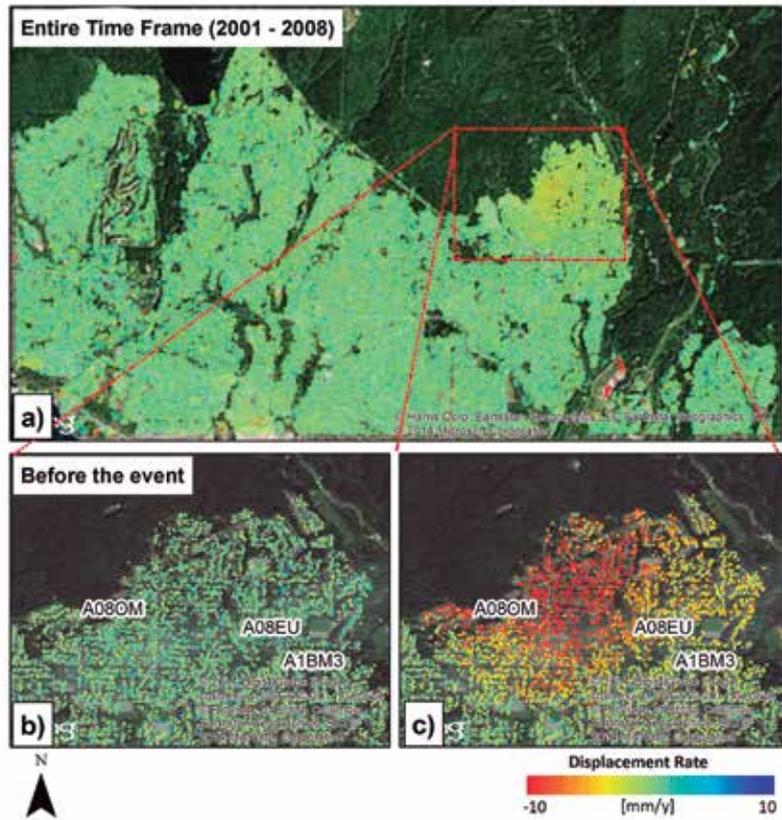


Fig. 11. a) Velocidad anual sobre North Vancouver en el período 2001-2008. b) Velocidad anual antes del inicio de la excavación. c) Velocidad anual durante la excavación.

Broadway City Hall y King Edward. En este gráfico se puede observar que la zona es estable hasta mediados de 2007, un movimiento brusco de unos 2 cm en julio de 2007 y una posterior estabilización.

Los edificios situados al oeste del corredor aparecen azules en la figura 11b indicando un acercamiento al sensor, mientras que los situados al este aparecen rojos indicando un alejamiento del sensor. Esto se refleja también en las series temporales de la figura 12 a y 12b de la misma forma. Este hecho puede fácilmente ser interpretado como un movimiento horizontal hacia el interior de la excavación.

4.1.2 Túneles Seymour-Capilano

El mismo stack de imágenes Radarsat fue usado para analizar la zona de los túneles hidráulicos de Seymour-Capilano. Concretamente se analizó una zona de unos 10 km² (rectángulo rojo de la figura 11). En esta zona el eje del túnel pasa por debajo de una zona residencial en North Vancouver. El asiento provocado por la excavación del túnel es suficiente como para producir un efecto en la velocidad anual de un período de 7 años. Este efecto se puede comprobar en los colores amarillos de la porción central del rectángulo rojo de la figura 11a.

El análisis de las series temporales obtenidas indica que temporalmente los primeros indicios de desplazamiento aparecen en zonas cercanas a la planta depuradora, justamente donde se inició la excavación del túnel, como se puede comprobar en la figura 12a. La serie temporal de la figura 12b indica que los desplazamientos empiezan a ser significativos a mitad de

2006, mientras que los de la figura 12c empiezan a mitad de 2007. En este último caso, el desplazamiento obtenido es claramente el mayor de los tres analizados.

El análisis detallado de las figuras 11b y c indica evidencias de las diferentes velocidades de desplazamiento que se inicia en el sureste y avanza hacia el noroeste, donde las velocidades son significativamente mayores.

5 Conclusiones

El uso de la tecnología InSAR en proyectos de túnel y obra subterránea permite:

- Utilizar los archivos históricos para, una vez procesados estos datos, tener información del comportamiento de la zona previo al inicio de los trabajos de excavación. Esta información en fase de proyecto permite ajustar el trazado y los parámetros de excavación y obtener información frente a posibles reclamaciones.
- Tener mapas de deformación con precisión milimétrica que van más allá (temporal y espacialmente) de las zonas cubiertas por la instrumentación convencional.
- El InSAR complementa por tanto, la información obtenida mediante otras técnicas de monitoreo convencional. 📍

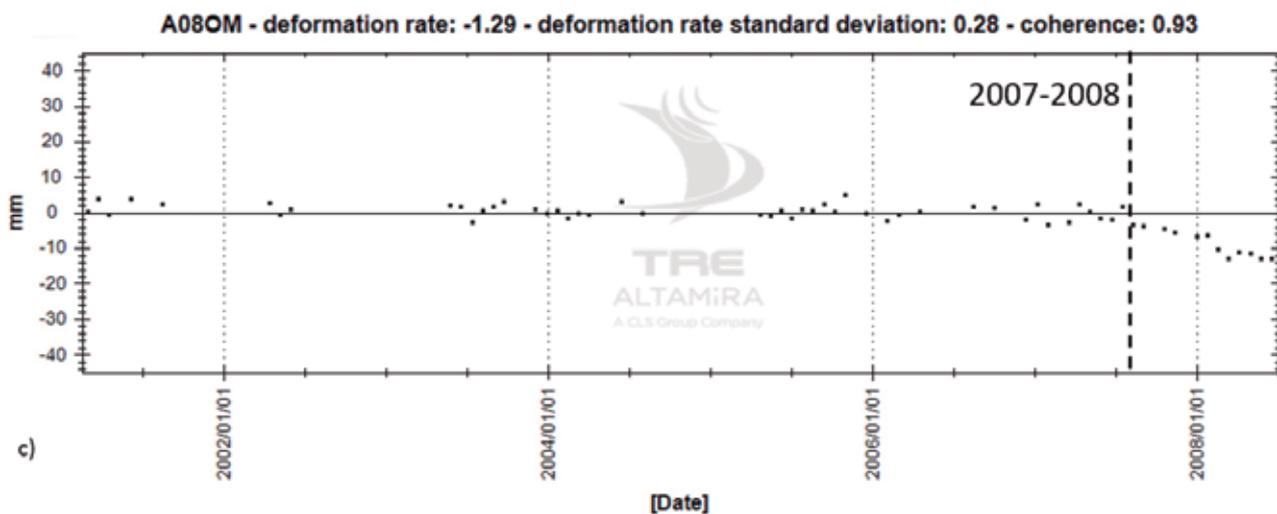
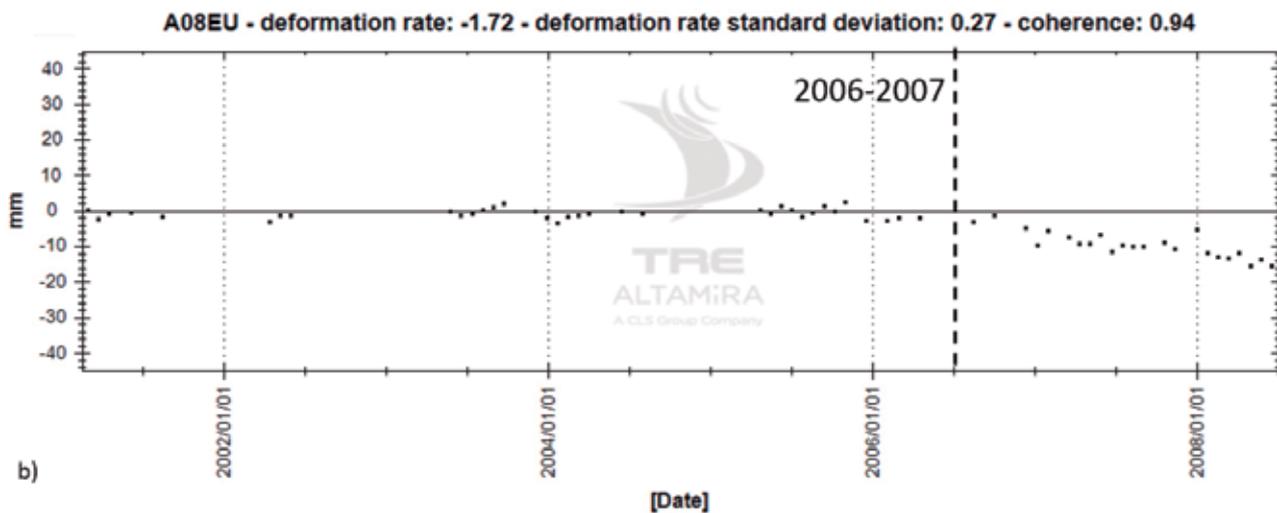
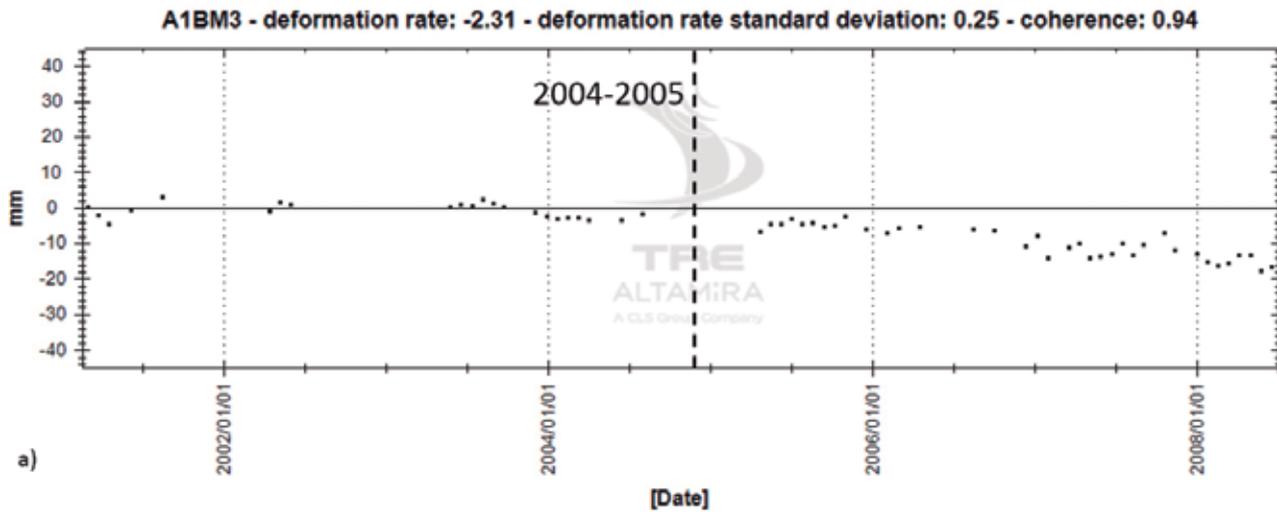


Fig. 12. Series temporales de puntos de medición identificados en la figura 13. a) Serie temporal del punto A1BM3; b) Serie temporal del punto A08EU y c) Serie temporal del punto A08OM

REFERENCIAS

- Arnaud, A., Adam, N., Hanssen, R., Inglada, J., Duro, J., Closa, J., and Eineder, M. (2003). "ASAR ERS interferometric phase continuity". IGARSS 2003, 21-25 July 2003, Toulouse, France, CDROM, 2003.
- Berardino, P., Fornaro, G., Lanari, R., Sansosti, E. (2002). "A new algorithm for surface deformation monitoring based on small baseline differential SAR interferograms". IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing, 40(11), 2375-2383.
- Black, M. "Crossrail project: managing geotechnical risk on London's Elizabeth Line". Civil Engineering Vol 170 Issue CE5 pp 23-30
- Colesanti, C., Ferretti, A., Novali, F., Prati, C., Rocca, F. (2003). "SAR monitoring of progressive and seasonal ground deformation using the Permanent Scatterers Technique". IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing, 41(7), 1685-1701.
- Duro, J., Inglada, J., Closa, J., Adam, N., Arnaud, A. (2003). "High resolution differential Interferometry using time series of ERS and ENVISAT SAR data". Fringe 2003, Frascati, Rome, Italy, 1-5 December.
- Falorni, G., Iannacone, JP. (2014). "Signature of Tunneling-Induced Ground deformation in urban areas revealed by time series analysis." In proceedings Vancouver TAC 2014. Tunneling in a resource driven world.
- Ferretti, A., Prati, C., Rocca, F. (2000). "Nonlinear subsidence rate estimation using permanent scatterers in differential SAR interferometry". Transactions on Geoscience and Remote Sensing, 38(5), 2202-2212.
- Ferretti, A., Prati, C., Rocca, F. (2001). "Permanent scatterers in SAR interferometry". IEEE Transactions on Geoscience and Remote Sensing, 39(1), 8-20.
- Ferretti, A. (2014). "Satellite InSAR Data. Reservoir Monitoring from Space". EAGE Publications.
- Garcia Robles, J., Black, M., Salvá, G. "Correlation study between in situ auscultation and satellite interferometry for the assessment of nonlinear ground motion on CrossRail London."
- Hanssen, R. (2001). "Radar interferometry". Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands.
- Hooper, A., Zebker, H., Segall, P., Kampes, B. (2004). "A new method for measuring deformation on volcanoes and other natural terrains using InSAR Persistent Scatterers". Geophysical Research Letters, 31, L23611, doi:10.1029/2004GL021737.
- King, M. Thomas, I. Stenning, A. "Crossrail project: machine driven tunnel on the Elisabeth line, London". Civil Engineering Volume 170, Issue CE5. Pp 31-38
- Lanari, R., Mora, O., Manunta, M., Mallorquí, J.J., Berardino, P., Sansosti, E. (2004). "A small-baseline approach for investigating deformations on full-resolution differential SAR interferograms". IEEE Transactions on Geosciences and Remote Sensing, 42(7), 1377-1386.
- Massonnet, D and Feigl, K L. (1998). "Radar interferometry and its application to changes in the Earth's surface". in Rev. Geophys., 36(4), 441-500, doi: 10.1029/97RG03139.
- Massonnet, D., Rossi, M., Carmona, C., Adragna, F., Peltzer, G., Feigl, K., Rabaute, T. (1993). "The displacement field of the Landers earthquake mapped by radar interferometry". Nature, 364, 138-142.
- Mora, O., Mallorquí, J.J., Broquetas, A. (2003). "Linear and nonlinear terrain deformation maps from a reduced set of interferometric SAR images". IEEE Transactions on Geosciences and Remote Sensing, 41(10), 2243 -2253.
- Rosen, P.A., Hensley, S., Joughin, I.R., Li, F.K., Madsen, S.N., Rodríguez, E., Goldstein, R.M. (2000). "Synthetic Aperture Radar Interferometry". Proc. of the IEEE, 88 (3), 333-382.
- Sabater, J., Duro, J., Albiol, D., Koudogbo, F. (2011). "Comparative analyses of multi-frequency PSI ground deformation measurements". SPIE Remote Sensing 2011, Prague, Czech Rep, 19-22 September.

VALENTÍN Salcedo

Ingeniero de Minas (Geología y Geofísica)
ETSIM UPM.

Jefe de Unidad de Ingeniería Independiente
en Proyecto y Obra Túnel Chenani-Nashri,
(Team Leader of Independent Engineer for
Chenani-Nashri Tunnel Project)



Fenómenos de squeezing y patologías en un túnel profundo en el sub-Himalaya

RESUMEN

El trabajo se centra en analizar las causas del comportamiento en deformaciones de las excavaciones desde ambas boquillas durante la ejecución del túnel Chenani-Nashri (Jammu y Cachemira, India), con 9 km de longitud y coberteras que superan ligeramente el kilómetro, en un macizo rocoso del Terciario (sub-Himalaya).

El desarrollo de Squeezing se limita sensiblemente a la excavación por NATM desde la boquilla Sur, con máximas deformaciones en el hastial y hombro derechos.

Se analizarán:

- la anisotropía de tensiones debida a la tectónica del sub-Himalaya, y local,
- la orientación de la estructura predominante (estratificación),
- la anisotropía del macizo rocoso, constituido por una formación tipo flysch, y
- otros condicionantes.

PALABRAS CLAVE

Fluencia, tensiones "in situ", NATM, anisotropía, dianas

ABSTRACT

The construction of the 6, 7 km length BOLAÑOS TWIN TUNNEL during the excavation through NATM method of the 9 km long Chenani-Nashri Tunnel (Jammu & Kashmir, India) it has been observed that its behavior in deformation is dissimilar between drives from both the portals, South and North. The tunnel crosses a mountainous range with overburden slightly higher than 1 km, formed by Tertiary sedimentary rocks (sub-Himalaya)

Development of Squeezing phenomena in blasted/drilled rock mass by NATM is appearing mostly in excavation driven from South Portal, with higher deformations in right shoulder and sidewall.

To consider:

- *the stress anisotropy generated by tectonic regional stresses (WSM), also by local folds,*
- *the structural control dominated by bedding,*
- *the rock anisotropy, which comprises a flysch formation, and*
- *other aspects.*

KEYWORDS

Squeezing, "in situ" stresses, NATM, anisotropy, targets



Fig. 1. Vista de satélite con localización del Proyecto e indicadores tectónicos circundantes (puntos azules)

1 Ubicación de la obra, encuadre geográfico y condicionantes (relieve, tectónica regional)

El túnel de Chenani-Nashri es un túnel de carretera bidireccional de 9 km con dos carriles que se sitúa en las últimas estribaciones del sub-Himalaya hacia el suroeste, localizándose la boquilla sur junto a Chenani, a la que se accede por la existente NH-1A. La boquilla norte se sitúa cerca de Nashri, pasado Batote, a algo más de 5 km dirección Jammu. En la Fig. 1 se muestra su situación.

El túnel atraviesa una cresta montañosa (Nathatop) a cota +2279,60 m, cercana al puerto de Patnitop, sobre el pk de túnel 5+525 desde la boquilla Sur, mientras las boquillas presentan rasante de +1230 m al Sur y +1209 m al Norte. El recubrimiento máximo sobre clave es de 1030 m, siendo uno de los factores condicionantes en el diseño del túnel.

La orografía montañosa ha condicionado fuertemente el trazado, con una limitación de espacio para las zonas de peaje y diseño de taludes, debido a las expropiaciones previstas.

La zona queda encuadrada como Zona sísmica IV, que ha condicionado el diseño de sostenimiento en las zonas de boquilla. Es una zona en la confluencia de placas tectónicas continentales, en el vértice de giro de las tensiones (extremo NO del cabalgamiento principal limítrofe, MBT), y siendo difícil establecer orientaciones de plegamiento respecto al túnel.

Los indicadores tectónicos (por mecanismo focal sísmico) recopilados del mapa WSM (2008) dan direcciones de máximas tensiones in situ de WSW-ENE a SW-NE, incluidos arriba como segmentos con punto azul, mientras que el túnel está orientado N-S.

2 Breve descripción de la obra de túnel

2.1. Método Constructivo

El método constructivo se ha basado en el NATM con fases de avance y destroza (más contrabóveda prevista) en el túnel principal, a sección completa en la galería de evacuación y mixto en las galerías transversales.

La investigación geotécnica se ha visto muy limitada por razones de accesibilidad, permisos forestales y plazos de entrega de los Proyectos, y teniendo en cuenta la profundidad y longitud del túnel había bastantes incógnitas en la predicción del comportamiento. En el Proyecto Básico (DPR) se menciona que la flexibilidad del nuevo método austriaco, con su capacidad de adaptación óptima al tipo de terreno y seguridad de ejecución, y ha sido un método habitual en el Himalaya en tramos de geología variable con incertidumbres geomecánicas, experiencia de mano de obra local y aceptación por parte de los contratistas.

Por otro lado, presenta una ventaja cuando existen condiciones restrictivas de altas deformaciones en los frentes, que pueden generar atrapamiento de las TBM.

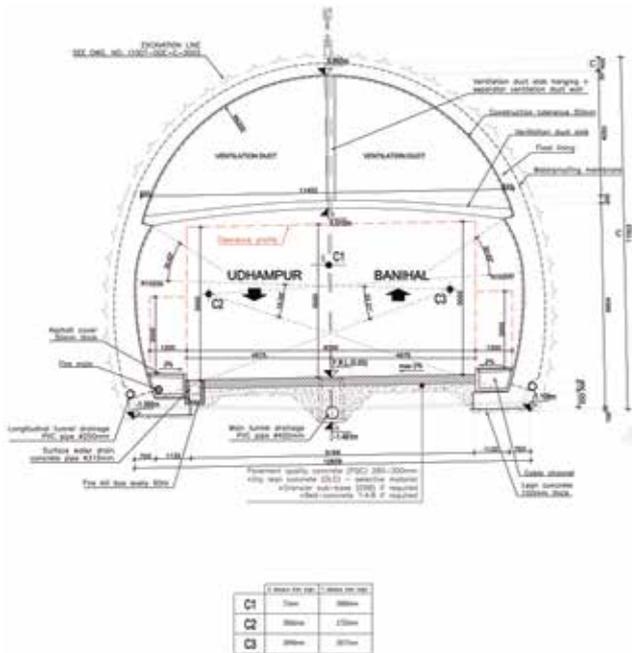
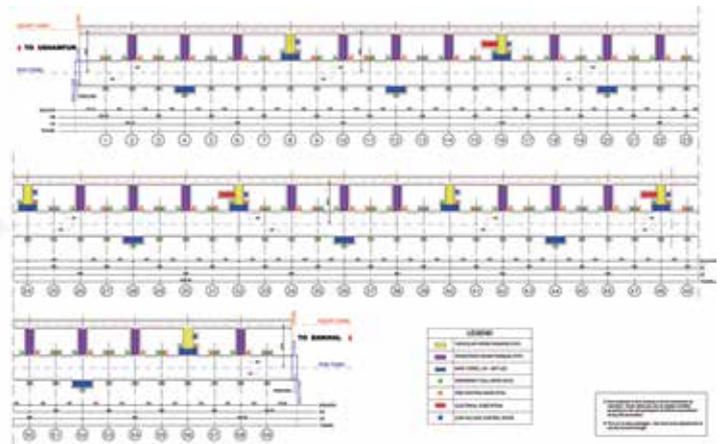


Fig. 2. Sección típica del túnel principal (MT) sin contrabóveda

Fig. 3. Planta esquemática del túnel de Chenani-Nashri y galería paralela con conexiones



2.2. Descripción de los túneles

Se trata de un túnel de carretera (MT) con un carril por sentido y aceras, con apartaderos cada 600 m en hastiales alternos, comenzando en pk (TM) 0+600 desde el Sur, y un gálibo de 9.35 m (H) x 5.0 m (V). También presenta losa con tabique central para los dos conductos de ventilación transversal. En la figura 2 se ve la sección típica funcional:

Se ha construido una galería de emergencia (abreviada ET) paralela, con gálibo mínimo 5.0 m (H) x 2.5 m (V), y a una distancia entre hastiales contiguos comprendida entre 15-22 m (en las boquillas) y 33 m (mayoría del trazado). En la figura 3 se presenta un esquema en planta con las conexiones entre ambos túneles mediante galerías (CP) cada 300 m (CP-1 a CP-29). Inicialmente, 3 de cada 4 galerías presentaban dimensiones para uso peatonal, pero se modificaron a vehiculares para acceso de maquinaria.

La elección de 300 m se debe a la aplicación de la normativa india sobre túneles, recogida en el Indian Roads Congress mediante el código IRC:SP:91-2010 Guidelines for Road Tunnels. Este criterio respeta la normativa europea y española de disposición de salidas de emergencia/ evacuación, como mínimo cada 500 m, y sin superar 400 m respectivamente.

Los túneles presentan un trazado prácticamente rectilíneo y orientación N8°E, con máxima cota de trazado de +1252.44 m próxima al centro del túnel (pk 4+445 desde Sur) y pendientes hacia ambas boquillas de 0,5 % que coinciden con el gradiente de drenaje.

Las longitudes totales son de 8979 m para MT y 8966 m para ET, y las secciones de excavación fueron: 136-145 m² para el MT, 35-40 m² para el ET, y 65-70 m² para la CP.

La galería de emergencia se ha utilizado como túnel piloto para localizar posibles zonas de falla e ingreso de agua en los túneles,

que finalmente no se han cortado. No obstante, las convergencias en el ET desde el Sur han sido con frecuencia superiores al 1 %, obligando a actuaciones de reperfilado y saneo, combinadas o no con ejecución de soporte adicional o sustitutivo de otro afectado por sobretensiones. Debajo, ejemplo en ET TM 2+230 (Sur).

Los plazos de ejecución de la obra de excavación/sostenimiento y revestimiento así como rendimientos se muestran en la tabla 1.

3 Marco geológico-geotécnico y caracterización geomecánica del macizo rocoso

El túnel de Chenani-Nashri se encuentra encuadrado geológicamente en las formaciones del cinturón Terciario del sub-Himalaya en Jammu denominada formación Murree (Mioceno inferior a medio), afectado por la tectónica de colisión en la parte NO de la cordillera del Himalaya, presentando el cinturón rumbo ONO-ESE y estando limitado por cabalgamientos.

La formación Murree está constituida por un flysch cuyas litologías corresponden a areniscas, limolitas y argilitas, éstas últimas altamente friables.

Toda la serie a lo largo del trazado del túnel se ve afectada por la tectónica regional (colisión de placas al NO del Himalaya), y también un gran pliegue sinclinal en Kud con su eje axial NW-SE, atravesado por el túnel en su flanco O. Atendiendo a la orientación y buzamiento de la estratificación se han definido tres dominios estructurales descritos más adelante.

La investigación geotécnica tuvo que limitarse por tema de orografía y dificultad de accesos, permisos forestales o privados, inconvenientes logísticos, así como ajuste de plazos de entrega de



Fig. 4. Reperfilado y refuerzo de sostenimiento en el túnel ET TM 2225 (desde el Sur)

Actividad	Túnel	Fecha comienzo	Fecha final	Producción* m/mes, pases/ día (año), puestas/ mes	Ciclo (horas o días)	
Excavación/ Sostenimiento (Sección tipo B1, HP con fibra plástica)	MT-Principal avance	18-08-2011 (Sur)	13-07-2015	140-185, 1.5 a 2 (2013)	12-17 h	
		22-10-2011 (Norte)		100-160, 1.2 a 1.7 (2014)	15-20 h	
	MT-principal destroza	Fin Sept.2011 (Sur)	Finales Dic.2015	Variable, no crítica	–	
		12-12-2011 (Norte)		Variable, no crítica	–	
	Emergencia		08-08-2011 (Sur)	02-06-2014	200, 2 a 2.5 (2013)	10-12 h
			08-10-2011 (Norte)		135-165, 1.5 a 2 (2014)	12-18 h
Revestimiento Carro 15 m (rosca hormigón estructural)	MT-Principal	28-05-2013 (Sur)	13-07-2016 (rosca) 27-09-2016 (losa V)	9 a 10 puestas (2013-14)	3 días	
		08-06-2013 (Norte)		16-20 puestas (2016) 23-25 en losa ventilación	1.5 días 1.25 días	
	Emergencia	05-07-2013 (Sur)	14-08-2016	11-12 puestas (2013-14)	2.5 días	
		15-07-2013 (Norte)		16-20 puestas (2016)	1.65 días	

NOTA: *Los rendimientos expresados en la tabla son medios por boquilla

Tabla 1. Sumario de producciones y periodos ejecución para sostenimiento y revestimiento túneles

los resultados de la campaña y conclusiones relativas a diseño. En la caracterización geotécnica propuesta por el Diseñador, se incorporaron los datos geo-estructurales y condiciones/características de los sistemas de juntas (según la clasificación ISRM, 1981, y Palmstrom, 2000) obtenidos de la investigación de campo (estaciones y sondeos), añadiendo otros ensayos sobre propiedades de la roca intacta. El análisis estadístico se resume en las figuras 5 (tablas) y 6 (gráficos distribución UCS=RCS).

La clasificación geomecánica del macizo rocoso se ha realizado a partir del índice GSI, cuya variabilidad se ha simulado por el método de Montecarlo, obteniendo distribuciones estadísticas mostradas en la figura 7. Se ha clasificado el macizo rocoso en

cuatro grupos de GSI, 1 a 4 (GSI decrecientes), asociándolos a los ábacos de Hoek y Marinos (2000).

Se ha considerado el macizo rocoso como un medio continuo, utilizándose el criterio de rotura generalizado de Hoek y Brown (Hoek et al., 2002), y para el módulo de deformación del macizo rocoso la formulación empírica de Hoek y Diederichs (2006), partiendo del GSI y RCS de la roca intacta.

La clasificación del macizo rocoso empleada en el Pliego Técnico del Contrato es la asociada al NATM (Rabcewicz and Pacher, 1964-1965), correlacionando esta clasificación descriptiva con el enfoque probabilístico empleado por Russo y Grasso (2007).

Fig. 5. Intact rock properties of Sandstone

Sandstone	Dry density	Porosity	"P" Wave velocity	UCS	Modulus of Elasticity	Poisson's ratio	c'	φ	mi
	kg/m ³	%	(m/sec)	MPa	GPa		Mpa	(°)	
MIN.	23,5	1,8	377	9	2	0,1	9	37	6
AVERAGE	25,6	3,9	4008	79	18	0,2	21	45	8
MAX.	26,8	8,9	6010	164	68	0,3	40	54	13
ST.DEV.	0,7	1,9	851	40	17	0,1	7	5	2

Fig. 6. Intact rock properties of Siltstone / Claystone

Siltstone/ Claystone	Dry density	Porosity	"P" Wave velocity	UCS	Modulus of Elasticity	Poisson's ratio	c'	φ	mi
	kN/m ³	%	(m/sec)	MPa	GPa		Mpa	(°)	
MIN.	23,9	0,6	2213	12	1	0,1	4	30	3
AVERAGE	25,7	3,0	3878	44	8	0,2	14	46	8
MAX.	26,8	8,3	5252	87	23	0,4	26	63	13
ST.DEV.	0,8	1,8	692	19,4	6	0,1	5	8	3

FREQUENCY GRAPH FOR UCS VALUES (AS PER LITHOLOGY)

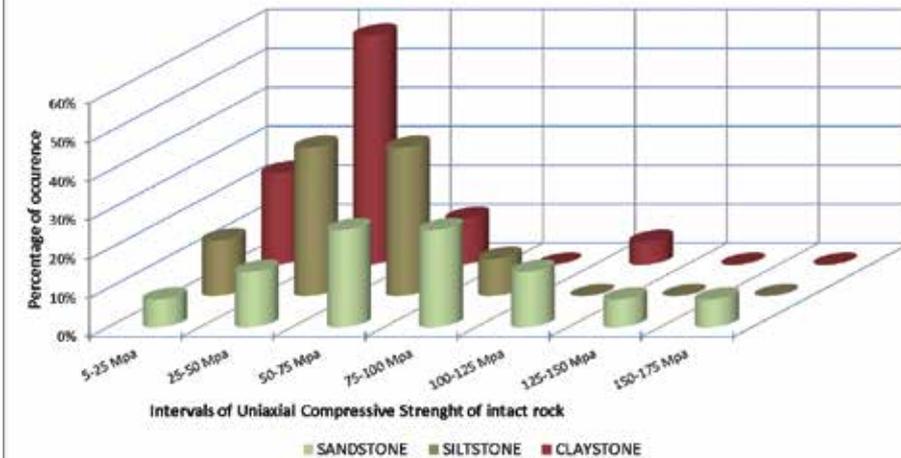


Fig. 5. Propiedades geomecánicas de la roca intacta: areniscas y grupo limolita-argilita

Fig. 6. Gráfico de frecuencias de compresiones simples según litologías

La cuantificación del comportamiento y clasificación por categorías se ha realizado a través del método analítico CCM (Hoek y Brown 1980, Hoek 2000, y Carranza-Torres, 2004), al que se ha aplicado el método de Montecarlo a los parámetros siguientes:

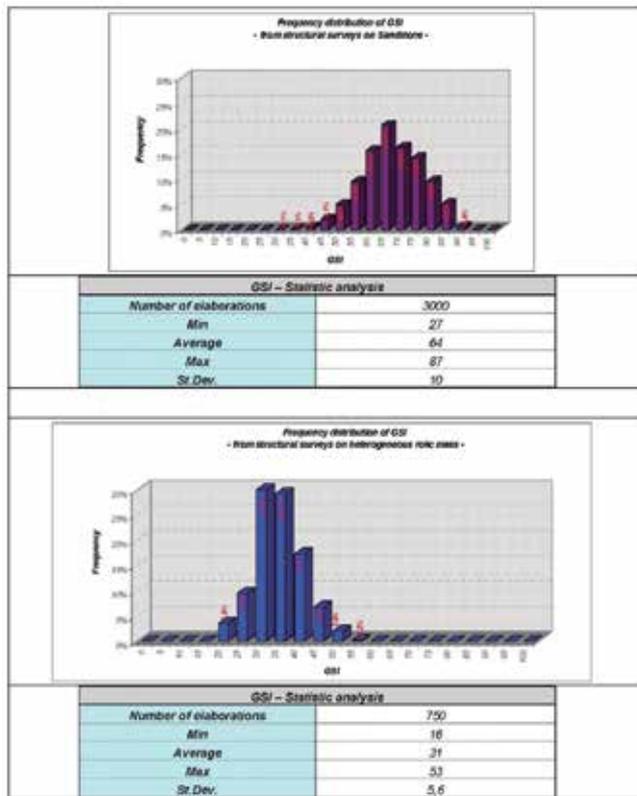
- Parámetros de la roca intacta y el macizo rocoso (GSI, RMR, mi, oci entre otros)
- Recubrimiento hasta clave del túnel (H) y estado de las tensiones in situ (K0=1)
- Geometría de la cavidad (R0): radio equivalente del MT, 6.7 m, y del ET, 3.3 m.

Para la variabilidad de parámetros del macizo se ha fijado un porcentaje de 50 % de arenisca y 50 % de roca heterogénea (limolitas más argilitas) al combinar las distribuciones de ambas, mientras el recubrimiento se ha limitado al intervalo 300-650 m para el diseño de sostenimiento por CCM, asumiendo cierto riesgo.

El Diseñador obtuvo seis categorías de comportamiento ("a" a "(f)" de mejor a peor) y para cada categoría se estimaron intervalos de % deformación del túnel (circular), y de radio de plastificación relativo al del túnel. En la figura 8 se muestra la equivalencia entre la clasificación NATM (Contrato de Concesión) y la caracterización de Russo y Grasso.

Las clases de roca establecidas según Pliego han sido:

- A1, "Estable"
- A2, "Con ligera generación de sobre-excavaciones", macizo elástico, caídas (gravedad)
- B1, "Comportamiento friable" macizo rocoso no estable, elasto-plástico, caídas
- B2, "Comportamiento altamente friable": idem, auto-soporte menor, más fracturado



Rock class description (as per Concession Agreement)		Russo and Grasso (2007) quantitative approach	
Class	Description	Stress analysis (behavioural category)	Geostructural condition (typical RMR class)
A1	Stable	a/b	I
A2	Slightly overbreaking		II
B1	Friable	c	III
B2	Heavily friable		IV
C1	Pressure exerting	d	III-IV
C2	Heavily pressure exerting	e	III-IV-V
L	Loose ground	(f)	V

Fig 7. Distribuciones probabilísticas de ocurrencia del GSI en areniscas y macizo rocoso heterogéneo

Fig. 8. Equivalencia entre la Clasificación NATM del Pliego y el enfoque cuantitativo de Russo, Grasso

- C1, "Somético a presiones críticas": con fluencia viscosa en el tiempo ("Squeezing")

- C2, "Somético a altas presiones, superiores a las críticas": zonas de falla

- L, "Terreno suelto": materiales con baja calidad geotécnica, zonas de boquilla

El Diseñador ha relacionado grupos GSI y categorías de comportamiento: grupo G1 con categorías a/b, G2 con categoría c, G3 con categoría d, y G4 con categoría e/f.

Para la selección de la clase de roca en el frente se han tomado el GSI, RCS (intacta), el índice de competencia IC (se asume $K_0=1$) y el índice RMR para distinguir las clases B1 ($RMR>40$) y B2 ($RMR\leq 40$).

El nuevo método austriaco descansa sobre la observación del comportamiento del túnel monitorizado a juicio/apreciación del técnico responsable, y existiendo la limitación de investigación geotécnica disponible se ha justificado el análisis probabilístico.

No obstante, el enfoque probabilístico cuantitativo se considera excesivamente optimista debido a la limitación de recubrimientos, a la consideración de $K_0=1$, y a la composición asignada al modelo probabilístico.

4 Secciones tipo de sostenimiento/revestimiento diseñadas y empleadas en obra

Sostenimiento de los túneles

Atendiendo al Pliego técnico de Contrato, el Diseñador ha propuesto las correspondientes secciones tipo de sostenimiento para el Proyecto Constructivo, utilizando métodos empíricos, analíticos (análisis de cuñas, CCM) y numéricos (MEF con Phase2, medios continuos). Las principales se muestran en la Tabla 2.

Debajo se muestra la sección tipo B1, la más utilizada, mientras la C1 no se ha llegado a emplear, sólo una intermedia entre B2 y C1 en contramedidas de refuerzo.

Las Secciones tipo B3, para condiciones de rockburst (estallido en areniscas), A1 y C2 han estado lejos de aplicarse en los túneles. No obstante se ha observado el popping (expulsión ruidosa de fragmentos pequeños) en bancos de areniscas casi masivas.

Medidas adicionales de refuerzo del sostenimiento (contramedidas): Respecto a las medidas de refuerzo del sostenimiento (contramedidas), las principales son:

- Saneado de grietas y desconches en HP con reposición de capa 200-250 mm y mallazo.

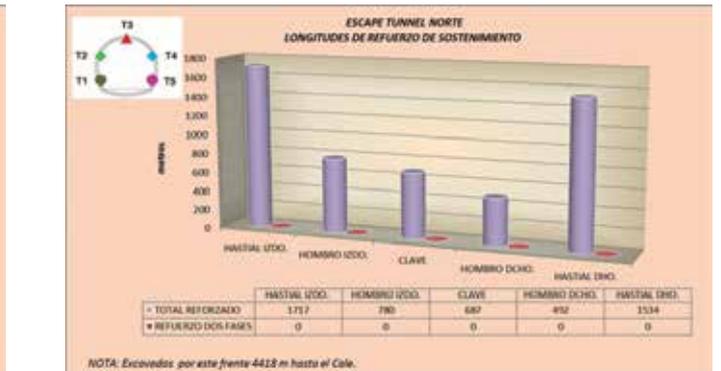
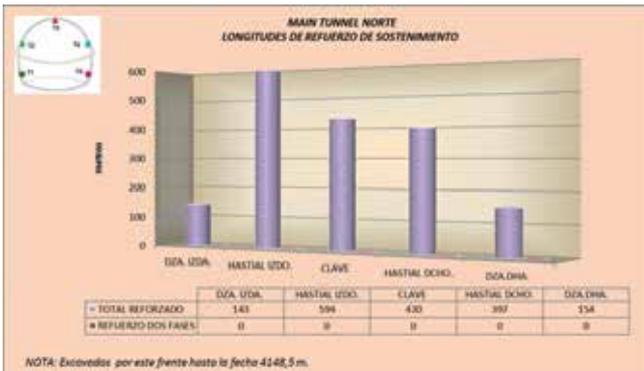
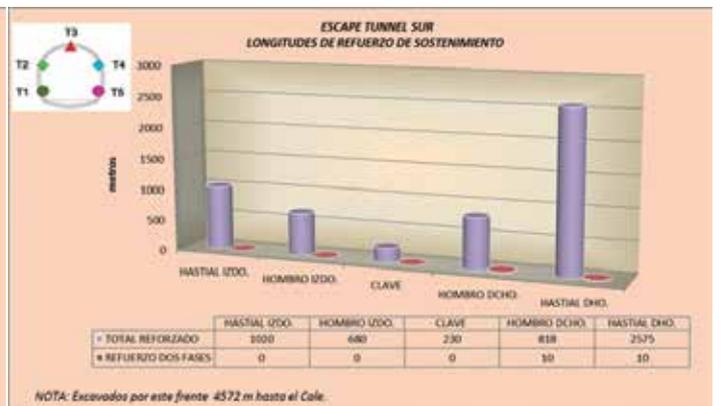
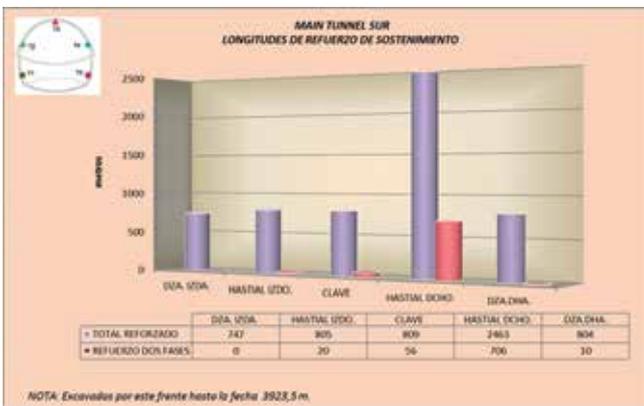
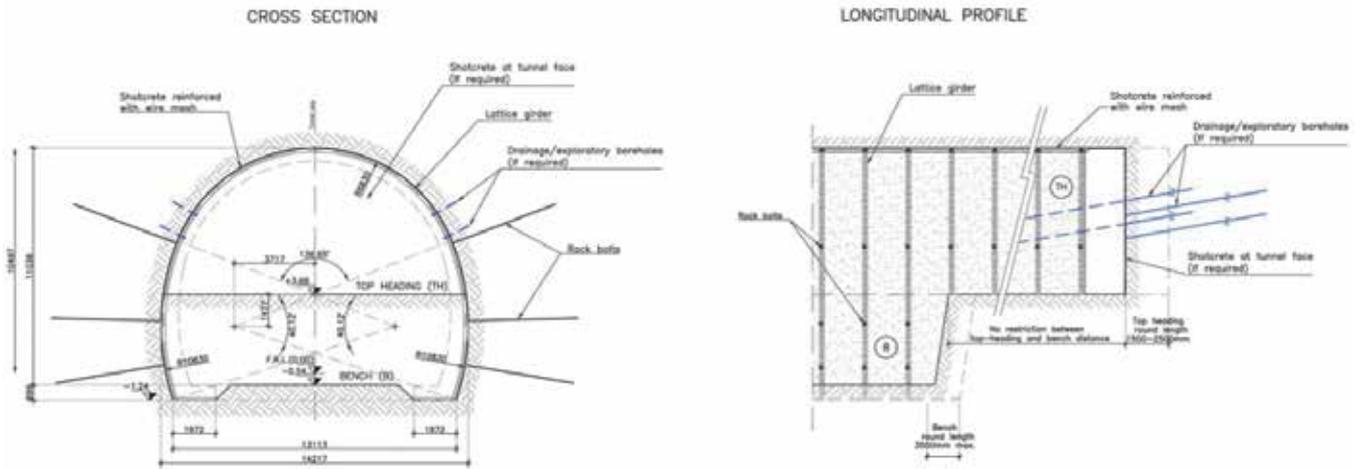


Fig. 9. Sección tipo sostenimiento B1 en MT

Fig. 10. Longitudes de túnel principal (izqda.) y de emergencia (dcha.) con medidas de refuerzo del sostenimiento

- Ejecución de bulones adicionales Swellex de 5 m (MT) o 3 m (ET) en malla 2x2 m² aplicados en franjas de dianas consideradas no tan críticas, o como complemento.
- Ejecución de auto-perforantes (SDA IBO) de 9 y 12 m (MT) o 6 y 9 m (ET) en malla 1,5 m x 1,5 m a 2,0 m x 2,0 m en las áreas incluyendo dianas con mayores deformaciones: franjas de 2(3) (para una diana) a 4(5) (para dos dianas) bulones IBO 9 m con espaciado longitudinal 1.5 m. También se ha aplicado a sección completa.

- Instalación de celosías triangulares en sección B1* tras el reperfilado de perímetro excavación en tramos de 1-2 pases con espaciados de 1,2 a 1,8 m, más proyección hormigón con espesor 200-250 mm en zonas con fisuras saneadas.

Para evaluar el grado de sostenimiento adicional, se presentan unos gráficos con las longitudes totales de tramos en los que se ha actuado, para los dos túneles, en la figura 10.

Revestimiento de los túneles

El revestimiento se ha calculado asumiendo recubrimientos máximo (1.050 m), salvo para anisotropía tensional en el hombro derecho, en el que limitaban a 850 m (supuesto donde llegaba la misma). Todas las secciones van con rosca armada excepto la B1 (refuerzos locales en repisas y clave para losa y tabique de ventilación).

En este caso el cálculo estructural se realizaba por el método de reacciones hiperestáticas (Bedded Beam Model) modelizado mediante MEF. Las cargas se establecieron como sigue:

- Para comportamiento elástico del terreno, el método de Unal: $p_v = (100 - RMR) \cdot \gamma \cdot B / RMR$, con B ancho del túnel, RMR de Bieniawski, y γ el peso específico.

- Para comportamiento plástico, el peso del anillo de plastificación: $p_v = \gamma \cdot (R_{pl} - R_o)$.

- Para túnel somero en zona de falla, la carga limitó a $p_v = \gamma \cdot D_{eq}$ (diámetro equivalente).

- En las zonas de boquilla se consideró carga de recubrimiento completo: $p_v = \gamma \cdot H$.

Como criterio conservador se ha supuesto no contribución del sostenimiento.

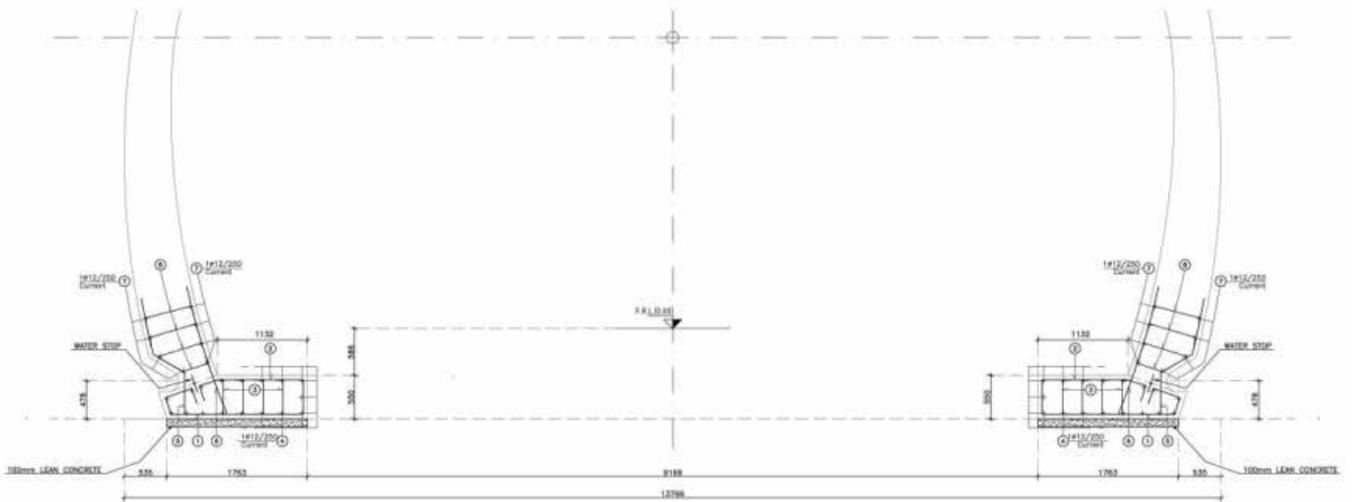
Al detectarse convergencias mayores a las esperadas, se planteó un criterio para aplicación del revestimiento basado en los límites de alarma de convergencias para las clases de terreno,

Sección tipo (según Pliego) Túnel	Hormigón proyectado (mm)	Mallazo, Nº/composición	HP con fibra equivalente sin mallazo, mm	Ancajes tipo/ Nº por pase/ longitud	Celosías comp.	Cerchas tipo/ espaciado	Enfilajes Tipo/ espaciado/ long.	Utilización en el túnel	
A2	MT	100	1/ 150x150Ø6	100 (polifibra)	SN Ø25/ 12/ 5m	No	No	No	Escasa, en tramos muy cortos cerca de boquillas, excepto MT Norte
	ET	100	1/ 150x150Ø6	100 (polifibra)	SN Ø25/ 6-7/ 3m	No	No	No	
B1	MT	200	1/ 150x150Ø6	150 (polifibra) + 50 s/f	SW Ø36/ 12// 5m	Triangular, Ø32/2Ø25	No	No	En la mayor parte del túnel, desde TM 0+820 por el Sur y TM 2+700 por el Norte
	ET	200	1/ 150x150Ø6	150 (polifibra) + 50 s/f	SW Ø36/ 6-7/ 3m	Triangular, Ø25/2Ø20	No	No	Por el Sur, desde TM 3+300 y por el Norte desde TM 3+050
B1*	MT	150	1/ 150x150Ø6	150 (polifibra)	SW Ø36/ 12// 5m	No	No	No	Hasta 0+820 y tramo 1+150 a 1+325 (Sur). Hasta 2+700 (N)
	ET	150	1/ 150x150Ø6	150 (polifibra)	SW Ø36/ 6-7/ 3m	No	No	No	Hasta unos 3 km desde ambas boquillas (ver B1)
B2	MT	250	1/ 150x150Ø6	200 c/f plástica + 50 s/f	SN Ø25/ 10/ 5m	Triangular, Ø32/2Ø25	No	SDA R32N/ 300-400 c/c >3 m	En tramos cortos aislados cerca de boquillas
	ET	250	1/ 150x150Ø6	200 c/f plástica + 50 s/f	SN Ø25/ 6/ 3m	Triangular, Ø25/2Ø20	No	SDA R32N/ 300-400 c/c >3 m	En tramos cortos aislados cerca de boquillas
C1	MT	250	2/ 150x150Ø6	200 c/f acero + 50 s/f	SN Ø25/ 13/ 9m	Cuadrangular, 4Ø25	No, sólo contrabóveda	No	No se ha empleado, aunque contramedidas similares
	ET	250	2/ 150x150Ø6	200 c/f acero + 50 s/f	SN Ø25/ 9/ 6m	Cuadrangular, 4Ø20	No, sólo contrabóveda	No	No se ha empleado, aunque contramedidas similares
L1	MT	250	2/ 150x150Ø6	No	SN Ø25/ 6/ 6m	No	HEB200/ 0.8 a 1.5 m	No	Primeros 12 m desde boquillas. Sísmica
	ET	250	2/ 150x150Ø6	No	SN Ø25/ 6/ 5m	No	HEB 180/ 0.8 a 1.5 m	No	Primeros 12 m desde boquillas. Sísmica

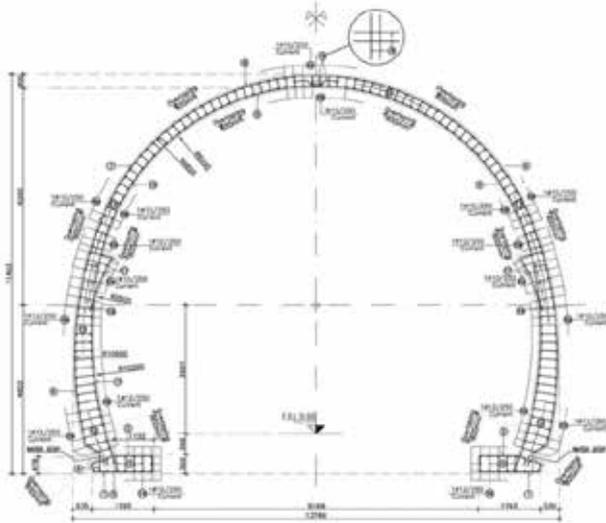
NOTA: MT es túnel principal, y ET es túnel de emergencia. La sección B1 reducida (B1*) ha sido insuficiente para estabilizar, y fue reforzada con sostenimiento adicional desde el Sur

Tabla 2. Descriptiva de elementos de sostenimiento de túneles por secciones tipo

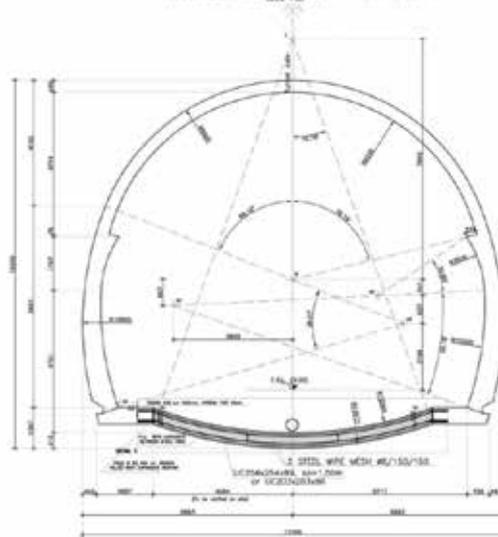
CROSS SECTION TYPE B1



CROSS SECTION TYPE B2



CROSS SECTION TYPE C0 SCI - Main Tunnel



CHENANI-NASHRI TUNNEL. MAIN TUNNEL.
COMPARATIVA TIPO SOSTENIMIENTO / REVESTIMIENTO

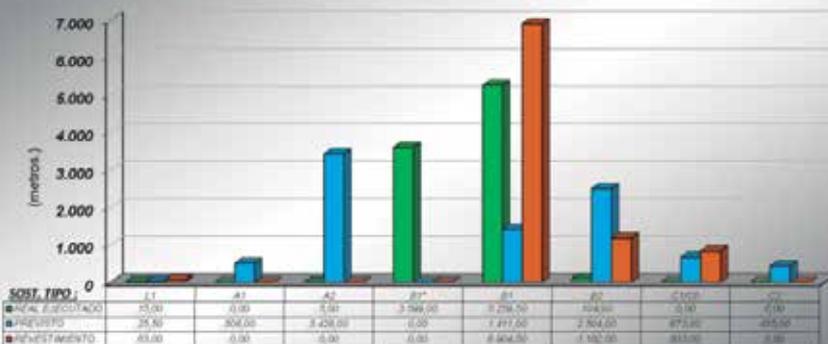


Fig. 11. Esquemas armado para sección revestimiento B1

Fig. 12. Armado para secciones revestimiento B2 y C0 (similar a C1, con zapata B1 previa y contrabóveda HEB-25)

Fig. 13. Comparativa tipos de sostenimiento previstos (azul) y ejecutados (verde) con revestimiento aplicado (MT)

y en síntomas de sobretensión en el sostenimiento. Con ello se asegura una adecuación del revestimiento a las condiciones reales. Debajo se muestra una comparativa.

5 Instrumentación y monitorización de deformaciones: criterios y resultados

Las convergencias y deformaciones radiales en el perímetro de excavación de los túneles se han controlado mediante secciones instrumentadas topográficamente con 5 dianas ópticas, ya sea en fase de avance, destroza o sección completa, como se muestra en la fig. 14:

Un ejemplo de gráfico de convergencias en una de las secciones críticas desde la boquilla Sur se muestra en la Figura 15,

incluyendo progreso de la excavación en avance y destroza:

Las frecuencias de lecturas de control dependían de la distancia al frente, detección de convergencias excesivas, seguimiento de una zona inestable rectificada, o de la velocidad de deformación previa a la ejecución del revestimiento, cuyo límite se ha fijado en el Pliego Técnico por debajo de 2 mm/mes. Finalmente este límite se ha ampliado a 3 mm/mes chequeando previamente tendencia decreciente, debido al ruido estimado en 1 mm/mes.

Las secciones ópticas se instalaron cada 50 m al principio, exceptuando zonas con riesgo (donde se reduce a 15-25 m), aunque se generalizó posteriormente a 25±5 m.

En la tabla 3 se exponen los límites y tolerancias de excavación debidas a convergencias para el Proyecto, incluyendo para el túnel principal (MT) avance (TH) y destroza (BN):

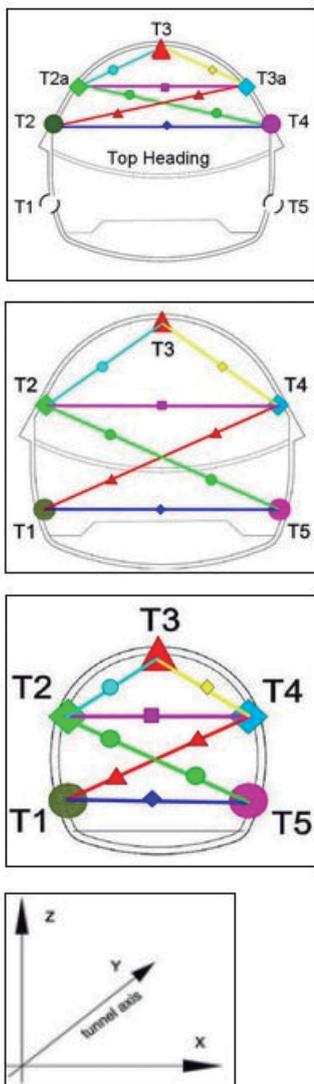


Fig. 14. De arriba a abajo, esquemas de monitorización para MT avance, MT destroza y ET, y coordenadas

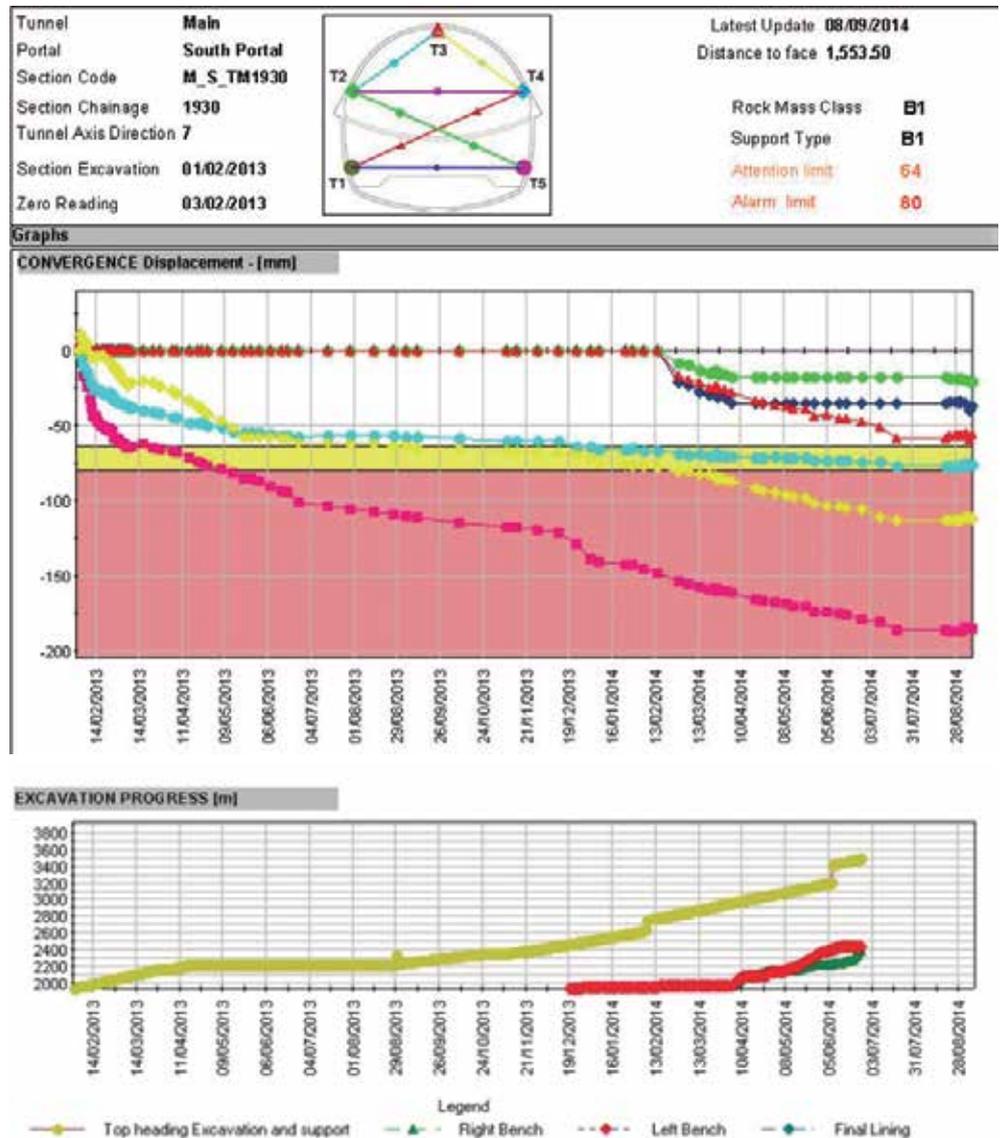
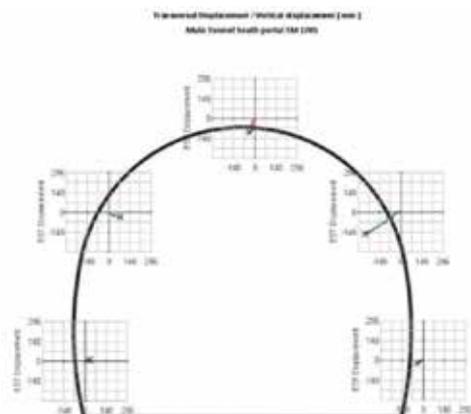
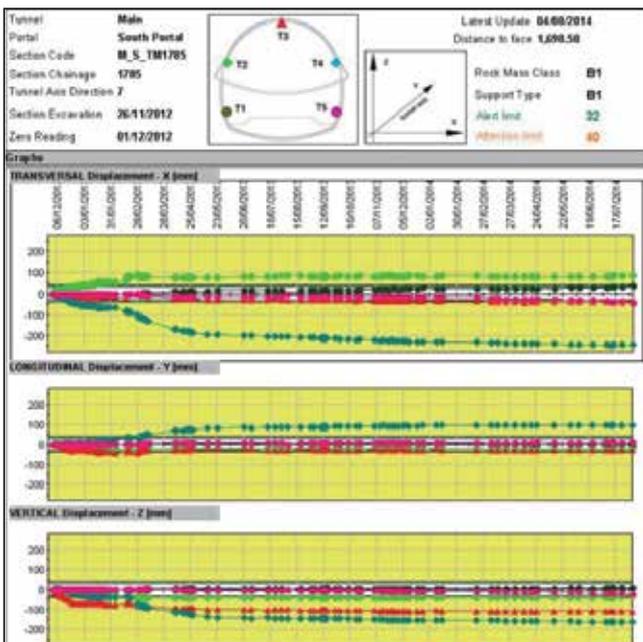


Fig. 15. Gráfico de convergencia para el MT Sur TM 1930

CLASE ROCA/ SECCIÓN TIPO	CONVERGENCIAS LÍMITES PARA TÚNELES CHENANI NASHRI (mm)					
	Tolerancia excavación		Umbral de atención		Umbral de alarma	
	Principal (MT)	Escape (ET)	Principal (MT)	Escape (ET)	Principal (MT)	Escape (ET)
A2	15.0	10.0	14.0 (TH) 24.0 (BN)	16.0	18.0 (TH) 30.0 (BN)	20.0
B1	40.0	20.0	38.0 (TH) 64.0 (BN)	32.0	48.0 (TH) 80.0 (BN)	40.0
B1*	30.0	15.0	29.0 (TH) 48.0 (BN)	24.0	36.0 (TH) 60.0 (BN)	30.0
B2	50.0	30.0	48.0 (TH) 80.0 (BN)	48.0	60.0 (TH) 100.0 (BN)	60.0
C1	150.0	100.0	144.0 (TH) 240.0 (BN)	160.0	180.0 (TH) 300.0 (BN)	200.0
L1	100.0	50.0	96.0 (TH) 160.0 (BN)	80.0	120.0 (TH) 200.0 (BN)	100.0

Tabla 3. Umbrales de convergencia en los túneles principal (MT) y de emergencia (ET) y tolerancias de excavación

Fig. 16. Asimetría de deformaciones según coordenadas sobre dianas en túnel principal Sur TM 1785



Aunque debió existir un protocolo de contramedidas cuando se excedían los límites de atención/ alarma en deformaciones, no fue proporcionado por el Contratista/ Diseñador.

Los resultados de la monitorización con dianas ópticas indican que en avances desde el Sur se ha llegado a producir Squeezing, según la gráfica de evaluación de grado de Squeezing sin sostenimiento de Hoek y Marinos (2000). Las convergencias, como se verá en el capítulo 7, han alcanzado porcentajes de diámetro del túnel de 1,5 a 3,5 % en algo más de los 3 km desde la boquilla Sur para el túnel principal, y de 2 al 5 % en los 3,5 km desde el Sur para el túnel de emergencia, mientras en el avance desde Norte el máximo es del orden de 1.5 %.

Según la monitorización se aprecia una deformación mayor en el hombro derecho en el MT Sur y hastial derecho en el ET Sur. En avances desde el N no está tan clara esa tendencia. En la Figura 16 se muestra la deformación asimétrica en MT Sur 1+785.

Los cambios de tendencia en las curvas de convergencia están influenciados por:

- La destroza en el túnel principal se detecta por la aceleración de la gráfica para la fase de destroza. El Diseñador estimó en el modelo que el 60 % de la deformación se produce en avance y el resto en destroza, lo que no se confirma necesariamente.
- En el túnel de emergencia, el paso del frente del MT a la altura de la sección de monitorización correspondiente, lo que ratifica la influencia entre los dos túneles, a pesar de la distancia entre hastiales de unos 33 m.
- La ejecución de medidas correctoras consistentes en el reperfilado/saneado de la sección de excavación ante entradas en sección.
- Reposición de sostenimiento debido a que está dañado, se ha decidido cambiar de sección tipo (normalmente de B1* a B1) o

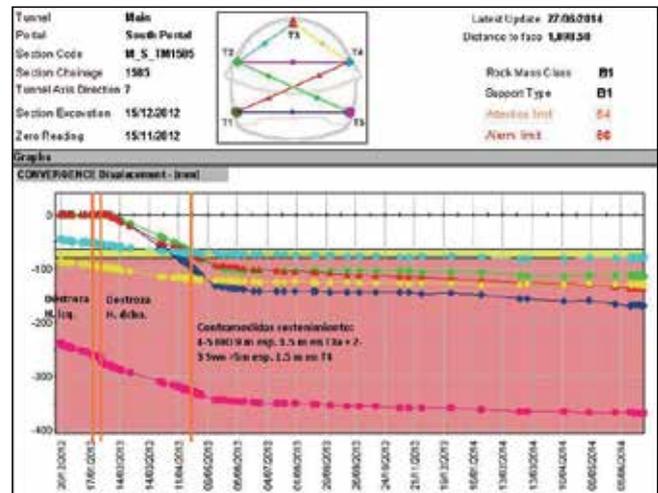
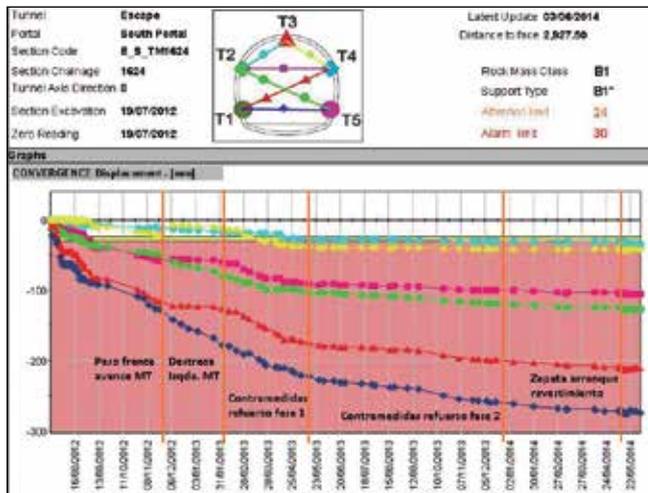


Fig. 17. Evolución de gráfica de convergencia en ET avance Sur TM 1+624 con influencias

Fig. 18. Gráfica de convergencias de sección repuesta en MT Sur TM 1585

se ejecutan contramedidas, reactivando velocidades de deformación, aunque suelen remitir en 1-2 semanas.

Apuntar que el grado de estabilización del túnel se verificó con velocidades de deformación.

Conclusiones relativas a la monitorización topográfica con dianas

(1) El plan detallado de auscultación no se desveló por parte de Concesionaria/Contratista. El espaciado entre secciones de dianas según pliego técnico era de 50 m.

(2) Se medían siempre 5 dianas, tanto en avance como en destroza, utilizando un software de procesamiento de datos (Eupalinos) según la configuración de cuerdas.

(3) Gracias al control de deformaciones mediante dianas se ha podido detectar la anisotropía de deformaciones y otros aspectos del comportamiento de los túneles, como la influencia de excavación o el control estructural/litológico.

(4) Una ventaja de las lecturas en dianas sobre los pernos para medida con cinta invar es que permite focalizar contramedidas de sostenimiento y refuerzo localmente en zonas críticas atendiendo a aceleración en la deformación.

(5) El incremento en velocidad de deformación en las dianas debía ser verificado con inspecciones (detección de síntomas de sobretensión en los elementos de sostenimiento) y chequeo de datos (revisión lecturas y procesamiento, repetición de lecturas). Los síntomas de sobretensión eran por ejemplo fisuras, grietas, solapamiento por compresión en la capa de gunita, deformaciones por compresión en celosías y roturas por cortante, o bien caídas o colapsos en el túnel.

(6) En las dianas se chequeaba la velocidad de deformación en el perímetro antes de revestir el túnel, que debía ser menor a 2 mm/

mes, según pliego. Se acordó 3 mm/mes con tendencia a estabilizar, debido al ruido en lecturas de la estación total.

(7) El tiempo total de estabilización de convergencia no era crítico, excepto si afectaba al plan de obra de revestimiento o las convergencias en destroza superaban con mucho 40 % (obtenido en la fase de diseño).

(8) En general con la ejecución de contramedidas se estabilizaba, no se utilizó contrabóveda. No obstante, en algunos casos se tuvo que acudir a 3 fases de contramedidas para estabilizar, con longitudes de bulones creciente.

(9) Las dianas también servían para evaluar las entradas en sección y reperfilado en los túneles, y había dificultades durante la reposición de dianas en secciones para mantener referencias acumuladas.

(10) Había unos criterios claros de límites de atención y alarma (L.A.) para las convergencias, así como una componente de tolerancias de excavación debido a las deformaciones esperadas para evitar entradas en sección, por ejemplo para el revestimiento (tolerancia constructiva).

(11) La convergencia total podía generar la modificación de la sección tipo de revestimiento, según su valor en % del L.A.: si convergencia > 120 % del L.A., se cambiaba a la sección tipo inmediatamente superior, y si >200 % se saltaban dos secciones tipo por encima.

6 Análisis del comportamiento diferencial relativo a deformaciones y conclusiones

En este apartado se exponen algunos ejemplos sobre el desarrollo de inestabilidades en algunas secciones de los túneles principalmente desde el Sur. En algunas de ellas el Diseñador ha reali-



Fig. 19. Fisuras en capa HP con mallazo en hombro derecho cerca de TM 278, MT

zado un retro-análisis para aplicar las contramedidas pertinentes, partiendo de la monitorización y deformaciones.

También se ahonda en las causas de la deformación diferencial entre excavaciones desde ambas boquillas, y la asimetría en las convergencias, concentradas en el hombro derecho (desde el Sur).

La evaluación por parte del Diseñador de secciones críticas con inestabilidades mediante Phase2 se ha recogido en dos casos del túnel MT con ppkk (TM) desde la boquilla Sur:

MT TM-0+278: Sección crítica con presencia de limolitas, así como argilitas y limolitas argilíticas en hombro derecho, detectada por fisuración destacable en la gunita más monitorización (se perdieron deformaciones iniciales), y con un índice RMR=55. La anisotropía litológica se achaca como causa, aunque no se confirmaron mediante auscultación los espesores de argilitas en el hombro, y el RMR puede no ser representativo del frente. No se consideró anisotropía de tensiones in situ ($\sigma_H/\sigma_V = K_0 > 1$).

MT TM-820 y 880: En este caso se han producido dos fenómenos de inestabilidad:

- En caso del TM 0+820 se ha producido un colapso local en hastial dcho. por vaciado de argilita principalmente, plastificada y altamente fracturada, con escasa afluencia de agua. Parámetros: GSI=45, UCS= 15 Mpa, P. hinchamiento 250 Kpa.
- En caso del TM 0+880 se ha producido un fenómeno más superficial de "spalling" o rotura con expulsión de lascas paralelas al hastial dcho. en limolitas calcáreas grises. Parámetros: RMR=46, UCS= 50 Mpa (sobrevalorados?).

Como factores incidentes se siguió tomando la anisotropía litológica y orientación de la estructura del macizo rocoso, añadiendo una anisotropía de tensiones generadas por el efecto ladera (coef. 1,5), con tensión principal menor paralela a la estratificación, y el agua.

El modelo numérico para 0+820 incluía una capa de más de 5 m de limolitas-argilitas, de la que no se tiene constancia de verificación in situ. Y la conclusión del Diseñador es que existe una falta de correspondencia entre la clasificación del macizo rocoso, su comportamiento y el sostenimiento aplicado. Se achaca al agua una contribución.

En conclusión, los factores que influyen en el comportamiento diferencial de convergencias entre boquillas y la concentración de deformaciones en el hombro/hastial derecho para tramos críticos documentados son:

- Anisotropía de tensiones generada por la tectónica regional, con valor de $K_0=1.5$ en la boquilla Sur y llegando cerca de la boquilla N a valores $K_0=1.0$ (cierre del pliegue)
- Orientación de la estructura principal (S_0 =estratificación): cuando el rumbo de S_0 es sub-paralelo al eje del túnel y con buzamientos bajos-medios se produce una debilidad estructural en el hombro derecho del MT, mientras en el ET afecta al hastial. Los rumbos perpendiculares al eje del túnel no favorecen el Squeezing.
- Presencia de paquetes con espesor importante de limolita + argilita de menor resistencia en el contorno de excavación, hastial/hombro dcho., asimilados a viga en flexión. No siempre explica las altas convergencias, como en las limolitas del MT Sur TM 1787 (máximo valor de convergencias registrado).

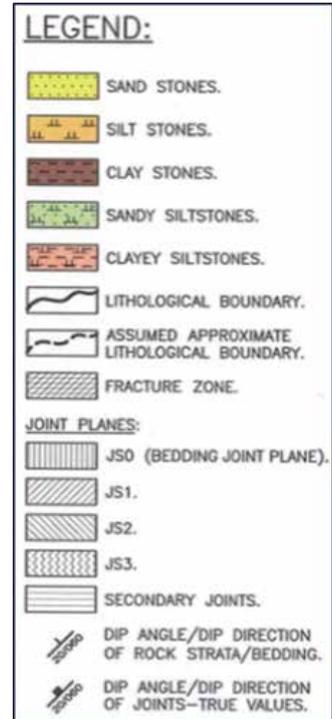
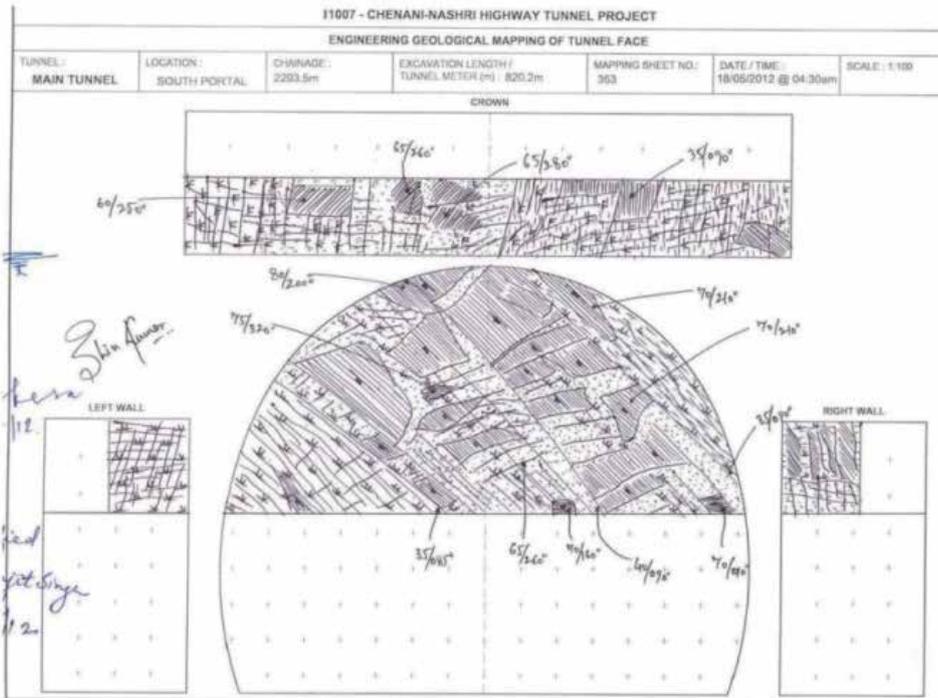


Fig. 20. Mapeo del frente en MT TM 820

No obstante, este factor litológico no es el más importante, ya que en el MT excavado desde la boquilla N también se han observado frentes sólo con limolita y argilita pero con convergencias sensiblemente menores, como en TM 2+700 (ver Figura 22).

- El efecto de escala afecta al túnel de emergencia en mayor grado para un mismo espesor de roca débil sometida a anisotropía tensional, afectando a ambos hastiales.
- La influencia entre los dos túneles relativa a modificación del estado tensional: al deformarse el ET durante el paso del MT se relajan ligeramente las tensiones en el hastial izqdo. sólo, y el dcho. se cargaría más. Sería interesante confirmarlo por MEF.

Los síntomas de inestabilidad y sobretensiones en los túneles desde boquilla Norte se limitan a escasas fisuras en la capa de HP, caídas en pie de hastiales cercanos a pilares de intersección con galerías transversales (concentración de tensiones), o bien típicas caídas a través de discontinuidades, mientras que en la boquilla Sur los fenómenos de fisuración en el hormigón proyectado están más desarrollados, las sobretensiones axiales en celosías han producido su curvado y desconches en el HP, y las caídas corresponden a roca muy fracturada o plastificada, en ciertos casos combinada con descalces de bloques y cuñas.

En la Figura 23 se presenta el perfil geológico longitudinal con los valores de convergencias acumuladas finales en los dos túneles, incluyendo deformaciones perdidas. Se han diferenciado tres (3) dominios estructurales:

1) d1: El tramo más cercano a la boquilla Sur presenta buzamientos hacia el Este en el intervalo 30-45°, con rumbos casi paralelos al eje del túnel.

2) d2: El tramo central, en la culminación de crestas montañosas, la estratificación presenta rumbos oblicuos al eje y buzamientos 25-35° hacia el ESE.

3) d3: En los últimos aprox. 2 km a la boquilla Norte los rumbos son perpendiculares (o casi) al eje del túnel, con ángulos de buzamiento de 20-30° hacia el Sur.

Como se ve, los picos de convergencia coinciden sensiblemente en ambos túneles, por lo que existe control estructural del macizo rocoso tipo flysch (orientación S0). Cuando el rumbo de la estratificación es perpendicular al eje del túnel las convergencias se reducen.

En secciones de túnel con apartaderos (más anchas) y/o coincidentes con cruces de galerías transversales, la concentración de tensiones afectaría a ambas boquillas por igual.

El efecto ladera indicado por el Diseñador para la anisotropía de tensiones no es aplicable para el caso de 850 m desde la boquilla Sur, debido a la profundidad del túnel (unos 300 m).

Se concluye que las convergencias están influidas por un control estructural y anisotropía litológica, pero no se pueden explicar sin la anisotropía de tensiones con valores mínimos de $K_0=1.5$ en la boquilla Sur, hasta $K_0=1.0$ cerca de boquilla Norte.

Otra conclusión es que a partir de ≈ 3500 m desde la boquilla Sur y de ≈ 3300 m desde la boquilla Norte las convergencias disminuyen a pesar del aumento del recubrimiento sobre la clave de los túneles. Las causas son:



II007 - CHENANI-NASHRI TUNNEL PROJECT
MAIN TUNNEL - NORTH PORTAL - FROM TM 2650m to TM 2700m

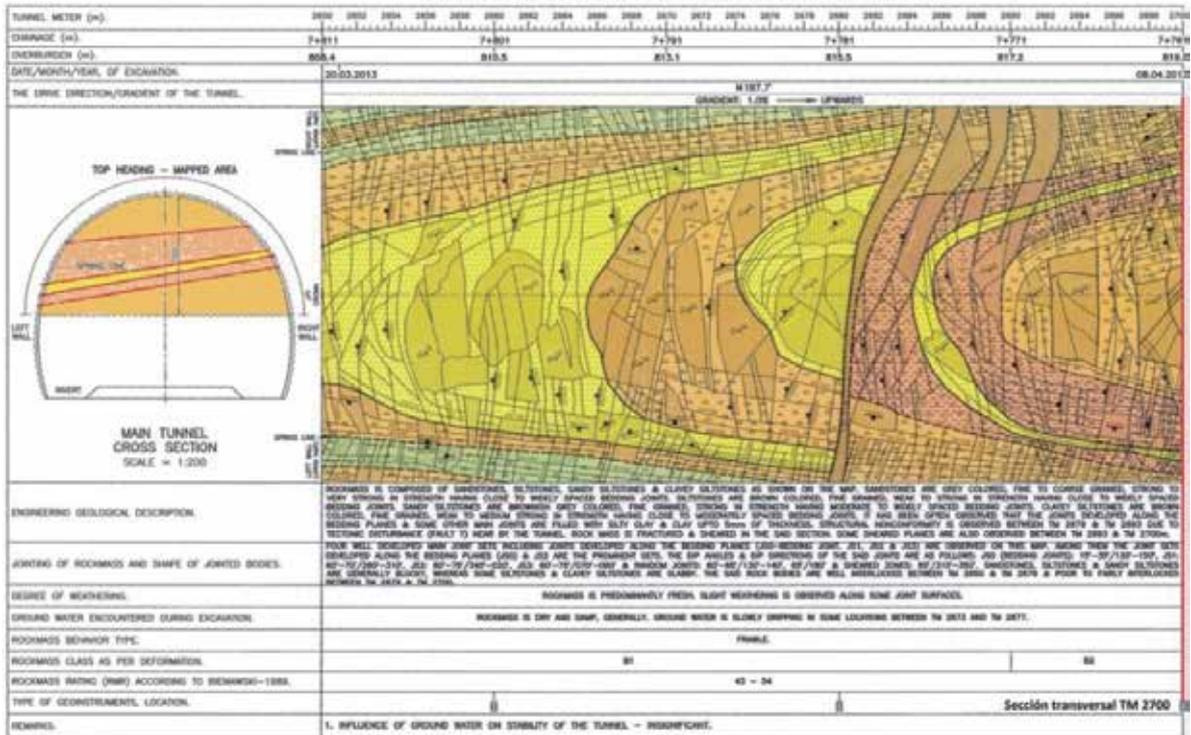


Fig. 21. Inestabilidad por vaciado en hastial derecho avance MT TM 0+810-0+820

Fig. 22. Mapa geológico 3D de MT Norte con posición de la sección TM 2700 (a la dcha.) y esquema a la izda.

TUNEL CHENANI - NASHRI
PERFIL GEOTECNICO LONGITUDINAL

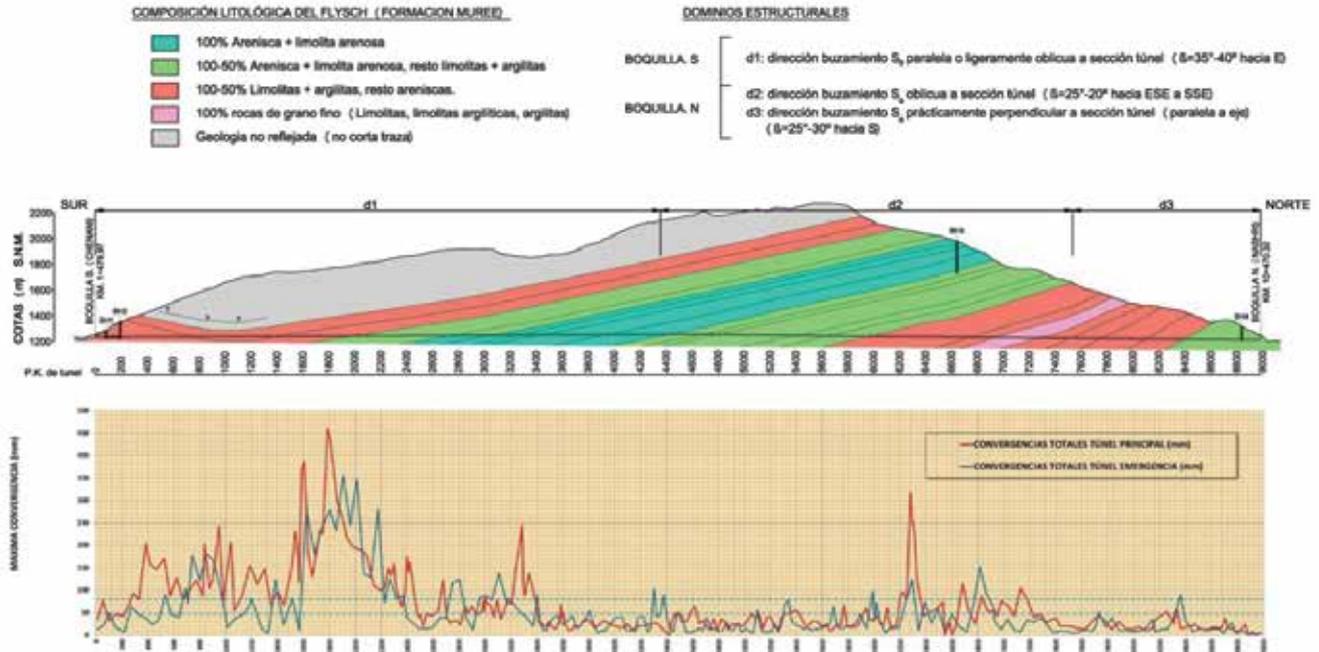


Fig. 23. Gráfica de máxima convergencias en túnel principal y de escape superpuesta al perfil geológico

Fig. 24. Contramedidas sistemáticas (5 IBO 9m) en MT Sur hastial dcho. desde 3+000 hasta frente

1º) Presencia de formación flysch con más del 75 % de areniscas en el tercio central de túneles.

2º) Instalación de B1 con celosías espaciadas 1.5 m o menos, y consecuentemente mayor densidad de bulones, especialmente en el ET.

3º) Se ha aplicado sistemáticamente sostenimiento adicional a la sección B1 en el hastial dcho. (4-5 bulones IBO de 9 m) en el MT Sur a partir de TM 3+000, como se aprecia en la foto de la figura 24.

4º) No ha habido deformaciones importantes en destroza, lo que implica litologías favorables a pesar de dominio estructural desfavorable.

CONCLUSIONES FINALES

Como conclusión global, existe un comportamiento diferenciado en el Túnel de Chenani-Nashri entre avances desde la boquilla Sur, más problemática, y desde la Norte. A pesar de la clasificación del macizo rocoso como B1 para casi el total de túneles, no se esperaba un nivel de convergencias tan alto en la mitad Sur, llegando a Squeezing ligero a medio.

La caracterización geomecánica realizada por el Diseñador resulta demasiado optimista debido a las simplificaciones introducidas en el modelo probabilístico cuantitativo: fijar los porcentajes al 50 % de tipos de flysch, no aplicar todo el rango de recubrimiento sobre el túnel, y especialmente por no considerar la anisotropía tensional. Por otro lado, presenta sus limitaciones al no considerar el control estructural (asimetría de deformaciones).

Aunque la presencia de litologías débiles es un factor incidente en las convergencias, no explica por sí sola los valores alcanzados, por lo que hay que acudir a la tectónica regional (WSM) y local, con la presencia del sinclinal de Kud (anisotropía tensional). Sería interesante confirmarlo con un modelo numérico MEF.

No obstante, la litología también incide en el comportamiento de los 2,5 kilómetros centrales, con convergencias limitadas, ya que en ese tramo hay un aplastante dominio de areniscas.

La singularidad de este túnel es debida a su longitud y gran covertera de macizo rocoso, que se combina con un macizo rocoso heterogéneo, tipo flysch. La elección del método constructivo NATM se debe a su flexibilidad de adaptación a las incertidumbres existentes, que se han logrado cuantificar mediante análisis probabilístico, junto a la experiencia local en este tipo de metodología constructiva.

No se deben menospreciar ni el efecto de recubrimientos máximos del orden de un km en las convergencias, que al final han sido menores en el centro del túnel debido a la existencia de tramos de arenisca, ni el efecto de la tectónica local y regional en cuanto a las tensiones horizontales sobre las secciones del túnel. La caracterización geomecánica por tramos en los túneles, basada en la clasificación adoptada, fue a nuestro parecer demasiado optimista.

La utilización de un plan de auscultación topográfica en los túneles mediante dianas ha sido un mecanismo de control muy valioso para la aplicación del NATM y método observacional, adaptando el sostenimiento y revestimiento a las condiciones de comportamiento real del macizo rocoso:

- Durante la campaña de auscultación se pudieron establecer en un mismo tramo diferentes secciones tipo de sostenimiento y revestimiento. La decisión sobre el tipo de sostenimiento a aplicar se realizó en el frente y durante las dos primeras semanas, y el tipo de revestimiento pudo ser cambiado dependiendo de los resultados de auscultación.

- En algunos tramos con colapsos, caídas y deformaciones apreciables se ha realizado un "back-analysis" de la situación local para el diseño de contramedidas efectivas. Normalmente las contramedidas han sido efectivas y adaptadas a inestabilidades locales.

Por último, es importante tener en cuenta que valoraciones demasiado optimistas pueden acarrear actuaciones de refuerzo e sostenimiento y contramedidas en un gran porcentaje de los túneles, con los consecuentes impactos en costes y tiempo de ejecución. ☹

REFERENCIAS

- Barla, G. (2001). Tunnelling under Squeezing rock conditions (lecture). En: National Project "Tunnelling in difficult Conditions" No. 9708328160/1998, (pp. 1-96). Turin: Politecnico di Torino.
- Barton, N., & Choubey, V. (1977). The Shear Strength of Rock Joints in Theory and Practice. *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 10(1), pp. 1-54.
- Bieniawski, Z. (1989). *Engineering Rock Mass Classifications*. New York: Wiley & Son.
- Cai, M., Kaiser, P.K., Tasaka, Y. and Minami, M. (2007). Determination of residual strength parameters of jointed rock masses using the GSI system. *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 44, pp. 247-265.
- Carranza-Torres, C. (2004). Elasto-Plastic Solution of Tunnel Problems Using the Generalized Form of the Hoek-Brown Failure Criterion. En J. Hudson, & F. Xia-Ting, Eds. *Int J Rock Mech Mining Sciences, Proceedings of the ISRM SINOROCK 2004 Symposium*, 41, pp. 480-481.
- Hoek, E. y Brown, E.T. (1980). *Underground Excavations in Rock*. Institution of Mining and Metallurgy, London (527 pp.).
- Hoek, E. (1994). Strength of rock and rock masses. *ISRM News Journal*, 2(2), pp. 4-16.
- Hoek, E., & Marinos, P. (2000). GSI: A Geologically Friendly Tool for Rock Mass Strength Estimation. *Proceedings of GeoEngineering2000 Conference* (pp. 1422-1446). Melbourne: Technomic publishers.
- Hoek, E., Carranza-Torres, C., & Corkum, B. (2002). Hoek-Brown Failure Criterion - 2002 Edition. En R. Hammah, W. Bawden, J. Curran, & M. Telesnicki (Ed.), *proceedings of the 5th North American Rock Mechanics Symposium and the 17th Tunnelling Association of Canada Conference, NARMS-TAC 2002*. Toronto: University of Toronto Press.
- Hoek, E., & Diederichs, M. (2006). Empirical Estimation of Rock Mass Modulus. *Int J Rock Mech Mining Sci*, 43(2), pp. 203-215.
- Hoek, E. & Marinos, P.G. (2009). Tunnelling in Overstressed Rock. En: I. Vrkljan (Ed.), *Proceedings of Eurock2009 Symposium, Dubrovnik, Croatia, 29-31 October 2009*
- Kovári, K. (1998). Tunneling in squeezing ground. *Tunnel* 5/98
- Marinos P. and Hoek E. (2001). Estimating the geotechnical properties of heterogeneous rock masses such as Flysch. *Bull. Engg. Geol. Env. No. 60*, pp. 85-92.
- Marinos, V., Marinos, P., & Hoek, E. (2005). The Geological Strength Index: Applications and Limitations. *Bull Eng Geol Environ*, 64, pp. 55-65.
- Palmström A., 1995. RMI - a rock mass characterization system for rock engineering purposes. Ph.D. thesis Univ. of Oslo, 400 p.
- Palmström, A. & Singh, R. (2001). Measurements and Characterization of Rock Mass Jointing. En: V.M. Sharma and K.R. Saxena (Ed.) *In-Situ Characterization of Rocks (Chapter 2)*. Lise/Abingdon/Exton/Tokio: A. A. Balkema Publishers.
- Rabcewicz L.v., 1964/65. The new Austrian tunnelling method. *Water Power*, Part 1, November 1964 pp. 511-515, Part 2, January 1965 pp. 19-24
- Russo G. and Grasso P. (2007). On the classification of the rock mass excavation behavior in tunnelling. En: *Proceedings of 11th Congress of ISRM, Lisbon*, pp. 979-982
- Russo G.(2008). A simplified rational approach for the preliminary assessment of the excavation behavior in rock tunnelling. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, No. 207 (May-June 2008)

TÚNEL ATOCHA

Excavación del túnel
by pass Estación de Atocha
–2ª fase–, tratada con
inyecciones de cemento.
Aplicación ensayos de control
de cemento en suelo (c/s), en
las columnas con *jet grouting*,
para la infraestructura FFCC
AVE Madrid-Valencia

LUIS
Tissera

Doctor ingeniero de
Caminos.
Máster en Geotecnia y
Cimentaciones

RUBÉN
Galindo

Doctor ingeniero de
Caminos.
Prof. Titular Ing. del Terreno
UPM

RESUMEN

Se presenta un caso de tratamiento y control con inyecciones de lechada a presión, tipo Jet Grouting, como mejora del terreno, para la construcción del túnel en zona urbanizada de Madrid, proyecto constructivo By Pass soterrado en la antigua Estación FFCC de Atocha (Madrid, 2009/2010), que ha permitido conocer no solo la calidad y características del terreno mejorado con inyección de lechadas a presión, tratamiento del subsuelo de relleno artificial y/o marga alterada, para la futura obra de túnel excavado en mina, sino también verificar mediante auscultación, la incidencia en la estabilidad de la construcción existente, y en vías en servicio de trenes AVE, en la plataforma actual de la Estación de Atocha.

La calidad del material mejorado con inyección tipo Jet “2A”, para columnas de gran diámetro, se refleja en los resultados de control de la prebóveda, del futuro túnel bajo la antigua Estación FFCC, construido con 312 columnas en una malla de puntos, construida con un diámetro de columnas $d=2,5\text{m}$, que se solapan entre columnas de la malla de puntos prefijada. En otras zonas de Estación en donde el proyecto de túnel atraviesa próximo a galerías soterradas en uso, la mejora de inyección fue con el método del tubo manguito, que aplica energías de presión inferiores y sin riesgos al contacto con estructuras de hormigón próximas.

La zona de columnas tratadas bajo la estructura resistente, se subdividieron los 195m de túnel entre Pk 0+570 al 0+765. El control investigó tres tipos de caracteres diferenciados: 1) Control geométrico, longitud y diámetro de columnas; 2) Verificar los parámetros resistentes del terreno para estabilidad de túnel; 3) Análisis del contenido de cemento-suelo (C/S) %, mediante ensayos químicos innovadores. Se aplicaron para investigar C/S en columnas de jet, los ensayos químicos de clasificación del “PH” con resultados entre 10 y 13, rango preestablecido cualitativo como positivo; y con

el análisis cuantitativo con el método de eflorescencia de rayos X, fueron favorables con "C/S", entre 4-40 % y una media >20 %, dentro del rango de medición preestablecido, entre la muestra tipo patrón obtenida del control en obra, y la muestra de suelo "virgen" sin tratar.

El control químico presentado, ha caracterizado cualitativa y cuantitativamente el contenido de cemento en suelo "C/S" %, y es un dato complementario e innovador a los métodos de control convencionales, efectuados con el contraste antes y después de la mejora, mediante prospecciones y ensayos físicos de corte in situ en laboratorio; en las obras lineales, con tratamientos de inyección de lechadas, para proteger recubrimientos de excavaciones en túneles en mina, como es el caso presentado.

PALABRAS CLAVE

Inyección, suelo, cemento, eflorescencia, columnas, auscultación

ABSTRACT

The quality control of treatment with grouting as ground improvement of for the construction of the By Pass tunnel in the first phase of the Atocha Station (2009-2010), has allowed us not only quality control and improved product features artificial filled subsoil to adapt to the future work underground, but also to verify by auscultation, the stability of the existing underground construction of deep foundations, tracks' platform and superstructure shelters, all with tracks on AVE train service.

The product quality of improved material with injection of cement on the soil is the object treatment used for the prevault stabilization, the future underground tunnel under the old station, provided with mine excavation.

The quality of the columns resulting from a treatment for the improvement of the cement soil injection by super jet type 2 'A', is reflected by obtaining the diameter $d=2,5$ m, which overlap in a predetermined grid of points, plan and the specified depth of 3.0 m in prevault and 10.0 in glabe above the platform surface. Fig. 1a/1b shows the template treated with jet.

The combination of the size of jet grouting columns and the quality control of this unit of work for the future mine tunnel, have been drawn from the general state of the treated area, and verified the strength parameters associated with the stability of the prevault.

In each of the different sections in which were subdivided the 225m of the tunnel, in the section between Pk 0 +570 to 0 +765 (September-October/10), were obtained in the classification of chemical tests "PH" and cement content in soil "C / S %", favorable results within a given environment with patron samples, and are a useful experimental and innovative contribution to the conventional control methods through in situ test and physical in situ tests and laboratory. With these additional classification tests, we obtained a comprehensive quality control for the work, in applying treatments for grouting improvements, in linear tunnels works of FFCC and/or roads transport infrastructures.

The AVE section "Remodeling Complex Atocha Station, Phase 1," Work done to ADIF - Ministry of Development, 2009-2010; has received distinctions: Building Quality Award "ACHE" (Art and Structural Concrete Construction) 2010; Award for Best Public Building in 2011, awarded by the Madrid Branch of the College of Engineering in Civil and Ports.

KEYWORDS

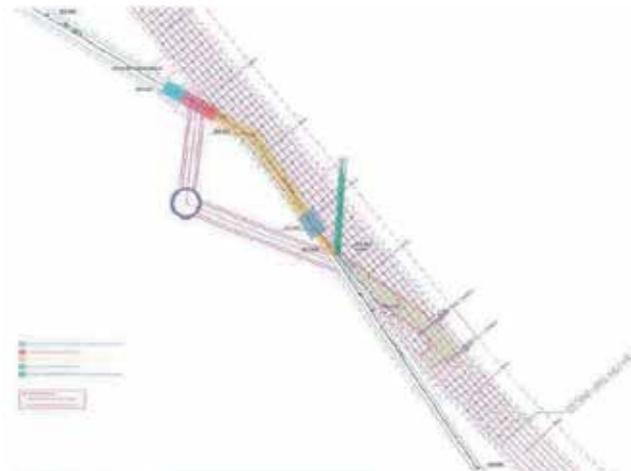
Grouting, ground, cement, effluent, columns, auscultation



Fig. 1. Columnas de Jet tipo 2A en Prebóveda

Fig. 2. Columnas de Jet tipo 2ª, Plataforma Vías 10-11

Fig. 3. Situación de la obra de túnel tratado con inyección



1 Introducción

Características del proyecto y control de columnas de Jet

En la construcción del túnel By Pass, correspondiente al acceso de AVE Madrid-Valencia, y 2º Fase de la Remodelación Estación de Atocha (2010), Pk 0+570 al Pk 794+50; se aplicó un control integral de la calidad del tratamiento con inyecciones de jet grouting, como mejora del terreno para la prebóveda del futuro túnel. En la figura 2, se muestra la maquinaria de Jet Grouting.

La inyección de jet aplicada en cada perforación de una malla de 312 puntos, fue la de gran diámetro tipo Jet tipo 2 A, en el tramo comprendido entre Pk 0+570 al 0+765 (Septiembre-Octubre/10), con la profundidad necesaria desde plataforma, para la mejora en retroceso de la prebóveda de 3,0m de columna, y de 10,0 m para hastiales sensiblemente inclinados (figura 1). Se diseñó un sistema de mejora del terreno de tipo de columnas solapadas, en donde con la inyección y acción combinada de lechada y de aire, disgregan el terreno en un radio estimado en 1,25 m, obteniendo como resultado una columna de jet con un diámetro $d = 2,50\text{m}$

La auscultación de control geotécnico y de cimentación, se efectuó durante todo el proceso de inyección mediante registros topográficos de precisión, en puntos fijos del área de influencia y entorno, distribuidos en: Pilares de andenes, vías y placas de hormigón,

Para el control del tratamiento de prebóveda y hastiales, mediante súper jet tipo "2 A", y se aplicaron prospecciones de campo: ensayos de penetración dinámica continua DPSH, y sondeos mecánicos para toma de muestras. En las muestras inalteradas de sondeos, se efectuaron los ensayos de laboratorio de tipo químico: PH; y ensayos de contenido de cemento en suelo, con la relación cualitativos-cuantitativos C/S.

2

Prospecciones de campo

Para el control de la franja de subsuelo tratado mediante jet tipo 2 A, en el tramo acotado de traza, se realizaron: trece (13) sondeos mecánicos; y treinta (30) ensayos de penetración dinámica continua D.P.S.H., se distribuyeron intercalados entre las perforaciones de columnas tratadas (figura 3).

Los sondeos mecánicos realizados con la metodología de extracción de testigo continua, trabajando en seco, han permitido reconocer con precisión el tipo de terreno existente en la vertical de cada punto, obtener muestras inalteradas para sus ensayos de clasificación y resistentes. Los sondeos y penetros, se situaron distanciados del eje de columna: 0,50 m; 1,00 m y/o 1,50 m, a los efectos de controlar la dimensión del diámetro de las columnas. Los ensayos de penetración dinámica continua D.P.S.H., registraron en todos los casos con el nº de golpes N20, los cambios de capas. En efecto, con $N20 < 5$ golpes mientras se atraviesa el substrato de relleno superficial o aluvial, a $N20 > 30$ golpes al penetrar en la prebóveda de columna, y hasta encontrar en forma brusca el rechazo a la penetración $N20 > 100$ golpes, en el seno del espesor prefijado de prebóveda con jet de lechada, y/o en el seno del potente substrato natural de arcilla margosa color verdoso/grisáceo (peñuela)

3

Ensayos de Laboratorio. Metodología para los controles químicos

En las muestras tomadas durante la perforación de sondeos, se efectuaron Estado y Clasificación-Químicos. Los ensayos físicos asociados, se describen en cap. 6.1.

3.1. Ensayos de estado y Clasificación-Químicos

a) Ensayos de estado y clasificación:

- Humedad natural, $w = 20-43 \%$
- Densidad aparente, $\gamma = 1,65 - 2,10 \text{ T/m}^3$ ($16,5-21 \text{ KN/m}^3$); Densidad seca, $\gamma_d = 1,0-1,70 \text{ T/m}^3$ ($10-17 \text{ KN/m}^3$)

b) Químicos:

b.1) Contenido de PH: variable entre $\text{PH}=7,00$ a $13,00$

La alcalinidad de una muestra con alto contenido de cemento ($\text{PH} = 13,0$), y una muestra con contenido nulo de cemento de alcalinidad ($\text{PH} = 7,0$).

b.2) Contenido de residuos insoluble (Norma UNE-EN 196-2): variable entre 28 a 84 %

Aunque si bien los resultados cuantitativos de las muestras analizadas, han dado valores altos en %, el concepto de este resultado no está asociado al contenido del cemento existente en la mezcla del jet lechada de cemento-suelo, sino al contenido de suelo no reaccionante con el cemento, en caso de producirse la mezcla componentes de ligante de cemento y de suelo. Por tanto, este ensayo no es vinculante al contenido real in situ del contenido C/S %. Este ensayo es útil para proyectos.

b.3) Ensayos del contenido de cemento

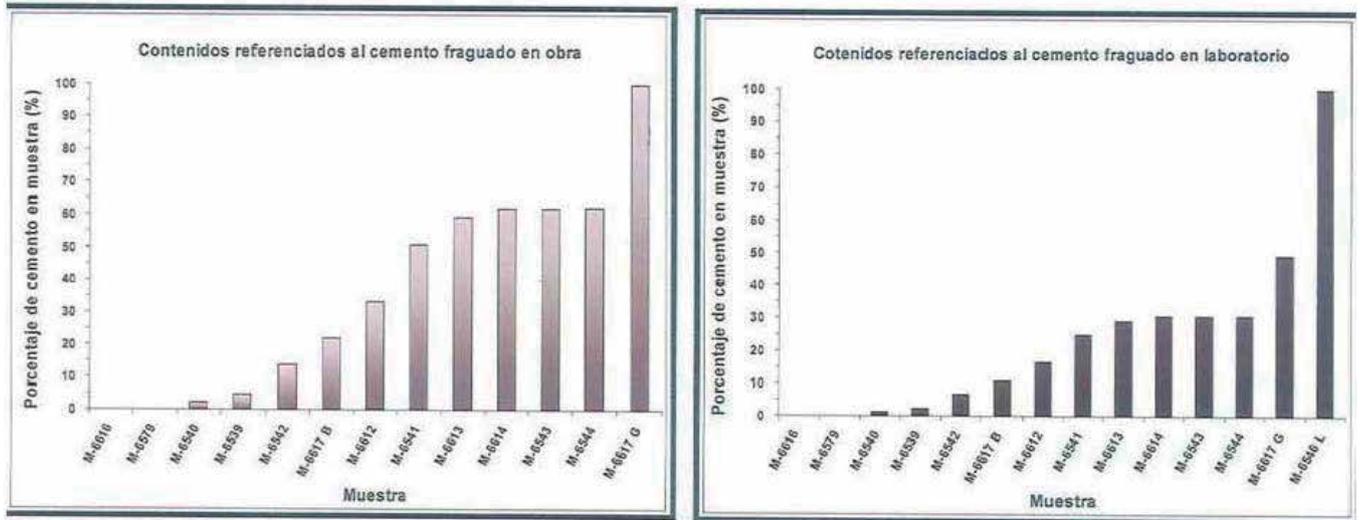
Habida cuenta de la inexistencia de una Norma específica de ensayo de contenido del cemento en suelo, se pudo definir y es lo que se presenta en este documento, un ensayo químico directo para el control de la cantidad del cemento en las columnas de jet. Se contó con la colaboración para estos ensayos específicos, con el Centro de investigaciones y Control de Obras públicas (CEDEX) del Ministerio de Fomento España, y se desarrolló un criterio de control y e interpretación de resultados, para estimar el contenido de cemento en suelo (C/S %).

Los análisis químicos iniciales fueron para las muestras de referencia, con los siguientes tipos "óptimo": unas con cemento fraguado en laboratorio sobre una muestra obtenida de fábrica; y otras con cemento fraguado en obra sobre muestras clara concentración de cemento, obtenida en los sondeos mecánicos en zona de prebóveda tratada con jet grouting. Estas dos (2) referencias, son para determinar el patrón óptimo extremo superior de comparación como muestra ideal cementada; y por otra parte la referencia de muestra de extremo inferior, con suelo completamente inalterado o "virgen de lechada", correspondiente a la muestras de suelo natural, no afectada al propio tratamiento de inyección.

	Suelo natural "virgen" C/S= 0 %	Patrón óptimo C/S= 100 %		Observaciones
		Obra C/S= 78 %	Laboratorio C/S= 100 %	
Contenido medio: Cr +Ni + Sr 3	38,2	206,1	358,9	La muestra ideal de obra, es un trozo impregnado de cemento; y en laboratorio una probeta de lechada
Rango para clasificación	0 %..... 78 % (100 %)			Elementos comunes seleccionados: minoritarios en muestra virgen y mayoritarios en muestra patrón: Cr; Ni ; y Sr
	0 %..... 100 %			

Tabla 1. Resumen de muestras extremas referentes del contenido C/S %

Porcentajes de cemento fraguado en muestras:



Figs.4.a y 4b: Control de Cantidad Cemento en suelo, según referencia patrón de laboratorio (b) u obra(a)

Sobre dieciocho (18) muestras de materiales provenientes de obra, se han efectuado los análisis químicos de los elementos de átomos componentes, con la determinación cuantitativa de los elementos minoritarios y metales pesados, mediante fluorescencia de RX (WE-XRF), y sobre trece (13) muestras seleccionadas en el espesor de columna tratada, se determinaron dentro del rango de extremos el contenido C/S %. Se utiliza la tabla periódica de uso generalizado universalmente.

La metodología de ensayos aplicada en muestras fue la siguiente:

b.3.1) Selección de toma de muestras de prebóveda

Los sondeos de control, fueron emplazados en los entornos de ejes de columnas $d= 2,50\text{m}$ solapadas. La toma de muestras inalteradas fue coincidente con una profundidad intermedia dentro del espesor $e = 3,0\text{ m}$ en prebóveda, o sino en los hastiales de altura $h=10,0\text{ m}$.

b.3.2) Selección de muestras de referencia

Las muestras de referencias extremas, son los referentes extremos determinando el rango del contenido C/S: "0 a 100 %". Se busca del registro de RX fluorescente entre los tantos elementos comunes ~41 (tabla Periódica de metales pesados), los que sean mayoritarios en la muestra extrema u óptima: Niquel (Ni), Estroncio (Sr) y Cromo (Cr); y que estos sean a su vez, minoritarios en la muestra virgen. En la Tabla 1, figuran los ensayos de las muestras extremas, válidos para la clasificación posterior del contenido cementante en suelo (C/S %) en muestras de columnas.

Las muestras de análisis de columnas de jet, serán un "mix", con un valor intermedio C/S % dentro de dicho rango especificado. Los resultado del análisis de muestras en prebóveda

tratada, con referencia de muestra de cemento fraguado en laboratorio C/S %, se muestran en la figura 4.b, y con la muestra de cemento fraguado en obra, según la figura 4.a, adoptando el contenido C/S = 78 %, como umbral superior $\approx 100\%$ a los efectos prácticos. Los resultados en contenido C/S % de las muestras de análisis de columnas, son mas representativas y favorables con la muestra patrón de obra, al disminuir el rango entre muestra virgen-óptimo de obra.

4 Características generales del terreno y control de mejora

La historia reciente de la zona, nos dice que la Estación de Atocha está emplazada sobre el curso de los antiguos Arroyos Carcavón y Carcavoncillo, que discurrían hacia la vaguada de actual M-30, y son un obstáculo para la obra y tratamiento de túnel proyectado.

Ambos Arroyos fueron canalizados, cambiando trayectorias con microtúneles combinado tramos de hinca ciega y/o abierta, para continuar como uso de colectores de alcantarillados (figura 3).

La zona de actuación para el futuro túnel By Pass de AVE, topográficamente se emplaza sobre una explanación de relleno artificial, que sobreeleva la plataforma respecto a las Calles del entorno sur.

4.1. Geología, características y estratigrafía del terreno en la traza del túnel

El perfil del subsuelo, se muestra en la Tabla 2, con las capas y características del terreno para la obre túnel: relleno, aluvial, y peñuela.

Profundidad (m)	Tipo de material	Características	Observaciones
de 0,00 a 12,0/15,0m	Relleno heterogéneo	flojo	Capa inestable
de 12,0/15,0m a 15,0/18,0 m	Limo arenoso (aluvial)	blando	Capa inestable
Desde 15,0/18,0 hasta 50,0m	Arcilla margosa (peñuela)	Firme a muy firme	Capa moderada en transición métrica, y auto estable en adelante.
Nivel de agua: Aparece agua en la interfase de las capas relleno-aluvial y peñuela como fondo impermeable			

Tabla 2: Perfil esquemático del subsuelo y características de excavación

Zona n°	Pk origen al Pk final	Ejes de replanteo N°	Resultados y observaciones
1	0+567 al 0+620	114 al 89	PH= 7,5-9,0 (verifica entre 7-13) Factor estabilidad F= 1-4 (< 6, verifica). El tratamiento de la prebóveda en esta zona de arcilla, en función de de los sondeos y los tantos ensayos de penetración dinámica continua, demuestra un resultado satisfactorio.
2	0+620 al 0+672	89 al 63	C/S % = 22-36 %, entre 10-14m (un caso 4 %) PH= 10 (verifica entre 7-13) F=2 (< 6, verifica). El tratamiento de la prebóveda en esta zona de arcilla, en función de de los sondeos y los tantos ensayos de penetración dinámica continua, demuestra un resultado satisfactorio.
3	0+672 al 0+724	62 al 37	C/S %= 4 -7 % PH= 9,5-12 Factor de estabilidad, F=3,3(<6, verifica). Dudosa calidad la terminación y continuidad de columnas en la zona localizada de proyección de alcantarillado del antiguo Arroyo Carcavón. se requerirá por tanto un trabajo complementario para la mejora del frente de excavación.
4	0+724 al 0+762.5	36 al 17	C/S= 37 % PH= 13 (verifica entre 7-13) Las heterogeneidades de las intrusiones y obstáculos detectados al perforar: carriles, losa de hormigón, etc; nos reflejan una incierta eficacia del tratamiento.
1 al 4	0+570 al PK 0+765	Andenes 5 y 6, y 7; vías 10-11; y entorno 8-9, y 12-13	Auscultación topográfica de precisión en superficie Auscultación topográfica de precisión en superficie fijos en superficie: pilares, vías y andenes, con secuencias de registros de lecturas horarias-diarias y semanales, en toda el área de influencia, y conociendo las tolerancias de las estructuras resistentes de marquesinas construidas, placas de hormigón y vías. La auscultación durante los trabajos, vigila y verifica los parámetros de jet aplicados, marcando y condicionando el ritmo de la metodología de jet grouting. Las deformaciones registradas en puntos fijos de andenes, y pilares del entorno, fueron de +/- 2 a 3mm, valores admisibles. La conclusión principal de la auscultación del control área del jet tipo 2 "A" en el tramo tratado PK 0+570 al PK 0+765, fue la no incidencia en la cimentación, ni en la estructura de cimentación profunda de micropilotes soportes de los pilares de marquesina baja y marquesina alta, ni en la placa de hormigón que recubre las vías 10 y 11. Este tramo de obra, no se ha visto afectada con indicios de patologías por el tratamiento del Jet tipo "2 A" aplicado.

Tabla 3. Zonificación y resultados del control de calidad, y auscultación

4.2. Malla de inyección aplicada, y prospecciones de control, laboratorio y auscultación

Para el control de la calidad de las columnas tipo Jet "2 A", se efectuó una zonificación en 4 zonas subdividida: el tramo comprendido entre PK 0+570 al PK 0+765 Figura.6, bajo las vías 10 y 11, en aproximadamente 200 m situados sobre la proyección del túnel by pass, y bajo cubierta de la estructura metálicas de marquesinas.

En la Tabla 3, se presenta la zonificación del control y auscultación, tratado con jet 2A. Los resultados son condición necesaria pero no suficiente, en caso de existir intrusionas en columnas.

5 Análisis de la estabilidad del túnel. Excavación con método Belga

La inestabilidad en el frente de excavación con método Belga, o rotura que haga que el terreno penetre en el túnel, y llegar el movimiento de corte incluso a la superficie, responde a los esquemas de la figuras adjuntas Figuras .5.a y b, en frentes de excavación con materiales homogéneos, con posibles roturas de tipo de por corte local, o bien por corte generalizado, según que la profundidad "h" desde el eje del túnel, se localice bajo superficie una distancia mayor o igual $h > 4d$, siendo "d" la altura de excavación del eje de túnel. En nuestro caso, un terreno tratado con prebóveda cementada, esta capa artificial esta creada para dar autoportancia, al futuro túnel con excavación "Belga", por fase

de frente abierto e ir ensanchando con sujeciones y entibaciones provisionales. Se considera que la prebóveda tratada con inyección de Jet o tubo manguito en zonas particulares, genera una losa superior resistente, y que con hastiales de columnas también cementados empotradas en "firme", forma un arco cerrado.

De esta forma, el tipo de modelo de rotura en el frente de excavación de túnel, sería a nuestro juicio de "tipo local".

Con los esquemas de rotura de Figuras .5.a y b, se pueden deducir las Ecs (1) y (2), que en el equilibrio límite existirá una "presión activa" en el frente del túnel Figuras .5.a.

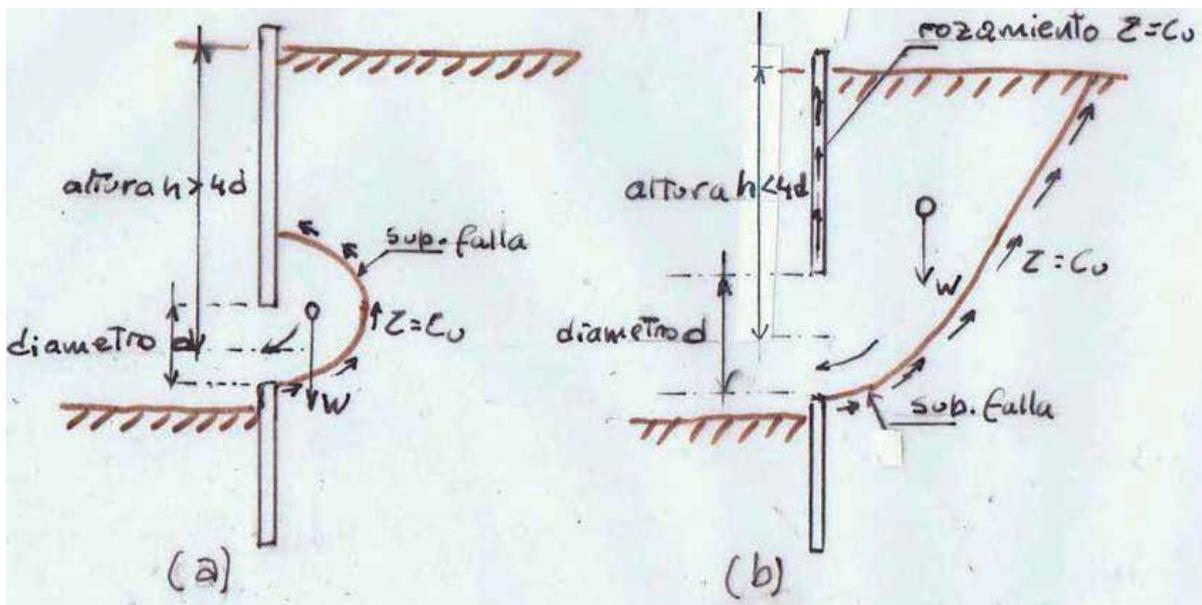
$$\sigma_a = \sigma_z - p_a - 6 C_u \quad (1)$$

$$F = [(\sigma_z - p_a) / C_u] < "6" \quad (2) \text{ (condición de estabilidad)}$$

Siendo:

- C_u resistencia al corte sin drenaje. Este parámetro resistente para la muestra de columna de Jet con cemento, fue determinado mediante un ensayo de corte rápido 60-3.800 KPa (0,6-3,8 Kg/cm²), para un estado de carga normal $\sigma_0 = 200$ KPa (2,0 Kg/cm²), valor equivalente o aproximado a la presión de recubrimiento y montera de tierras.

A partir de la anterior Ec (1), se define un Factor de estabilidad "F" = 0,53-3,8 < 6, verifica condición Ec (2). Si en Ec (2), se obtiene $F > 6$, el frente de excavación es inestable como lo acreditan medidas experimentales, realizadas por Broms y Bennemark (casos de fig.5b), para una profundidad $h < 4$.



Figs. 5a y 5b. Modelos de Rotura Local y General (Broms y Bennemark)

Control	Ensayos	Observaciones
Ensayos in situ	DPSH, N20> y "R"	Se aprecia el inicio de Columna. El rechazo se obtiene en el seno de prebóveda de jet
Testificación de sondeo La inyección de lechada, se visualiza enraizada con el terreno	
Ensayos químicos de clasificación contenido C/S %	PH entre 7 a 13	PH alto, entre 7 a 13; la referencia del máximo valor de alcalinidad PH 13.
	C/S % > 35 %	Respecto al cemento fraguado en obra, condición mas representativa
Ensayos físicos	Corte directo rápido: $\tau = 1,0-3,5$ Kg/cm ² (100-350 KPa),	Resistencia al corte no drenado: para un estado de carga normal $\sigma_0 = 2,0$ kg/cm ² (200 KPa),
	Compresión simple: $q_u = 0,80 - 3,30$ kg/cm ² (80-330 KPa),	Limitaciones de la toma de muestra in situ, tallado en laboratorio, y el proceso de fraguado incompleto de tan solo 2 semanas. El proceso necesario de fraguado de columnas de jet soterradas es de aproximadamente 2 meses o superior

Tabla 4. Resumen de ensayos de control de calidad

6 Conclusiones del control de inyecciones para mejora de excavación de Túnel

6.1 Calidad de las columnas de súper Jet. Ensayos de control

- Columnas de prueba: las columnas de prueba de jet, tienen por objeto afinar los parámetros de ejecución: presión de lechada, presión de aire, revoluciones por minuto, etc. Las columnas de prueba, al realizarse en otro emplazamiento objeto de la mejora, y en otras profundidades a nivel superficial, con otro tipo de terrenos, tuvieron una relativa y poca representatividad.

- Los ensayos de control:

a. Sondeos y Ensayos in situ y de laboratorio: en la Tabla 4, se aportan la información de la mejora de columnas de jet.

6.2 Condición de estabilidad para la futura obra de túnel; Auscultación

En la Tabla 5, se resume la condición de estabilidad, del proyecto constructivo.

Estabilidad	Tipo de estudio-control	Observaciones
Proyecto	Estudio Factor de estabilidad	$F=0,53-3,8; F < 6$
Auscultación jet tipo 2 "A" entre Pk 0+570 al 0+765	Control Topográfico de precisión	$\Delta H \pm 2$ a 3mm
		Estable rotura global $h < 4D$, si fuera homogéneo. Al estar el túnel tratado, inicial rotura local, combinado con rotura general
		Control Pilares andén 5 y 6; Vías 10 y 11; Vía 9; Vías 12, con deformaciones registradas en puntos fijos de valores admisibles. < 3mm requisito de ADIF, Administración de Infraestructura de Ferrocarriles.

Tabla 5. Factor de estabilidad, y auscultación

Se ha verificado la no incidencia desfavorable en la estructura resistente, ni en la cimentación construida de micropilotes soportes de pilares estructuras marquesinas del entorno. La placa de hormigón que recubre la zona de actuación entre las vías 10 y 11, tampoco se ha visto afectada con indicios de patologías por el tratamiento del Jet tipo "2 A" aplicado, y se evito así la sustitución de proyecto. El Jet Grouting tiene un "alto" riesgo en obras urbana, siendo imprescindible el control de auscultación en el entorno construido; la metodología de inyección, y control aplicado, adaptado para dominar incidencias.

La construcción del túnel by pass, se construyo a posterior durante los años 2012/13, y se pudo comprobar la veracidad de las conclusiones y recomendaciones, junto a las limitaciones del terreno tratado y descrito en la zonificación del trabajo específico para la obra estudiada.

En síntesis, el control y resultados obtenidos, en particular del contenido C/S %, y de auscultación estructural-geotécnica, demuestran que tanto la inyección de columnas Jet Grouting de gran diámetro tipo 2A, como la metodología integral aplicada para reflejar la calidad de mejora, fue adecuada, y sin incidencias en el entorno construido. ☺

AGRADECIMIENTOS

Al equipo de compañeros de la UTE Dragados-Tecsa, Remodelación Estación de Atocha 2º Fase, que apoyaron y estimularon a la Unidad de Auscultación y control geotécnico, responsable del trabajo para la obra.

Al compañero Antonio Santos (CEDEX), por los buenos consejos y estímulo recibido en trabajos de inyección, para hacer innovaciones de control de calidad, una investigación práctica de obras. ☺

REFERENCIAS

[1] Norma UNE-EN 196-2. Parte 2: Análisis químicos de cemento, cap. 9 Determinación del residuo insoluble.

[2] Quality control of jet grouting on the Cairo Metro. J Morey and D.W. Campo (1990).

MANUEL
Jiménez

Director de Acciona Ecuador

JAVIER
Descarga

Director de Fiscalización del Consorcio MetroAlianza

JUAN PABLO
Alonso

Director General de Consorcio Gerencia Metro de Quito – GMQ

FELIPE
Mendaña

Asesor de Túneles de Consorcio Gerencia Metro de Quito – GMQ

Avances record de tuneladoras del **Metro de Quito**

1 Datos generales del proyecto

La LINEA 1 de futuro METRO DE QUITO, de una longitud total de 23 km, recorre el subsuelo de la ciudad en sentido Norte-Sur, desde los 2.700 ms.n.m a los aproximadamente 2.930 ms.n.m. Esta será la infraestructura de transporte principal de la capital que, por otra parte permitirá vertebrar los medios de transporte públicos y privados existentes en la ciudad de Quito.

Las líneas básicas del diseño de esta LINEA 1 de METRO, elegidas por la Alcaldía de la capital y por la Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito EPMMQ, dentro de las diversas opciones estudiadas de los “Metros” subterráneos de diversas capitales, fueron las del que se conoce como “Proyecto Madrid” que defiende los conceptos básicos aplicados a los proyectos del Plan de Ampliación del Metro de Madrid, llevado a cabo entre los años 1996 y 2012 en la capital de España: trazados poco profundos y estaciones diseñadas preferentemente con el método “cut & cover”, túneles de doble vía y amplios diseños de los espacios para la comodidad, seguridad y confort del viajero.

Para la redacción del proyecto de construcción y el asesoramiento a la Dirección de obra de la línea 1 del Metro de Quito, la EPMMQ, con la aprobación de la Municipalidad de la ciudad, firmó un contrato con el grupo de empresas españolas que tomó el nombre de “Consorcio Gerencia Metro de Quito – GMQ”. La Fiscalización y Control de las obras también se adjudicó a otro consorcio español “Metro Alianza Consorcio – MAC” formado por la ingeniería AYESA. GMQ lleva trabajando desde el 17 de julio de 2013 y MAC desde el 04 de enero de 2016.

2 Construcción de las obras

La construcción de las obras de las Fase 2 del proyecto de la línea 1 del Metro de Quito está siendo llevada a cabo por la empresa española ACCIONA. La fase 1 de las obras se inició en 2013, con la construcción de dos de las Estaciones de la Línea, y la Fase 2 en 2016 con el resto de las 15 estaciones proyectadas, así como las instalaciones de obra para la fabricación de los anillos de revestimiento del túnel y los demás trabajos auxiliares que requieren las tuneladoras con las que se

construirán los más de 19 km de túnel en los que se emplea este modo de construcción (ver figuras 1 a 4).

La construcción del túnel de la Línea 1 dio comienzo a primeros de marzo de 2017 con asistencia del Alcalde de Quito y el Gerente General de EPMMQ, el embajador de España y la representante de la Unión Europea. Desde entonces, Acciona ha venido poniendo en marcha, de forma sucesiva, las tres tuneladoras marca Herrenknecht, que se fabricaron para esta obra. (ver figura 5).

Se trata de máquinas de frente en presión de tierras, o “tipo EPB”, de última generación, que colocan anillos de hormigón armado de 1500 mm de longitud y 320 mm de espesor, con el diseño antisísmico que requiere la calificación de la zona del país en que se inscribe el área urbana de Quito.

El relleno del espacio anular (el “gap”) entre el terreno y el trasdós de los anillos, se está realizando con inyección

de bicomponente, el nuevo material con el que se están resolviendo a plena satisfacción los diversos problemas derivados de los morteros clásicos de arena y cemento.

Por último, estas TBM tienen capacidad suficiente para conseguir los mejores rendimientos de los suelos y rocas volcánicas de dureza media-baja o baja y, a la vez, también montan cortadores de disco para poder trabajar en algunos tramos en que han de atravesar formaciones de rocas duras y muy duras (dacitas y andesitas) o, lo que es peor, “frentes mixtos” en los que se presentan bloques de tales rocas en matrices de suelos o rocas blandas fracturadas, que corresponden a los niveles superiores del basamento de rocas volcánicas del subsuelo de la ciudad de Quito.

La primera de las tres tuneladoras inició su trabajo a principios del mes de marzo de 2017, y a lo largo de dicho mes y del siguiente de abril se llevó a cabo el “período de aprendizaje” del personal local

Fig. 1. Infraestructura de una estación terminada para el paso de TBM que construye el túnel





Fig.s 2 y 3. Vistas de las instalaciones de fabricación de los anillos de revestimiento



Fig. 4. Instalaciones generales de la obra

en formación. Las otras dos máquinas empezaron su trabajo con un desfase de 2,5 y 4 meses respectivamente.

3 Los avances extraordinarios de la TBM-1 “La guaragua”

Esta máquina tuneladora cumplió su sexto mes de trabajo a finales de agosto de 2017. Con fecha 21 de agosto de 2017 se produjo el “cale” de esta máquina en la pantalla norte

de la Estación número 4, a partir de la inicial en el extremo Norte de la Línea 1, estación desde la que había iniciado su trabajo en marzo de 2017.

Con ese motivo, culminaron los dos hechos que han motivado la redacción y publicación de esta nota, que se incluye en el número de septiembre de 2017 de la REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS, monográfico dedicado a los Túneles y Obras Subterráneas proyectados y/o construidos por empresas españolas.



Fig. 5. TBM Herrenknecht de 9,40 m de diámetro de excavación

El primero de los hechos es el rendimiento máximo excepcional, conseguido por esta TBM en un periodo mensual móvil de 30 días consecutivos de una longitud de túnel excavado y revestido de 1.131 metros en 754 módulos de 1,5 m/ud.

El gráfico de la figura recoge el número de módulos excavados (igual al número de anillos de revestimiento colocados) en cada jornada diaria del plazo que comprende la "media móvil mensual" a la que nos referimos, plazo en el que se construyó el túnel de Línea entre las Estaciones de Iñaquito y La Carolina que ocupan los lugares 3° y 4° de las estaciones del tramo norte de los tres en que se dividió la Línea.

El segundo hecho que merece ser mencionado, es el rendimiento global de esta TBM a lo largo de los 5,7 meses en que con ella se construyeron los primeros 4.105 metros de línea de Metro desde su origen en la estación final del extremo norte. Esa longitud incluye los pasos por dos estaciones, las n°2 y n°3, cada una de unos 140 m de longitud, pasos que se han realizado en plazos de entre una y dos semanas por estación.

Deben mencionarse, porque entendemos que han contribuido al logro de estos rendimientos realmente extraordinarios, dos medidas técnicas adoptadas por el constructor. En primer lugar, la extracción de escombros



Fig. 6. Gráfico de producción diaria TBM-1

por cinta, decisión compartida con frecuencia por empresas constructoras de túneles en los últimos 10 años. En segundo lugar y como complemento ideal de la anterior, el transporte de los anillos junto con los materiales para el frente (tuberías, aditivos, útiles, etc.) en los vehículos multiuso “MSV” (“Multi Service Vehicles”) de ruedas de goma que circulan por la superficie de los anillos de la solera, con los que se evitan los incidentes de transporte sobre vía y, lo que es más importante, con los que se pueden entregar tramos de túnel para el montaje de las instalaciones de operación y seguridad del tráfico que se precisan para la explotación futura de una obra importante de infraestructura del transporte, como es ésta.

4 Agradecimientos

Es obligado mencionar las facilidades que para el desarrollo de la construcción de este Proyecto, las empresas españolas vienen recibiendo de las autoridades ecuatorianas, entre las que debemos destacar el Municipio del Distrito Metropolitano de Quito y la Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito. ☺

De golpe, tu vida no cambia.



COCHE x COCHE

El revolucionario seguro a terceros de Caser que te proporciona otro vehículo en propiedad de similares características si reparar el tuyo cuesta más de su valor*.

Infórmate en cochexcoche.es y en el 900 10 21 58



75
Aniversario

*Sujeto a condiciones generales y particulares de la póliza.

Seguros de tu confianza

1/6

Este número es indicativo del riesgo de la cuenta corriente, siendo 1/6 indicativo de menor riesgo y 6/6 de mayor riesgo.

Banco Caminos, S.A. es una entidad adherida al Fondo de Garantía de Depósitos Español. La cantidad máxima garantizada es de 100.000 € por depositante.

Banco Caminos
banco privado

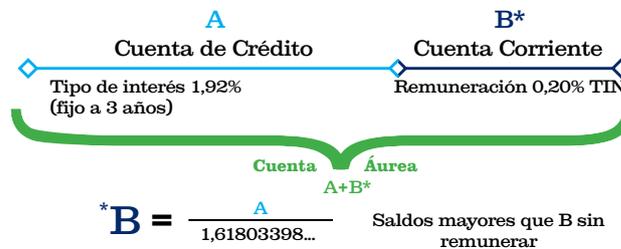


CUENTA ÁUREA

#Adelántate

www.cuentaaura.es

Con la Cuenta Áurea, y en un sólo producto, tienes una **cuenta corriente remunerada** con la que llevar a cabo toda tu operativa bancaria y una **cuenta de crédito** para disponer de dinero (hasta el límite concedido) sin deshacer tus inversiones.



¿A qué estás esperando? consulta las condiciones en:

✉ cuentaaura@bancocaminos.es

☎ 91 319 34 48

www.cuentaaura.es

EJEMPLO ILUSTRATIVO:

Ejemplo cuenta de crédito para importe de 20.000€ a 36 meses con liquidaciones mensuales: TIN 1,92%/TAE 2,25%. Importe total adeudado: 21.332€. Intereses deudores totales: 1.152€. Comisión de apertura (0,90%): 180€. Ejemplo calculado para un cliente que mantiene a lo largo de los 36 meses siempre un saldo deudor y cumple con las tres condiciones de vinculación en cada revisión trimestral.

Ejemplo cuenta corriente para importe de 13.000€ a 36 meses con liquidación mensual de intereses: TIN 0,20%/TAE 0,19% (ver nota 1) para el límite de saldo acreedor remunerado, 0% para el resto del importe. Importe total bruto a reembolsar: 13.074,16€. Intereses brutos a reembolsar: 74,16€. Límite saldo acreedor remunerado: 12.360,68€ (20.000 / (1+√5) / 2). Ejemplo calculado para un cliente que mantiene a lo largo de los 36 meses siempre un saldo acreedor y cumple con las tres condiciones exigidas de vinculación en cada revisión trimestral. El saldo medio acreedor asciende a 13.000€ y se mantiene constante hasta el vencimiento de la cuenta.

Ejemplo cuenta de crédito para importe de 20.000€ a 36 meses con liquidaciones mensuales: TIN 5,92%/TAE 6,43%. Importe total adeudado: 23.732€. Intereses deudores totales: 3.552€. Comisión de apertura (0,90%): 180€. Ejemplo calculado para un cliente que mantiene a lo largo de los 36 meses siempre un saldo deudor y no cumple con al menos una de las tres condiciones de vinculación en cada revisión trimestral.

Ejemplo cuenta corriente para importe de 13.000€ a 36 meses con liquidación mensual de intereses: TIN 0,00%/TAE 0,00% (ver nota 1) para el límite de saldo acreedor remunerado. Importe total bruto a reembolsar: 13.000,00€. Intereses brutos a reembolsar: 0,00€. Ejemplo calculado para un cliente que mantiene a lo largo de los 36 meses siempre un saldo acreedor y no cumple con al menos una de las tres condiciones exigidas de vinculación en cada revisión trimestral. El saldo medio acreedor asciende a 13.000€ y se mantiene constante hasta el vencimiento de la cuenta.

NOTAS:

Nota 1: el cálculo de la TAE se realiza sobre el límite de saldo acreedor remunerado.

Nota 2: la aprobación de cualquier operación de estas características está sujeta al procedimiento de aprobación del departamento de riesgos.

Nota 3: tener en Banco Caminos fondo de inversión o plan de pensiones o cartera de banca privada con un importe igual o superior al 125% del importe del crédito. Nómina o ingreso mensual mínimo de 1.500€. Para mantener condiciones, además de lo anterior, se requiere consumo mínimo en tarjeta de débito o crédito de 750€/trimestre (excluido extracciones en cajeros).

Nota 4: límite de remuneración de la cuenta corriente (B) = límite concedido a la cuenta de Crédito (A) / 1,6180.

ADVERTENCIA:

Toda la información descrita cumple con lo establecido en la normativa vigente en materia publicitaria aplicable al tipo de crédito y ha superado los controles internos previstos en la política de comunicación comercial de la Entidad.