



La revista de los
Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos

3601 SEPTIEMBRE 2018

REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS **R O P**



MONOGRÁFICO
Túneles y obras subterráneas
Número realizado en colaboración con AETOS



XIV Máster en Túneles y Obras Subterráneas

2018/2019
año académico

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

**PLAZO de
INSCRIPCIÓN
ABIERTO**

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
INTERNATIONALE DES TRAVAILLERS
EN SOUS-TERRAIN
AITES



ITA
INTERNATIONAL
TUNELLING
ASSOCIATION



Colegio de Ingenieros de
Camino, Canales y Puertos

AETOS
ASOCIACIÓN ESPAÑOLA
DE TÚNELES Y OBRAS
SUBTERRÁNEAS





EDITORIAL

Nuevamente la Revista de Obras Públicas proporciona a AETOS la oportunidad de publicar un monográfico sobre trabajos en túneles. En esta ocasión se presentan ocho interesantísimos artículos sobre las obras subterráneas, la mayoría de ellas ejecutadas fuera de España. Esto pone de manifiesto algo que ya sabíamos, pero que por mucho repetir nunca es demasía, y es que nuestra Ingeniería Civil representada mayoritariamente por Ingenieros de caminos, es una de las mayores del mundo. No sería posible que empresas y profesionales españoles se encontraran trabajando en los cinco continentes, si no tuvieran mucho que aportar a aquellos lugares por los que pasan. Durante las últimas décadas, España ha dedicado su capital y su esfuerzo a modernizar sus infraestructuras, los kilómetros de túneles se cuentan por centenares. Muchos de ellos han pasado a situarse entre los de mayor longitud del mundo y otros como los de la M-30 o la caverna en suelos de la puerta del sol de Madrid, entre los de mayor sección del planeta. El éxito de todas estas realizaciones ha contribuido a crear una imagen de seriedad, competencia y profesionalidad tano en lo referente a las empresas que las realizaron como en las personas que las formaban. Todo esto da lugar a que cuando se piden nuestros expertos, aquí nos enriquecemos con algunos no españoles, que nos cuentan sus realizaciones, investigaciones y experiencias, se alcance un nivel que sin duda está entre los mejores del mundo. Y lo que más nos satisface a los que siempre defendimos que los túneles eran una de las obras que más valor añadido aportaban a las obras públicas, es que entre los autores que a continuación exponen sus trabajos, se presentan ingenieros muy jóvenes y que ya desde su temprana edad, nos enseñan a los que hace años empezamos con esto, que el futuro está sobradamente garantizado. Por fortuna, iqué lejos quedan aquellos tiempos en los que algunos ingenieros mayores nos decían a los jóvenes que el mejor túnel es el que no se hacía! Hoy podemos decir con gran satisfacción que España es una potencia de primer nivel en este tipo de construcción. O por qué no decirlo, tal vez la primera.

No voy a repetir lo que ustedes podrán leer más adelante, pero si quiero hacer notar la variedad y disparidad de asuntos que exponen los autores. Se presentan artículos sobre temas tan importantes como la sismicidad y su repercusión en el diseño y comportamiento de los túneles. La presencia de nuestras ingenierías y constructoras en países como Méjico, Perú, Ecuador, aquí presentes y otros como Chile, Guatemala o Bolivia, etc., nos aportan conocimientos nuevos y otras formas y modos de plantearnos problemas distintos y soluciones diferentes a las habitualmente usadas en España. Son otras formaciones geológicas, trabajos a veces por encima de los 4.000 m de altura, condiciones climatológicas durísimas, etc. A todo esto han hecho frente y a la vez han contribuido, como antes lo hicieron en España, al desarrollo y la mejora de la calidad de vida de estas naciones hermanas. Tampoco quiero dejar de citar la magnífica exposición que se hace para presentar el paso bajo el río Rimac en Lima. Esta ingeniosa solución se hizo por primera vez en Madrid durante la construcción de los túneles de la M-30, bajo el puente de Segovia. Aquí se explica con una claridad excelente. Y no la quiero dejar pasar porque esa solución fue ideada por uno de los maestros del proyecto, control y ejecución de túneles en España y en medio mundo. Me refiero al profesor Carlos Oteo Mazo, que tanto nos enseñó y nos va a seguir enseñando. También se expone el Método Tradicional de Madrid, ahora empleado en Quito, tan usado en la Capital de España en tiempos relativamente recientes. Interesantísima la respuesta de un anillo de dovelas a la acción de una falla activa y el muy novedoso estudio sobre la aportación digital ferroviaria a la auscultación de túneles. El uso de superconectores entre anillos para la conexión de galerías ofrece soluciones a un problema que en la mayoría de las ocasiones se resolvía con ingenio, pero con poca o nula sistematización. Finalmente, las experiencias en excavaciones en túneles profundos en rocas blandas, nos dan una idea más obre las muchas y variadas obras en las que han intervenido los excelentes profesionales que firman estos trabajos.

Es un enorme placer presentar este conjunto de artículos firmados por estos profesionales que con sus trabajos nos ayudan más a entender el comportamiento de los túneles. Y también, sin duda a quererlos, porque los ingenieros amamos las obras que realizamos.

Avelino Acero
Vicepresidente de AETOS



REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS N° 3601
SEPTIEMBRE 2018. AÑO 165. 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

Tareas de mantenimiento de
la tuneladora EPB 'La Tapatía',
durante la construcción de la
Línea 3 del Metro de Guadalajara
(Jalisco, México)

**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 - 4^a 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

Monográfico
TÚNELES

- 6 **TÚNEL URBANO BAJO EL RÍO RÍMAC**
JOSÉ LUIS SÁNCHEZ, VICTORIO GÓMEZ,
XAVIER GOST Y ÁLVARO DEL CUVILLO
- 14 **PREVISIÓN Y SEGUIMIENTO DE LOS ASIENTOS INTRODUCIDOS POR LA CONSTRUCCIÓN DE UN TÚNEL DE LA LÍNEA 3 DE METRO EN LA CATEDRAL DE GUADALAJARA (JALISCO, MÉXICO)**
ALFONSO NAVARRO, JOSÉ RAMOS,
VANESSA PRIETO Y PEDRO VELASCO
- 26 **EL MÉTODO TRADICIONAL DE QUITO: EXCAVACIÓN DE GALERÍAS EN SUELOS EN LA LÍNEA 1 DE METRO DE QUITO**
CÉSAR TORRERO, GUILLERMO MARTÍNEZ,
FERNANDO R. ROMERO Y
JAVIER DESCARGA
- 36 **TÚNELES PROFUNDOS EN ROCAS BLANDAS. PARTICULARIDADES Y EXPERIENCIAS RECIENTES**
SERGIO SÁNCHEZ, ERO SILVA,
LUIS GIL E IVÁN BOBES
- 56 **USO DE SUPERCONECTORES EN LA APERTURA DE ANILLOS DE DOVELAS PARA LA**

SUMARIO

- REALIZACIÓN DE GALERÍAS DE CONEXIÓN ENTRE TÚNELES**
PATRICIO GARCÍA DE HARO Y
NICOLA DELLA VALLE
- 66 **SENSIBILIDAD EXPANSIVA DE LAS MARGAS ARCILLOSAS SOBRE EL REVESTIMIENTO DEL TÚNEL. APLICACIÓN DE LOS ENSAYOS DE HINCHAMIENTO IN SITU Y DE LABORATORIO PARA LA CONSTRUCCIÓN DE TÚNELES**
LUIS TISSERA Y RUBÉN GALINDO
- 76 **EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA DE UN ANILLO DE DOVELAS A LA RUPTURA DE UNA FALLA ACTIVA**
ÁNGEL DEL AMO Y
ROBERT J. GOODFELLOW
- 84 **LA TRANSFORMACIÓN DIGITAL DE LA INFRAESTRUCTURA FERROVIARIA. POSIBLE APLICACIÓN A LA AUSCULTACIÓN E INSPECCIÓN DE TÚNELES**
JOSÉ CONRADO MARTÍNEZ

Túnel urbano bajo el río Rímac



JOSÉ LUIS
Sánchez

Ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos.
Director de Estructuras de
Typsa



VICTORIO
Gómez

Ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos.
Jefe de Asistencia Técnica a
Obra en Línea Amarilla



XAVIER
Gost

Ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos.
Director del Departamento
de Geotecnia de Cataluña del
Grupo Typsa



ÁLVARO
Del Cuvillo

Ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos.
Jefe de Sección del
Departamento de Estructuras
de Typsa

RESUMEN

La Vía Expresa Línea Amarilla en Lima (Perú) es una nueva autopista urbana que, al pasar frente al centro histórico de la ciudad (Patrimonio de la UNESCO), transcurre en túnel bajo el cauce del río Rímac, cruzándose con cuatro puentes existentes. Uno de ellos es el Puente de Trujillo o Puente de Piedra, el más antiguo de Lima (1610). Este paso se realiza mediante la tecnología de heavy-lifting, levantamiento del puente mediante gatos hidráulicos. En el artículo se exponen los principales condicionantes de la operación y su proceso constructivo.

PALABRAS CLAVE

Puente histórico, heavy-lifting, apeo, micropilotes, sismicidad

ABSTRACT

Vía Expresa Línea Amarilla in Lima (Perú) is a new urban highway, passing in front of the historic center of the city (UNESCO World Heritage). To avoid the impact, a tunnel is designed under the Rímac riverbed, crossing four existing bridges. The oldest is Trujillo Bridge or Puente de Piedra (1610). A heavy-lifting technology by hydraulic jacks was required for crossing under the bridge. In this paper, the main relevant factors and its construction process are explained.

KEYWORDS

Ancient bridge, heavy lifting, shoring, micro-piles, seismic risk



Fig. 1. Puente de Trujillo

1

Introducción

El trazado de la Vía Expresa conecta el Este de Lima, San Juan de Lurigancho, con el distrito de El Callao, donde se ubica el puerto y el aeropuerto internacional.

La actuación consiste en:

- 1) Construcción de 9 km de autopista urbana de 2 carriles por sentido y vías de servicio.
- 2) Construcción de un túnel de 1800 m bajo el cauce del río Rímac. El túnel cruza bajo cuatro puentes existentes: Trujillo, Balta, Santa Rosa y Ricardo Palma.
- 3) Construcción de 11 viaductos. Destaca el del Cerro de San Cristóbal, tablero mixto con dos vanos de 110 m.
- 4) Construcción de 4 peajes.

Las obras comenzaron en 2012, a cargo de la constructora brasileña OAS para la sociedad concesionaria LAMSAC, del grupo INVEPAR. VINCI-Highways adquirió la concesión en el año 2016 encargando la culminación de la obra a la constructora peruana Graña y Montero. La obra fue inaugurada el 15 de junio de 2018.

El Puente de Trujillo, construido en 1610 por Juan del Corral en sustitución de anteriores vados y puentes de madera arrastra-

dos por avenidas, constaba originalmente de 7 arcos de medio punto de unos 10 m de vano, de los que se conservan 4, y pilas de 6 m de ancho. El paso bajo el puente histórico lo construyó OAS entre junio y noviembre de 2015, habiendo dejado preparado los micropilotes el año anterior.

Esta actuación tiene el antecedente de una obra en similares circunstancias para la M30 bajo el Puente de Segovia en Madrid, construida en 2006 por Ferrovial, proyecto Aepo, Director de Obra D. Juan de las Heras y Asesor D. Carlos Oteo.

2

Geología e hidrogeología

El Río Rímac discurre a lo largo de una gran falla regional, originando una verdadera fosa tectónica en el área de Lima, responsable de una gran acumulación de sedimentos aluviales. Son principalmente suelos granulares gruesos con intercalaciones arenosas hasta unos 400 m de profundidad.

Debido al carácter heterogéneo del material aluvial y a las intercalaciones de materiales relativamente permeables con capas lenticulares arcillosas, pueden identificarse varios niveles freáticos. El principal y más alto presenta una pendiente relativamente uniforme desde el ápice del abanico del río Rímac hacia el mar, con 1V:60H de promedio. Bajo el túnel se sitúa a unos 50 m de profundidad, aunque se encuentre situado justo debajo del cauce.

3 Sismicidad

Lima se encuentra en una zona con riesgo de sismos de gran magnitud e intensidad. La principal fuente de sismicidad está en la superficie de fricción existente entre las placas de Nazca y Sudamericana.

Para el diseño se consideraron distintos escenarios de riesgo sísmico con períodos de retorno de 200, 475 y 1000 años, con PGA 0.31g, 0.41g y 0.52g respectivamente.

4 Caracterización de los suelos

La caracterización de los suelos en los que se encuentra cimentado el puente es sumamente importante tanto para optimizar el diseño como para reducir los riesgos asociados a la obra.

Los suelos granulares gruesos presentan, en general, un buen comportamiento y poseen mayor rigidez y resistencia que los suelos de granos más pequeños. Sin embargo la evaluación de sus propiedades mecánicas es problemática y costosa, debido al tamaño que requieren las muestras. Existen pocos equipos capaces de ensayar suelos con partículas mayores a 1"; añadiendo el inconveniente práctico de conseguir muestras "inalteradas", resulta difícil conseguir resultados adecuados.

Para la caracterización geotécnica de los suelos en el entorno del Puente de Trujillo se propusieron varios ensayos "in situ" con muestras representativas a gran escala.

Se realizó un ensayo de carga a tracción de un micropilote y varios ensayos de arrancamiento de anclajes activos, de idénticas características a los diseñados para la actuación.

Además, se realizaron varios ensayos geofísicos MASW y sondeos para su calibración, buscando determinar la variabilidad del terreno en profundidad.

De las muestras extraídas de los suelos procedentes de los sondeos y calicatas, se realizaron ensayos de corte directo y triaxiales convencionales en laboratorio, descartando las partículas más gruesas. Los resultados obtenidos reflejaron cohesión nula y un ángulo de rozamiento interno entre 32° y 44°.

Para llevar a cabo los ensayos de laboratorio, debido a la granulometría de las muestras, se descartaba entre el 50% y 90% de las partículas del suelo, por lo que los resultados obtenidos no podían ser representativos.



Fig. 2. Ensayo de carga horizontal in situ

Por todo ello, se propuso realizar ensayos de corte directo a gran escala de las muestras extraídas de las calicatas. Aunque los ensayos se realizaron sobre muestras remoldeadas, se obtuvieron cohesiones aparentes de 50 kN/m² y ángulos de rozamiento interno de 47°, parámetros coherentes con lo observado en la obra.

Finalmente, se realizó un ensayo de carga horizontal "in situ" que sirvió de calibración de los ensayos geofísicos MASW realizados y para la determinación del comportamiento deformacional de los suelos.

5 Desarrollo de los trabajos

La ejecución del túnel se realizó aprovechando el irregular ciclo hidrológico del río Rímac. Durante los meses de mayo a noviembre puede ejecutarse la excavación a cielo abierto, dejando el cauce natural seco mediante un canal de desvío provisional. El resto del año las obras se detienen, lo que impone un fuerte condicionante a su desarrollo.

6 Sección transversal del túnel

El trazado del túnel de Línea Amarilla está fuertemente condicionado, tanto en planta como en alzado, por la fuerte pendiente y la anchura del cauce actual. Para el paso bajo el Puente de Trujillo es preciso apeaar provisionalmente dos pilas (P2 y P3) y contener lateralmente la cimentación de otras dos (P1 y P4). Cada pila carga aproximadamente 30000 kN.



Fig. 3. Canal de desvío del río Rímac

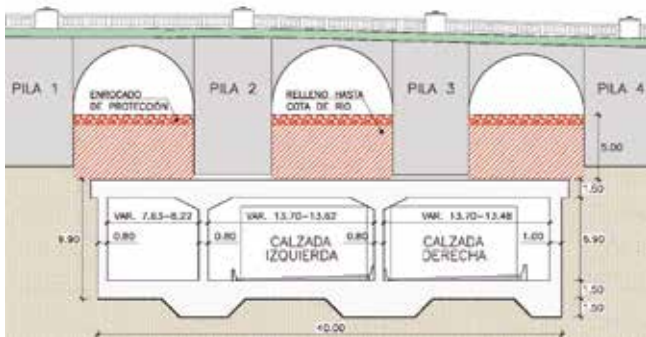


Fig. 4. Sección transversal del túnel en Trujillo

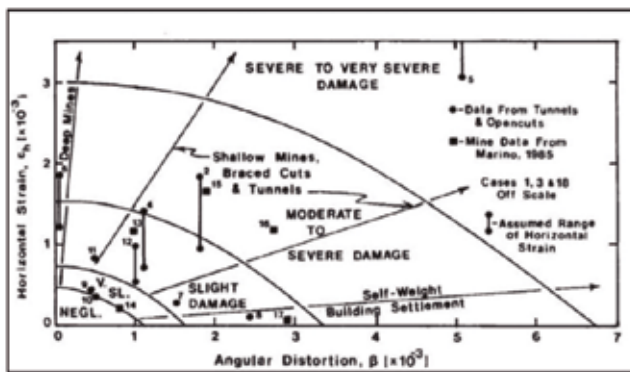


Fig. 5. Niveles de daño: Boscardin & Cording

El túnel se proyecta con sección cajón bicelular de hormigón armado. Lateralmente se adosa una célula adicional que garantiza un apoyo completo de la pila P2. En este espacio lateral se alojan muros transversales que actuarán como *shear-walls* frente a las acciones sísmicas correspondientes a la masa del puente de piedra.

Las principales dimensiones de los elementos estructurales son: losa de cimentación con espesor variable de 1.50 a 3.00 m; muros laterales de 0.80 m y 1.00 m; losa de cubierta de 1.50 a 3.00 m de espesor. En total el módulo mide 40 m transversalmente y 30 m longitudinalmente, con 6.90 m de altura interior libre.

7 Criterio de daño

Dada la actuación prevista para la construcción del túnel de Línea Amarilla bajo los cimientos del puente de Trujillo es preciso establecer un criterio de daño que marque los límites de la actuación, garantizando la preservación del patrimonio histórico. Estos criterios deben ser conservadores, por la propia incertidumbre del comportamiento del puente de fábrica.

Se fijaron valores límite de desplazamiento basado en el criterio propuesto por Boscardin & Cording para estructuras de mampostería, que fija una previsión de daño en función de la distorsión angular correspondiente a los movimientos relativos entre pilas contiguas.

Se utilizó como límite la categoría de “daño despreciable” (*negligible damage*), equivalente a un asiento relativo máximo entre pilas de 9 mm.

Se diseñó una solución de apeo activa para compensar los asentamientos previamente, y que pudiera activarse si el movimiento relativo superase 5 mm.

8 Proceso constructivo

Las fases de ejecución fueron:

1. Retirada del enchachado de protección bajo los vanos del puente.
2. Ejecución de las pantallas laterales de micropilotes para contención del terreno de las pilas 1 y 4. Los micropilotes son de 300 mm de diámetro de perforación, con tubo metálico interior \varnothing 178 mm.

Bajo estas líneas_

Fig. 6. Anclajes de las pantallas laterales

Fig. 7. Ejecución de micropilotes



A la dcha._
Fig. 8. Vigas de apeo



Según avanza la excavación se ejecutan niveles de anclajes activos tesados a 300 kN cada 1.5 a 3.0 m, para controlar los asentos y desplazamientos que afectarían a las pilas del puente histórico.

3. Ejecución de micropilotes verticales con capacidad nominal de 600 kN/ud, para apoyo provisional de la cimentación de las pilas 2 y 3, rodeando la cimentación de cada una de las pilas a apelar.

Tienen 20 m de longitud, de los que 10 m quedarán libres al final de la excavación. Para reducir su esbeltez se ejecutan losas de atado y tirantes a medida que progresa la excavación.

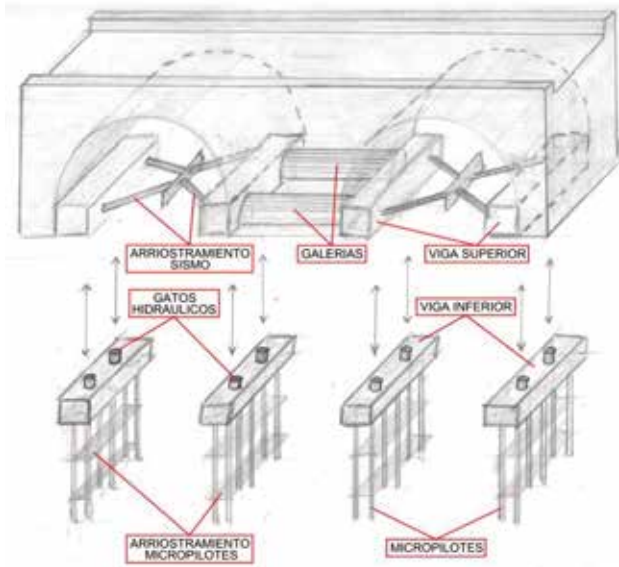
4. Todos los micropilotes se arriostran en cabeza mediante una viga encepado (viga inferior). Estos encepados se han diseñado con topes sísmicos longitudinales y transversales, de forma que en situación sísmica se mueven conjuntamente con las pilas.

5. Ejecución de las vigas de apeo o galerías de hormigón armado para recoger la carga de la cimentación de las pilas. Se excavan manualmente seis galerías transversales por cada pila, al abrigo de chapas onduladas. Cada galería excavada tiene una dimensión en sección de 2.0 m de altura y 1.7 m de anchura. Una vez atravesada la pila se dispone la armadura y se rellena con hormigón estructural.

La separación entre estas vigas de apeo es de 3.2 m. Analizado el material de relleno de las pilas (morteros de cal con cantos rodado) y su grado de fracturación, la separación de 1.5 m garantiza la adecuada transmisión de las cargas de las pilas a las vigas de apeo.



A la izda._
Fig. 9. Esquema del apeo



Las vigas de apeo tienen un pretensado que mantiene la rigidez de su sección bruta sin fisuración.

Las vigas de apeo se completan con sendas vigas de reparto (vigas superiores) en cada pila, atando sus extremos y zunchando la cimentación de la pila, con rigidez suficiente para repartir la carga a los cilindros hidráulicos.

6. Los cilindros hidráulicos o gatos se apoyan sobre las vigas encepado y reciben la carga de las pilas a través del conjunto vigas de apeo - vigas de reparto. Se agrupan en cuatro celdas por alineación, cada una con dos o tres gatos, hasta un total de 37 unidades de 4000 kN de capacidad nominal.

Los gatos se conectan a la centralita en la que se sitúa la bomba hidráulica, y los sistemas de control y automatización de las señales de los sensores de presión y carrera de cada cilindro. Esta centralita permite controlar cada vía, sincronizando o actuando sobre cada una independientemente en caso de ser necesario.

7. Para controlar el riesgo de un hipotético sismo durante la fase del apeo, se dimensionó un arriostramiento provisional. La estabilidad lateral de las dos pilas que quedan apoyadas sobre los gatos, se garantiza mediante su atado en el plano horizontal con tubos de acero en cruz y puntales de hormigón armado.

8. La transferencia de carga mediante la actuación de los gatos hidráulicos se realiza en etapas, con un minucioso control de cargas y desplazamientos. Para garantizar que la totalidad de la carga se ha traspasado a los micropilotes se procede hasta levantar uniformemente 1 mm cada pila.

9. Descargado el suelo bajo el cimiento de las pilas puede procederse a la excavación bajo ellas.

Bajo estas líneas_

Fig. 10. Celda con tres gatos hidráulicos de 4000 kN

Fig. 11. Sistema de arriostramiento horizontal

Fig. 12. Cimentación apeada: excavación inferior



La excavación se realiza hasta la cota inferior de la losa de cubierta. Una vez ferrallada y hormigonada, ésta queda acodada contra las pantallas laterales. La losa actuará durante las fases siguientes como elemento de arriostamiento del conjunto frente a potenciales sismos, y de protección frente a eventuales caídas de elementos sueltos desde el puente.

10. La excavación se desarrolla en fases por debajo de la losa de cubierta. Se van ejecutando los elementos de atado de los micropilotes del apeo y los anclajes activos de las pantallas laterales. Una vez alcanzado el fondo de la excavación se completa la estructura del túnel, losa inferior y muros, conectando con la losa de cubierta.

Durante todo el proceso se realiza un minucioso seguimiento de la instrumentación, que incluye puntos de control de desplazamientos, strain gauges en micropilotes, inclinómetros y medida de convergencias.

En la fig. 16 se resumen los asientos obtenidos en las vigas de reparto (pila 2: vigas 2I y 2D y pila 3: vigas 3I y 3D) desde el momento del apeo inicial de 1 mm, a mediados de julio del 2015, hasta un levantamiento final de 5 mm, a finales de octubre. No fue necesario actuar en ninguna fase intermedia.

11. Una vez completada la estructura del túnel se rellena el espacio entre la cubierta y la base de las pilas con un macizo de hormigón en masa coronado con grout de retracción compensada. A partir de este momento se realiza el desapeo con la retirada de los gatos, en una operación lenta y controlada, en la que comienza a trabajar por flexión la losa de cubierta, recibiendo la carga de las pilas.

12. Posteriormente se restituye el terreno y el encachado de protección por encima de la losa superior. Por último, se realiza el corte de los micropilotes que quedan en el interior del túnel. El asiento adicional producido durante las dos últimas fases resultó ajustado a los 2 mm previstos, quedando el puente histórico firmemente cimentado, prácticamente sin asientos y sin daños. 📍

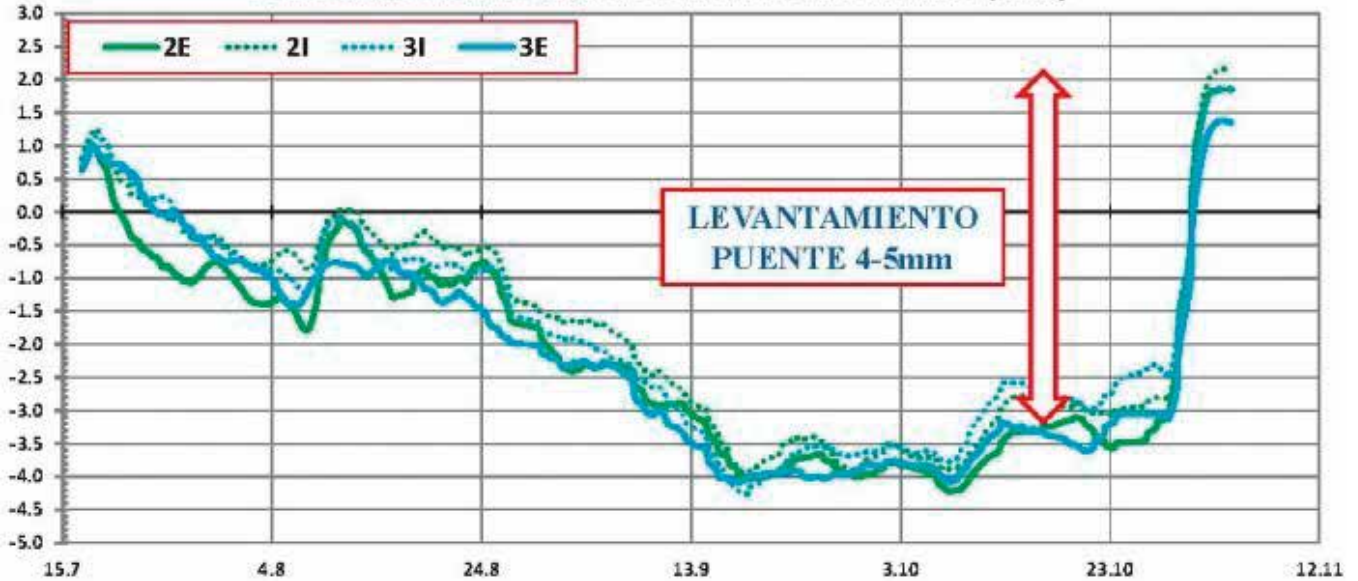
AGRADECIMIENTOS

El éxito de la operación se debe a la colaboración de especialistas de más de 7 países, sin cuya intervención la actuación no hubiese sido posible.

Propiedad	Municipalidad de Lima
Concesionaria	LAMSAC
Construcción	OAS
Proyecto, AT	TYPSA
Supervisión control calidad	NKLAC, Intecsa-Inarsa Casagrande-Engenharia
Heavy-lifting	Freyssinet
Instrumentación	Bureau de Projotos



DEFORMACIONES MEDIAS VIGAS DE REPARTO (mm)



Página anterior_

Fig. 13. Ferrallado de la losa superior

Fig. 14. Ejecución de la solera

Fig. 15. Ferrallado del muro y de la losa inferior

Sobre estas líneas_

Fig. 16. Asiento del Puente de Trujillo

REFERENCIAS

- HART-TERRÉ, E.; MÁRQUEZ ABANTO, A. (1961) "El Puente de Piedra de Lima". Librería e Imprenta Gil.

- BOSCARDIN, M.D.; CORDING, E.J. (1989) "Building response to excavation-induced settlement". ASCE. Journal of Geotechnical Engineering, Vol.115, No.1, pp.1-21.

- DE LAS HERAS AZCONA, J.; OTEO MAZO, C. (2007). "La M30 y el Puente de Segovia". Informes de la Construcción. Vol59, N°507.

Previsión y seguimiento de los asientos

producidos por el túnel de la Línea 3 de metro en la Catedral de Guadalajara (Jalisco, Méjico)



ALFONSO
Navarro

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Departamento de Geotecnia y Túneles de Sener



JOSÉ
Ramos

Ingeniero de Minas.
Responsable de Geotecnia y Túneles de Sener



PEDRO JESÚS
Velasco

Ingeniero de Minas.
Itasca Consultores

RESUMEN

Este artículo se centra en el punto más crítico de la Línea 3 del metro de Guadalajara que es el paso del túnel frente a la Catedral, donde se realizaron modelos numéricos en 3D que simulan la construcción secuencial del túnel para validar las medidas de protección y calcular los asientos.

La comparación de los resultados de los cálculos con los datos realmente registrados en obra ha confirmado la idoneidad de estos modelos 3D para estimar asientos generados por la construcción de túneles.

El análisis realizado también ha permitido determinar que otro aspecto relevante es la generación de asientos durante la propia ejecución de las medidas de protección, circunstancia que normalmente no se valora en fases de proyecto.

PALABRAS CLAVE

Túnel, Catedral, medidas de protección, asientos, modelos de cálculo 3D

ABSTRACT

This article focuses on the most critical point of Line 3 of the Guadalajara metro which is the tunnel excavation close to the Cathedral.

At this location, 3D numerical models taking into account tunnelling sequential construction were developed in order to validate protection measures and estimate settlements.

The comparison of the results obtained in the 3D models with the data actually recorded on site has confirmed the suitability of these models to estimate settlements generated by the construction of tunnels.

Other aspect obtained from the analysis carried out is the relevance of the settlement assessment associated to the protection measures construction. These facts are not usually taken into account in project design stages.

KEYWORDS

Tunnel, Cathedral, Protection Measures, Settlements, 3D Numerical Models



Fig. 1. Esquema del trazado de la línea por el centro histórico de Guadalajara

1

Descripción general del proyecto

El Proyecto Ejecutivo de la Línea 3 del Metro de Guadalajara (Jalisco, México) fue promovido por la Secretaría de Comunicaciones y Transportes de México (SCT) y ha sido realizado por Sener entre los años 2012 y 2013.

El trazado tiene una longitud de 20,5 km, de los cuales 15 km son en viaducto y 5,5 km subterráneos. La línea consta de 18 estaciones, de las cuales 5 son subterráneas.

El tramo central de la línea atraviesa el centro histórico de Guadalajara, por lo que ha sido necesario diseñarlo en túnel. Este tramo discurre muy próximo a varios edificios de alto valor histórico, siendo el más relevante de todos ellos la Catedral de la ciudad.

El presente artículo se centra en el diseño que se ha realizado para que la construcción del túnel no afecte a la Catedral.

El túnel ha sido construido con una máquina EPB y presenta una sección interna de $\Phi = 10,4$ m, situándose a una profundidad sobre clave que en general varía entre $1,5 \Phi$ en las zonas más próximas a las estaciones y 2Φ en los tramos situados entre dichas estaciones. El túnel pasó sin incidencias por delante de la Catedral en febrero de 2017 y, finalmente, fue calado con éxito el 24 de mayo de 2018.

La obra de la Línea 3 ha sido ejecutada por un Consorcio formado por las empresas Sacyr y Mota Engil. Durante la fase de construcción (2014-2018), SENER ha actuado como Gerencia de la Línea 3, encargándose de la asesoría y supervisión técnica de la obra para el futuro operador de la línea (Sistema del Tren Eléctrico Urbano, SITEUR).

2

Descripción técnica del proyecto ejecutivo del túnel

Los terrenos atravesados por el túnel según su sentido de excavación (norte-sur) se dividen en tres grandes tramos:

- Tramo inicial de unos 2,4 km de longitud en suelos vulcano-sedimentarios pumíticos (Toba Tala). Estos suelos están constituidos por arenas limosas con diferentes grados de compacidad y se encuentran bajo el nivel freático con cargas hidráulicas hasta contrabóveda entre 16 y 22 m.
- Tramo central con frentes mixtos de suelos y rocas volcánicas que presentan diferentes grados de resistencia y alteración (tobas piroclásticas y basaltos). Este tramo tiene unos 600 m de longitud y está situado bajo del nivel freático, con una carga hidráulica hasta contrabóveda entre 20 y 27 m.
- Tramo final de 1 km de longitud en roca competente (basaltos masivos y vacuolares) bajo el nivel freático y con cargas hidráulicas entre 18 y 30 m.

Hidrogeológicamente pueden diferenciarse dos acuíferos: el superior libre, que corresponde a los depósitos granulares de la Toba Tala, y el inferior que corresponde al sustrato rocoso volcánico. La dirección principal del flujo de agua es Oeste-Este, prácticamente ortogonal al trazado.

Al tratarse de un túnel urbano y mayoritariamente excavado en suelos inestables bajo el nivel freático, se determinó que se debía ejecutar con una máquina tipo EPB. Dado que parte de la segunda mitad del trazado se debía excavar en frentes mixtos y en rocas duras (basaltos con una RCS que podía superar los 50 MPa), esta máquina debía tener capacidad para trabajar en este tipo de



Fig. 2. Tuneladora tipo EPB empleada en la construcción del túnel



Fig. 3. Planta con las pantallas de protección de la Catedral y el centro comercial

materiales y su rueda de corte debía disponer de herramientas tanto para suelos como para rocas.

3 Análisis del paso del túnel por la catedral

3.1. Proyecto Ejecutivo

El punto más problemático del proyecto del túnel era el paso frente a la Catedral, que se sitúa paralela a la traza del túnel y a muy poca distancia del mismo. Este templo tiene unas dimensiones en planta de 78 x 73 m y dos torres en la fachada principal, de unos 14 x 14 m de planta la torre Sur, y de 12 x 14 m la torre Norte. La altura de las dos torres es de 66 metros.

La primera Catedral fue construida entre 1541 y 1618. Tras diversos terremotos, las torres actuales fueron construidas en 1854.

Para el paso frente a la Catedral, en el Proyecto Ejecutivo se definió una pantalla de protección mediante pilotes de $\Phi = 1,5$ m separados entre sí 0,20 m. En el lado opuesto de la calle también se definió otra pantalla de micropilotes para proteger un centro comercial subterráneo.

Se realizaron los cálculos de asentamientos producidos en la Catedral por el paso de la tuneladora mediante modelización numérica en 3D con el programa FLAC3D (Itasca, 2012).

La metodología para la modelización numérica de los asentamientos producidos por tuneladoras EPB fue desarrollada durante las obras de la 1ª Ampliación del Metro de Madrid (Medina, L. 2000) y posteriormente optimizada en el Proyecto de Construcción del Tramo 1R de la Línea 9 del Metro de Barcelona (Senís, M. et al, 2008). En el caso del metro de Guadalajara, los modelos numéricos han incorporado las siguientes características:

- Un modelo constitutivo elástico no lineal (con módulos en pequeñas deformaciones) plástico perfecto para las unidades geotécnicas de tipo suelo, y un modelo elástico lineal plástico perfecto para las de tipo roca.
- Una distribución hidrostática de presión de poros dada por el nivel freático del acuífero superior, que se ha mantenido constante durante la simulación del avance de la tuneladora al trabajar ésta de forma prácticamente impermeable.
- La geometría troncocónica de la tuneladora con sus distintos gaps (de manera que el diámetro de excavación es superior a los diámetros exteriores del escudo).
- La presión de tierras de la cámara de excavación actuando en el frente del túnel.
- El proceso secuencial de construcción de la tuneladora en pasajes sucesivos de excavación, avance de la tuneladora, colocación del anillo de dovelas por detrás del escudo de cola, e inyección completa del gap terreno-anillo con mortero en fase fluida.
- La simulación del proceso de fraguado del mortero.
- Un cálculo en "grandes deformaciones", que permite que el mallado se deforme con los desplazamientos que se van produciendo hasta un posible contacto del terreno con el escudo.

Ante la imposibilidad de disponer de datos de detalle sobre la estructura de la Catedral, el edificio se simuló mediante una carga uniforme equivalente a su peso propio (diferenciando la nave de las dos torres) aplicada a cota de cimentación. Esta estrategia asume que el edificio no tiene rigidez, y por lo tanto es conservadora de cara a la estimación de deformaciones. En la siguiente Figura 4 se presenta el modelo de cálculo de asentamientos empleado en el Proyecto Ejecutivo.

Las pantallas previstas en proyecto fueron modelizadas mediante elementos estructurales específicos que simulan el comportamiento de pilotes. La modelización de ambas pantallas se ilustra en la Figura 5, junto con el revestimiento del túnel y la huella de la catedral.

Las geometrías de la tuneladora y del revestimiento del túnel se resumen en la siguiente Tabla 1. La presión de tierras en el frente prevista en este tramo era de 1.2 bar en clave con un gradiente vertical de 0.15 bar/m.

Tras la modelización numérica se obtuvieron los asentamientos verticales a cota de cimentación de la Catedral que se presentan en la Figura 6 (en un plano horizontal) y en la Figura 7 (en un perfil horizontal a cota de cimentación), en la que se observa que el máximo asiento previsto en la fachada de la torre Sur fue de 3.8 mm.

A la vista de estos resultados, se determinó que con el tratamiento de protección planteado se conseguía minimizar la afección del túnel sobre la Catedral quedando los movimientos y deformaciones por debajo de los límites admisibles.

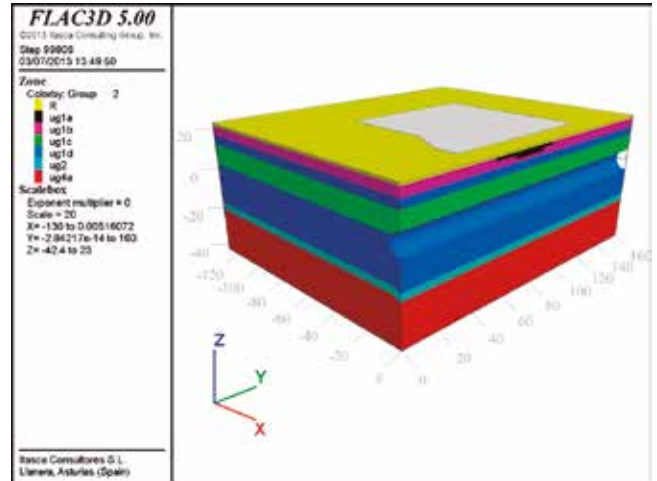


Fig. 4. Modelo para el cálculo de asentamientos en la Catedral en el Proyecto Ejecutivo

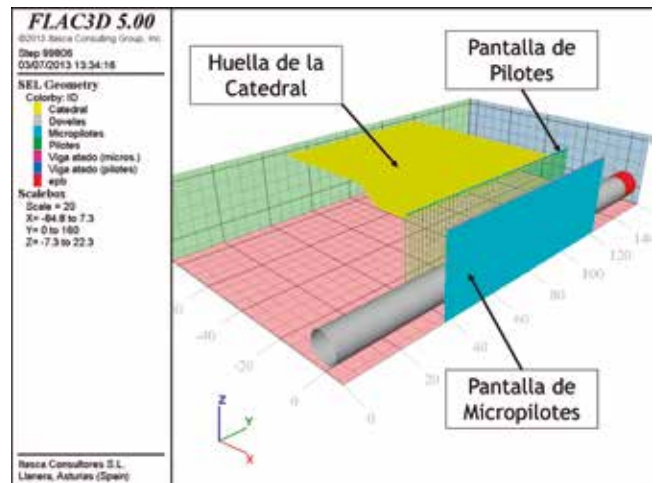


Fig. 5. Modelización de las pantallas de protección de asentamientos previstas en el Proyecto Ejecutivo

Escudo	
Diámetro de la cabeza de corte (m) =	10.60
Diámetro del escudo delantero (m) =	10.56
Diámetro del escudo de cola (m) =	10.52
Longitud del escudo (m) =	≈ 9.0
Revestimiento de dovelas	
Diámetro interior (m) =	9.50
Diámetro exterior (m) =	10.30

Tabla 1. Geometrías de túnel y tuneladora previstas en el Proyecto Ejecutivo

3.2. Modificaciones introducidas durante la obra

En fase de obra se debieron introducir dos modificaciones al proyecto que tendrían un impacto relevante para conseguir que el paso de la tuneladora frente a la Catedral se realizara de acuerdo a los niveles de seguridad establecidos. A continuación se analiza cada uno de estos dos factores.

3.2.1. Elección de TBM de mayor diámetro que la considerada en Proyecto Ejecutivo

El Consorcio constructor ofertó ejecutar el túnel con una máquina ya existente que cumpliera las capacidades técnicas exigidas en proyecto pero con un diámetro de excavación mayor ($\Phi_{\text{excavación}} = 10,60 \text{ m}$ en proyecto y $\Phi_{\text{excavación}} = 11,55 \text{ m}$ de la máquina del Consorcio).

Este cambio obligó a realizar una actualización del Proyecto Ejecutivo para su adecuación a esta tuneladora, tanto desde el punto de vista de los asientos como de los condicionantes geométricos a lo largo del trazado.

En la zona de la Catedral el encaje geométrico era muy ajustado al pasar la tuneladora a tan solo 0,65 m de la pantalla de protección de pilotes, lo que a su vez suponía encontrarse a únicamente 2,8 m de la fachada de la Catedral en la zona más crítica.

Para asegurar que el paso de la nueva tuneladora se realizara correctamente, se modificó ligeramente el trazado en esta zona y se alejó su eje unos 0,5 metros de la Catedral para así contrarrestar el aumento de diámetro de la máquina. Este era el máximo desplazamiento admisible del trazado debido a que a escasos 20 m el túnel debía entrar en la Estación Catedral.

Por otro lado, se tuvieron que realizar nuevos modelos de cálculo 3D para comprobar que los asientos seguían siendo admisibles a pesar del aumento en el diámetro de la tuneladora, tal y como se mostrará posteriormente en este mismo estudio.

3.2.2. Restricción del uso de pilotes convencionales en la cercanía a edificios históricos

En fase de obra, el Instituto Nacional de Arqueología e Historia (INAH) de México realizó un estudio de vibración de los primeros pilotes que se ejecutaron como parte de una pantalla de protección de la Iglesia de Nuestra Señora de Guadalupe y determinó que, según sus criterios, este método constructivo generaba un nivel de vibraciones en los edificios históricos superior al admisible por lo que debía ser prohibido.

Debido a esta circunstancia, se tuvieron que analizar sistemas de protección alternativos para los siguientes edificios históricos y, en especial, para la Catedral, tal y como se detalla en el siguiente apartado.

3.3. Alternativas de protección propuestas en fase de obra

Se plantearon diversas alternativas a la solución de proyecto para la protección de la Catedral, siendo las que se consideraron más viables en función de los condicionantes de la obra las siguientes:

- 1) Cambiar los pilotes convencionales de $\Phi = 1,5 \text{ m}$ de la pantalla definida en proyecto por pilotes de barrena continua (CFA) de $\Phi = 1.0 \text{ m}$. Estos pilotes presentan la ventaja de que producen menos vibraciones pero tienen dos limitaciones importantes: su diámetro y, sobre todo, su longitud máxima, que con la maquinaria disponible no podía superar los 30 m.

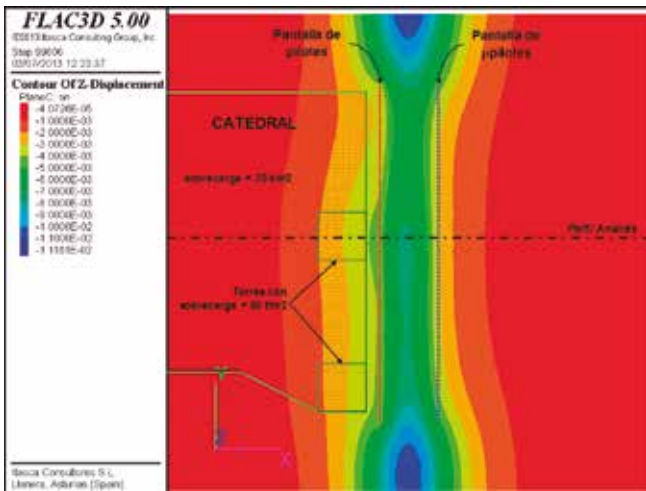


Fig. 6. Distribución de asientos, a cota de cimentación de la Catedral, previstos en el Proyecto Ejecutivo

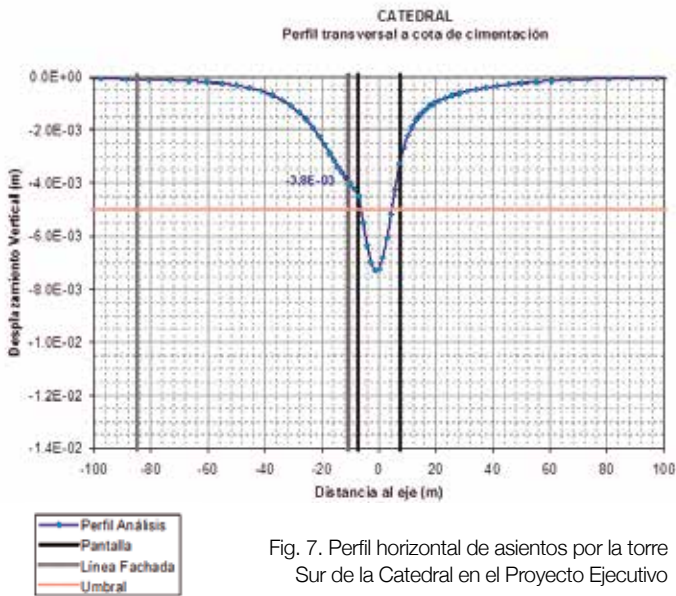


Fig. 7. Perfil horizontal de asientos por la torre Sur de la Catedral en el Proyecto Ejecutivo

La idea era ejecutar una pantalla doble con estos pilotes al trespelillo para conseguir una rigidez a flexión equivalente a la de la pantalla original, pero, finalmente, su limitación en cuanto a la longitud hizo desear esta alternativa ya que no se conseguía asegurar un empotrado mínimo de la pantalla y se ponía en riesgo que el tratamiento fuera efectivo.

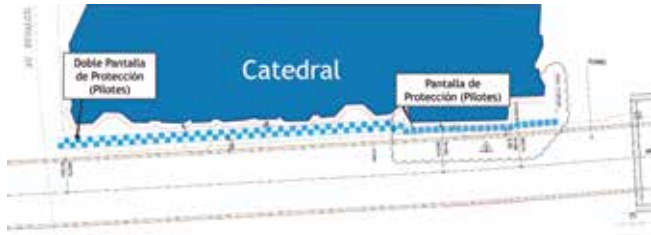


Fig. 8. Planta de la primera alternativa propuesta en obra para la protección de la Catedral

2) Realizar una pantalla de protección mediante módulos pantalla de 2,7 m de ancho, de 0,8 a 1 m de espesor (según zonas en función del espacio disponible) y separados entre sí 0,40 m.

La ejecución de módulos pantalla se consideraba adecuada dado que ya se había empleado en la construcción de las estaciones de la obra sin ninguna incidencia, y, por tanto, se contaba con una experiencia positiva de su uso para estos mismos suelos en zonas muy cercanas.



Fig. 9. Planta de la segunda alternativa propuesta en obra para la protección de la Catedral

3) Realizar una primera pantalla de protección mediante módulos pantalla de 1 m de espesor de hormigón armado y una segunda pantalla de mortero sin instalar armadura de otro metro de espesor. Los módulos de ambas pantallas serían discontinuos y estarían colocados al trespelillo.

El objetivo era rigidizar la laja de terreno localizada entre la pantalla de protección y el túnel para evitar posibles problemas de estabilidad del suelo en esta zona crítica. Al tratarse de un espacio muy reducido (menos de 40 cm en algunas zonas) y, muy probablemente, alterado por la propia excavación de la pantalla, se temía que pudieran producirse desprendimientos de este terreno durante la excavación de la tuneladora. Por tanto, la segunda pantalla de mortero ejercería como una especie de tratamiento de mejora de esta laja de terreno situada entre la pantalla y el hastial del túnel.



Fig. 10. Planta y alzado de la tercera alternativa propuesta en obra para la protección de la Catedral

3.4. Modelización de las alternativas de protección en fase de obra

Para analizar en detalle las dos alternativas realmente construibles se decidió desarrollar, con la colaboración de ITASCA, modelos de cálculo con el programa FLAC3D que simularan la secuencia de construcción de cada pantalla (es decir, excavación de cada batache con lodo betonítico, hormigonado del batache y continuación con el siguiente batache) seguida de la construcción del túnel.

3.4.1 Modelo con una única pantalla de protección de hormigón armado

El detalle de la planta de la Catedral, la pantalla (discontinua) de protección y el revestimiento modelizados se presentan en la Figura 11. El contacto entre la pantalla y el terreno se simuló mediante una interfaz discontinua con una fricción de 20°.

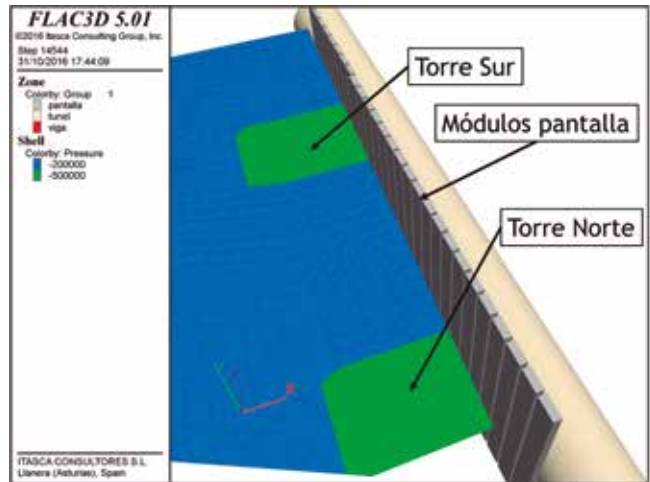
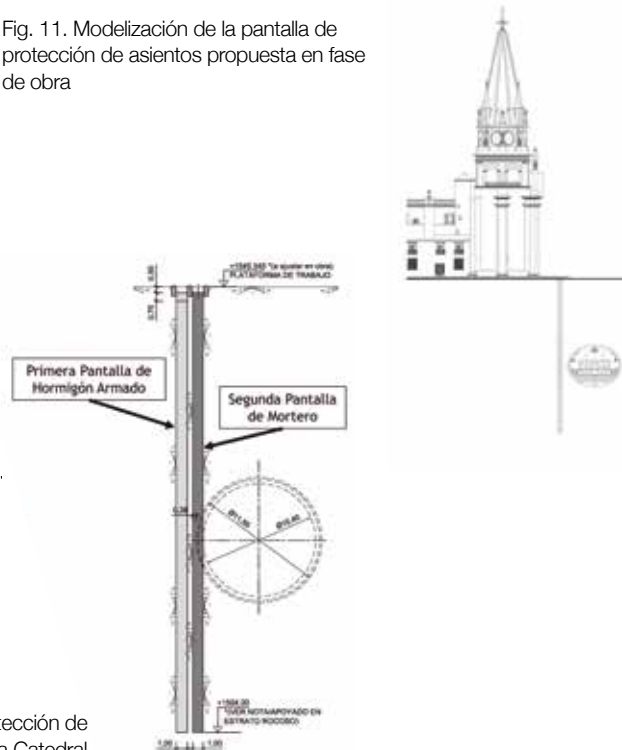


Fig. 11. Modelización de la pantalla de protección de asientos propuesta en fase de obra



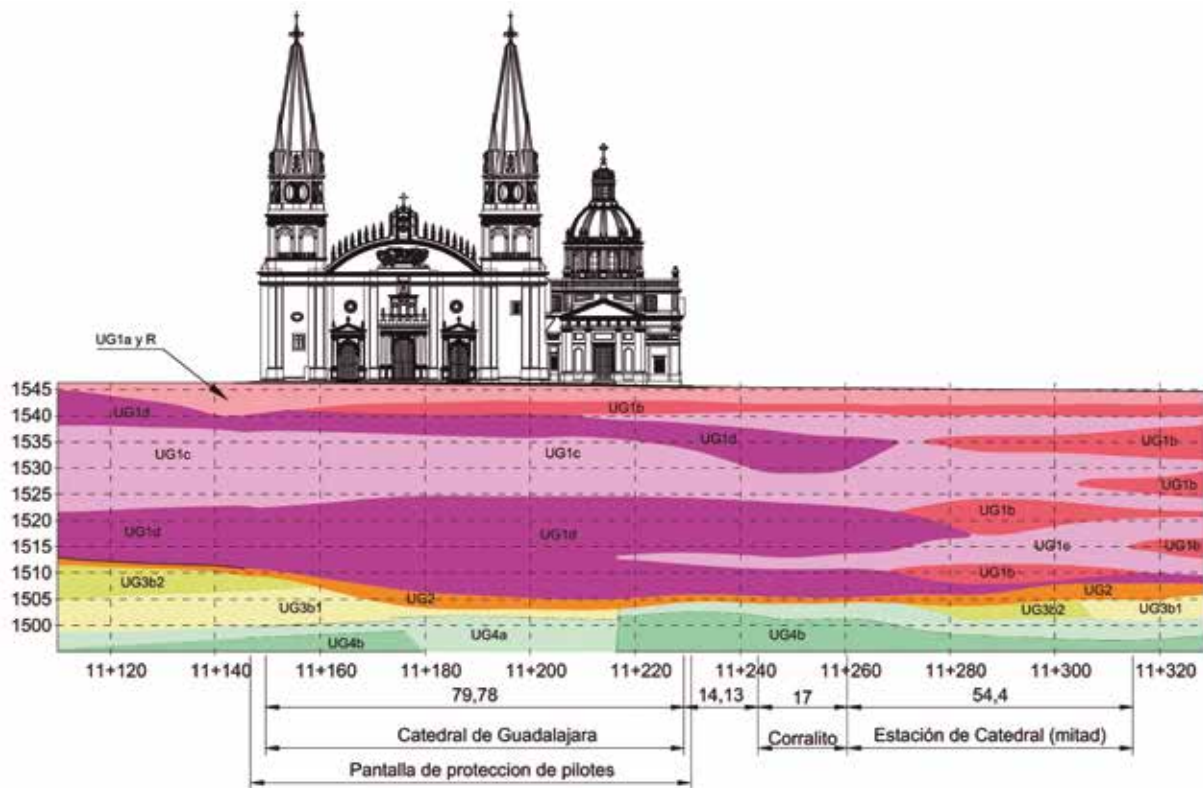


Fig. 12. Distribución de terrenos considerada en la modelización en fase de obra

Material		γ (kN/m ³)	c' (kPa)	Φ (°)	$E_{\text{estático}}$ (MPa)	ν
Suelo	R Relleno antrópico	17.2	5	29	10	0.40
	UG-1a	17.2	5	29	10	0.40
	UG-1b Toba Tala	17.2	7.5 ** (15 *)	31	30	0.33
	UG-1c	17.2	10 ** (20 *)	33	40	0.33
	UD-1d	17.2	15** (25 *)	36	55	0.33
	UG-2 Suelo residual	17.2	30	35	80	0.33
Roca	UG-3b2 Toba Piroclástica (GM IV-V)	20.5	30	37	125	0.33
	UG-3b1 Toba Piroclástica (GM III-IV)	21.0	86	34.0	250	0.20

* Valores empleados en el modelo de cálculo inicial

** Valores modificados para calibración del modelo en función de los asentamientos registrados en obra durante la ejecución de la pantalla

Tabla 2. Propiedades asignadas a los terrenos

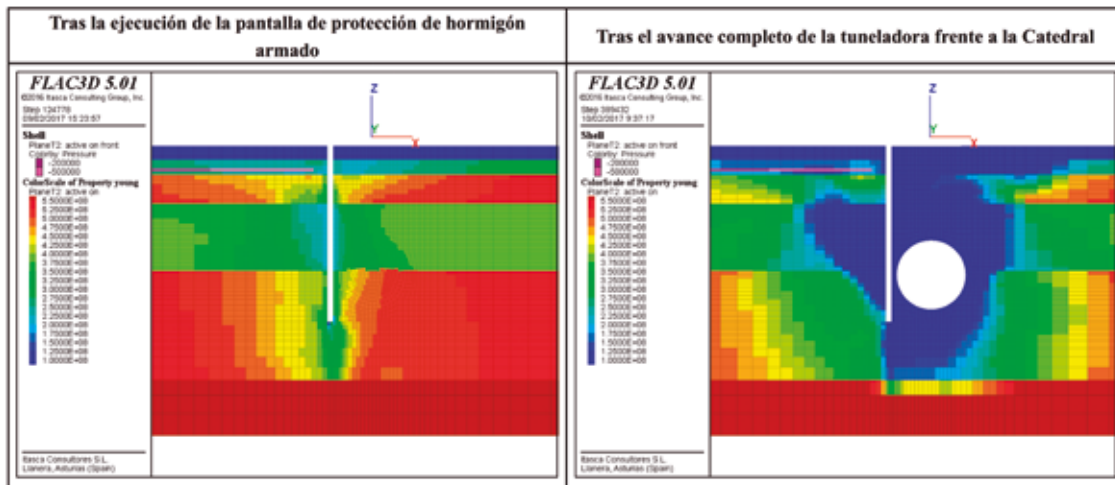


Fig. 13. Degradación del módulo de deformación en la zona de la torre Sur

El perfil geotécnico considerado a partir de los reconocimientos realizados se puede observar en la Figura 12.

Durante la construcción de otras pantallas de protección realizadas en esta misma obra se observó que su propia ejecución podía generar asentamientos no previstos. Hay que tener en cuenta que en fase de proyecto no es habitual analizar en detalle la secuencia constructiva de estas pantallas y las implicaciones que podrían tener en la generación de asentamientos, centrándose los análisis fundamentalmente en los daños que se podrían producir como consecuencia de la excavación del túnel.

Para que la modelización numérica proporcionara una estimación verosímil de los asentamientos susceptibles de producirse durante la construcción de los propios muros pantalla, se realizó una simulación detallada de la secuencia de construcción prevista para dicha pantalla de hormigón armado.

En las siguientes figuras se observa la degradación del módulo de deformación y la plastificación sufrida por el terreno circundante a la pantalla durante su ejecución y, posteriormente, tras el paso de la tuneladora. Como se puede comprobar, la mera ejecución de la pantalla crea una alteración importante en el terreno más cercano que dependerá en gran medida del proceso constructivo que se lleve a cabo.

En la siguiente Figura 15 se observa cómo el modelo de cálculo obtuvo un asentamiento máximo en la cimentación de la torre Sur de 6.0 mm tras la excavación del túnel (2.3 mm tras la construcción de la pantalla).

Es interesante hacer aquí las siguientes observaciones:

- El asentamiento producido por la excavación del túnel en este caso ($6.0 - 2.3 = 3.7$ mm) es prácticamente idéntico al previsto en el Proyecto Ejecutivo.
- La secuencia de excavación y hormigonado de los módulos de pantalla produce, no obstante, unos asentamientos significativos, de 2.3 mm.

Durante la ejecución de la pantalla de protección se registraron unos asentamientos superiores a los calculados en el modelo, por lo que el cálculo inicial se tuvo que calibrar considerando un empeo-

ramiento de las condiciones del terreno que pudiera reflejar los movimientos detectados. Para ello se modificaron los siguientes parámetros:

- Nuevos valores de cohesión (ver Tabla 2) para la unidad geotécnica Toba Tala.
- Disminución del rozamiento terreno-pantallas (10° en lugar de 20°).
- Menor densidad del lodo bentonítico (1.05 T/m^3 en lugar de 1.10 T/m^3).

Con estos condicionantes se realizó una nueva modelización con la que se obtuvo un asentamiento acumulado en la cimentación de la torre Sur de 3.9 mm tras la construcción de la pantalla y de 11.0 mm tras la excavación del túnel (ver figura 16). El asentamiento obtenido tras la construcción de la pantalla ahora sí coincidía con el registrado en obra (3,8 mm).

Los asentamientos producidos por la excavación del túnel en este caso serían de $11.0 - 3.9 = 7.1$ mm, superiores a los cálculos anteriores al haberse reducido la resistencia de la Toba Tala aproximadamente en un 50%.

3.4.2. Modelo de doble pantalla de protección (armada y de mortero)

Se comprobó el efecto que tendría una pantalla adicional de protección de mortero contigua a la pantalla de hormigón. Esta pantalla se ejecutaría del lado túnel de manera que la cabeza de la tuneladora la demolería parcialmente, tal y como se observa en la Figura 17 y Figura 18.

Los asentamientos acumulados obtenidos fueron de 3.9 mm tras la construcción de la primera pantalla, de 4.9 mm tras la construcción de la segunda pantalla y de 8.7 mm tras la excavación del túnel (ver Figura 19).

Es decir, la construcción de la segunda pantalla añadiría 1 mm más de asentamiento, pero el asentamiento únicamente debido a la construcción del túnel se vería reducido en 3.3 mm.

En conclusión, según los modelos de cálculo el asentamiento teórico que podría sufrir la Catedral sería de 11 mm en el caso de ejecutar

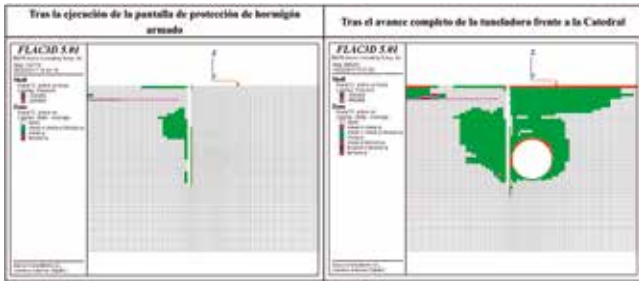


Fig. 14. Plastificación del terreno en la zona de la torre Sur

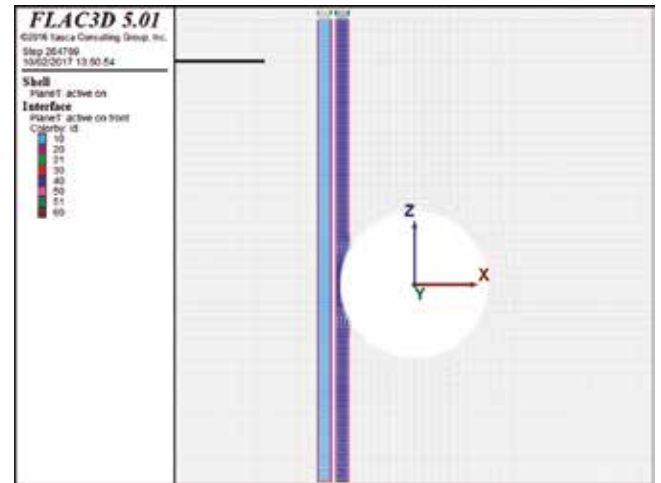


Fig. 17. Modelización de las dos pantallas de protección de asientos propuesta en fase de obra (sección transversal)

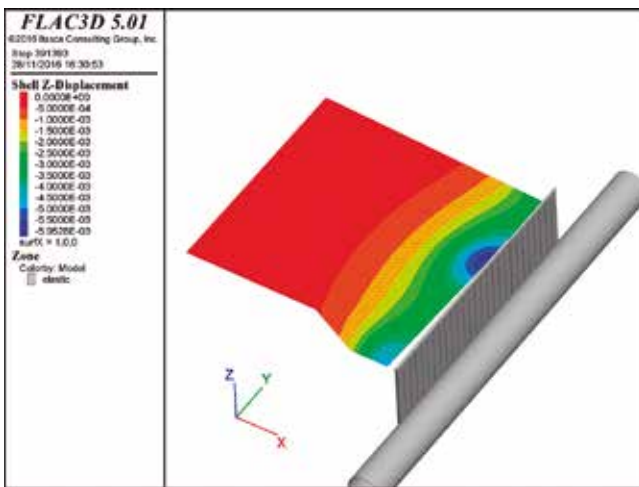


Fig. 15. Distribución de asientos, a cota de cimentación de la Catedral, previstos inicialmente con la protección propuesta en fase de obra

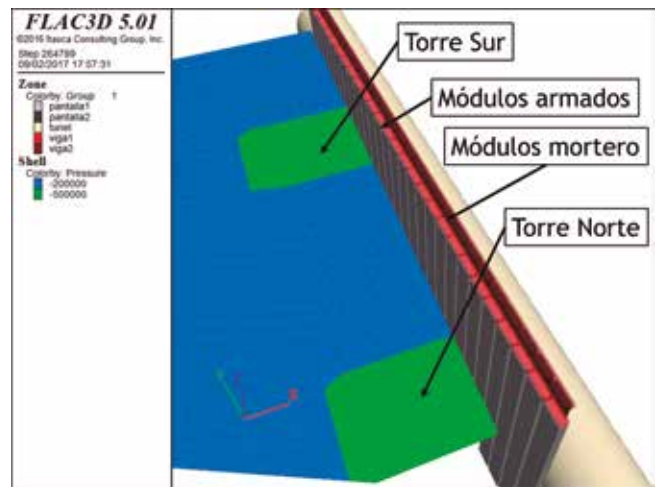


Fig. 18. Modelización de las dos pantallas de protección de asientos propuesta en fase de obra (perspectiva)

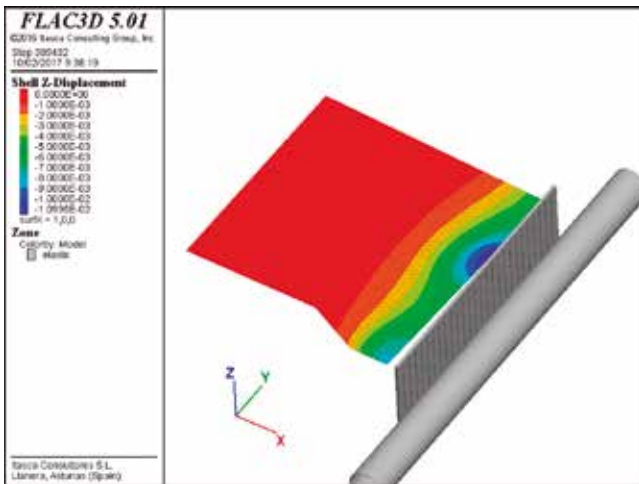


Fig. 16. Distribución de asientos, a cota de cimentación de la Catedral, previstos tras la calibración del modelo de protección propuesto en fase de obra

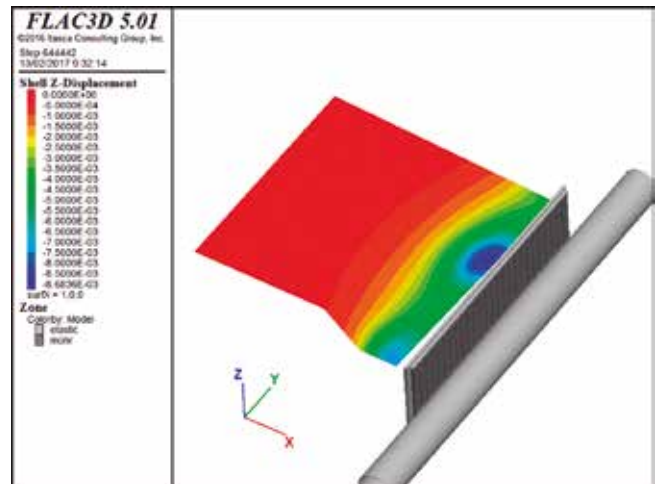


Fig. 19. Distribución de asientos, a cota de cimentación de la Catedral, previstos con el modelo de las dos pantallas previstas en fase de obra

una única pantalla de hormigón armado y de 8,7 mm en caso de ejecutar una doble pantalla (hormigón armado + mortero), es decir apenas un 20% menor.

En ambos casos, una parte muy importante de este asiento sería el que se produciría durante la propia ejecución de las pantallas, llegando a suponer un 35% en el primer caso y 56% en el segundo caso.

Los modelos de cálculo asumen que la ejecución de los módulos pantalla es siempre correcta, por lo que existía el riesgo de que este asiento pudiera ser incluso mayor si no se llevase a cabo un control exhaustivo durante su construcción. Además, hay que añadir la complicación que podría suponer que la segunda pantalla se debería ejecutar en un terreno ya alterado por la excavación de la primera.

Por otro lado, tampoco se tenía una certeza completa sobre cuál iba a ser el funcionamiento real de los bataches de mortero y de la tuneladora durante el paso de la misma por esta zona (la máquina debía demoler parcialmente estos bataches).

Finalmente se decidió que la solución más adecuada sería la de ejecutar únicamente la primera pantalla de protección con módulos de hormigón armado. Con esta solución se alcanzaría un

asiento que se consideraba admisible sin la necesidad de una segunda pantalla que demoraría el plan de obra de la excavación del túnel y podría aumentar los riesgos en una zona tan sensible.

3.5. Comparación entre asientos previstos y medidos

Para poder valorar la idoneidad de los modelos de cálculo realizados se han comparado los resultados de asientos obtenidos en dichos modelos con los datos realmente registrados en obra.

Inicialmente el sistema de auscultación en los edificios era manual y se realizaban mediciones cada 8 horas. Los instrumentos eran básicamente hitos de nivelación, extensómetros de varilla en el eje del túnel e inclinómetros en los laterales del túnel.

Este sistema no era compatible con los avances de la tuneladora debido a la velocidad de excavación y la escasa frecuencia de lecturas, por lo que se instaló un sistema de auscultación robotizado que permitía disponer de mediciones de movimientos verticales, horizontales, inclinación, acelerómetros, etc. cada 30 min.

En la siguiente figura 22 se muestran los movimientos verticales en los prismas situados en la parte más baja de la fachada de la Catedral a lo largo del tiempo. También se incluye la evolución de

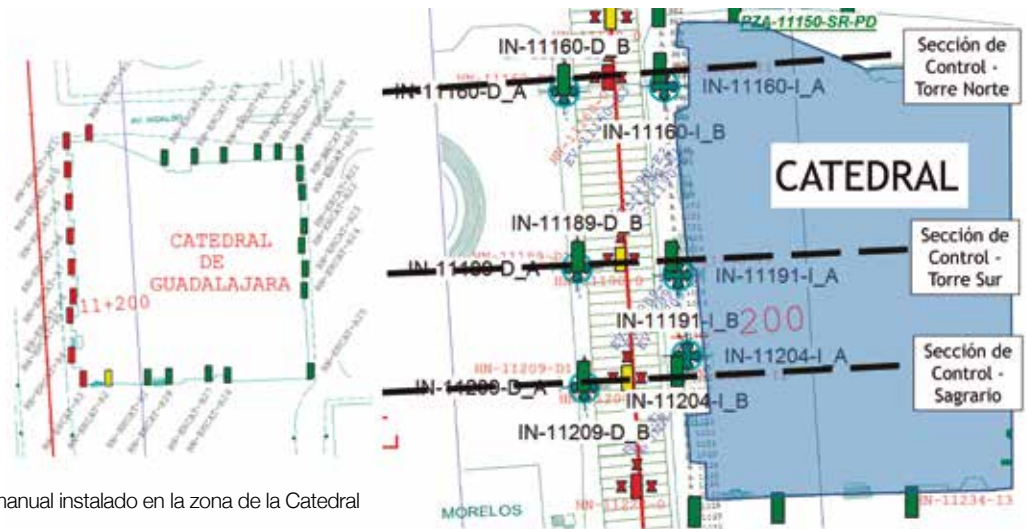


Fig. 20. Sistema de auscultación manual instalado en la zona de la Catedral

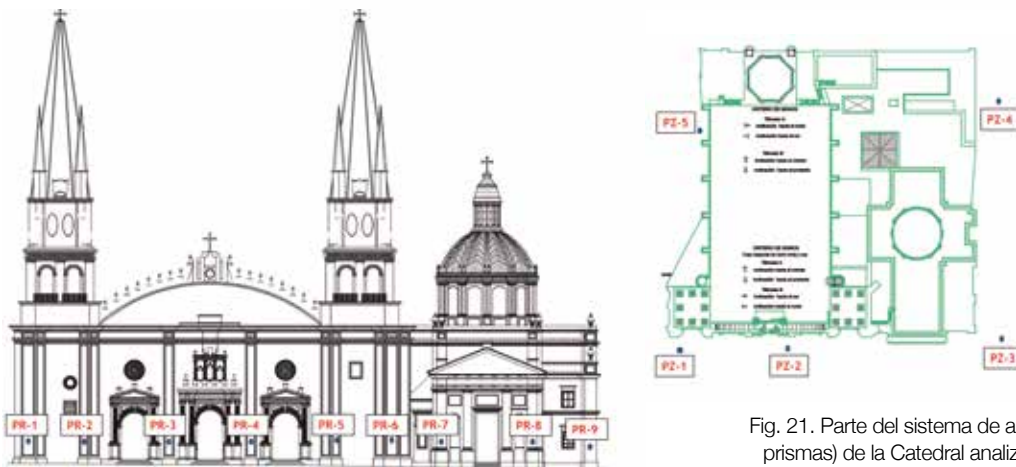


Fig. 21. Parte del sistema de auscultación robotizada (piezómetros y prismas) de la Catedral analizado para comparar con el modelo de cálculo (imágenes de SOLDATA-GEOSCOPE)

los niveles piezométricos registrados en los 5 piezómetros colocados alrededor de la Catedral.

Como se puede comprobar, los movimientos se generaron durante los primeros meses en los que se realizaron los trabajos para la ejecución de la pantalla de protección y el paso de la tuneladora. A partir de entonces se observa una estabilización de los asientos en la Catedral, aunque se aprecia una ligera fluctuación de las medidas que podría estar relacionada con las variaciones estacionales del nivel freático registradas en los piezómetros de la zona.

Analizando más en detalle las fechas en las que se realizaron los trabajos en la zona, se puede representar e identificar la afección que cada situación generó en la Catedral:

- Construcción de la pantalla de protección (28-11-2016 al 21-12-2016)
- Incidencia durante la operación de la máquina que se produjo pocos metros antes de llegar a la Catedral (Torre Norte) y obligó a una parada de mantenimiento entre los días 04-02-2017 y 10-02-2017.
- Se reinician los trabajos de excavación y la máquina pasa por delante de la Catedral durante 5 días, del 10-02-2017 hasta el 15-02-2017, fecha en la que el escudo entró en el corralito de la estación Catedral.

En la tabla 3 se muestran los resultados de los asientos determinados por el modelo de cálculo en diferentes puntos de la Catedral y las mediciones realmente registradas durante la obra en esos mismos puntos.

Como se puede observar, el modelo de cálculo reflejó de una manera muy precisa los asientos en la torre Sur.

Para la torre Norte el ajuste presenta ligeras diferencias debidas a los problemas de operación que tuvo la máquina justo antes de proceder a su paso frente a la Catedral, lo que obligó a realizar una parada no prevista de mantenimiento durante 6 días.

En la zona de la Catedral también se contaba con otro sistema de auscultación mediante tres secciones de control en superficie (ver Figura 20). En la Figura 23 se muestra el resultado de la comparación entre los datos auscultados en estas secciones y los resultados del modelo de cálculo.

De nuevo se comprueba que el modelo de cálculo reflejó de una manera muy exacta los asientos tanto en la zona del Sagrario como en la torre Sur. En cambio, se observa una mayor diferencia en la torre Norte (fundamentalmente en el eje de la cubeta) debida al motivo anteriormente comentado sobre los problemas de operación de la tuneladora registrados en esta zona.

En el lado de la cubeta correspondiente al centro comercial el modelo registra un asiento ligeramente superior al realmente

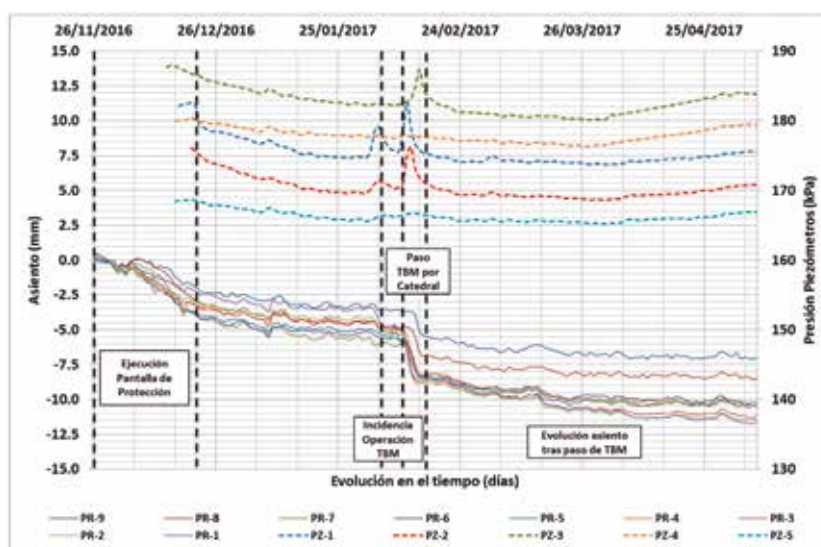
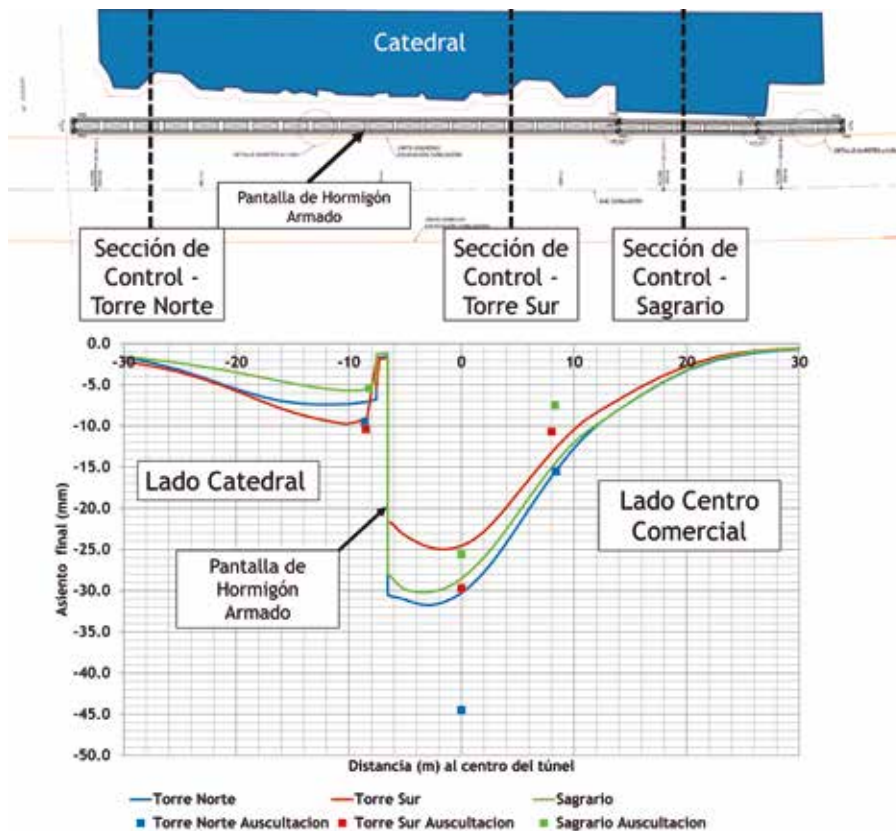


Fig. 22. Evolución de los asientos en los prismas instalados en la fachada de la Catedral y niveles piezométricos registrados alrededor del templo

Comparación Modelo FLAC3D vs realidad	Asiento máximo en fachada Catedral (mm)					
	Construcción Pantalla de Protección		Cuando TBM está excavando en Torre Sur		Una vez pasada la TBM (escudo en estación)	
	Torre Norte	Torre Sur	Torre Norte	Torre Sur	Torre Norte	Torre Sur
Modelo FLAC3D	1.6	3.9	8.4	7.1	8.8	11.1
MEDICIÓN EN OBRA (AUSCULTACIÓN ROBOTIZADA)	2.6	3.8	8.3	7.3	12.1	10.8

Tabla 3. Asientos del modelo de cálculo y medidos durante la fase de obra



generado debido a que, para poder simplificar el cálculo, no se modelizó la pantalla de micropilotes que protegía el sótano del aparcamiento existente.

4 Conclusiones

El análisis llevado a cabo ha permitido confirmar la idoneidad de los modelos de cálculo 3D para estimar asientos generados por la construcción de túneles, siempre y cuando se disponga de datos de entrada adecuados (geotécnicos, geométricos, constructivos, etc.) y se realice un buen control durante la operación de la tuneladora.

Estos modelos son la mejor herramienta para anticipar con precisión los asientos y las consecuentes afectaciones a los edificios circundantes, lo que a su vez permitirá un correcto diseño de las medidas de protección que sean necesarias.

Otro aspecto importante detectado en este estudio es la generación de asientos durante la propia ejecución de las medidas de protección. Esta circunstancia normalmente no se valora en fase de proyecto aunque los asientos pueden llegar a ser significativos en suelos de mala calidad y, por tanto, afectar a los edificios cercanos que se pretenda proteger con anterioridad a la excavación del túnel.

Por todo ello, en los proyectos de construcción, además de los modelos que simulen la ejecución del túnel, también se deberían realizar cálculos que modelizaran adecuadamente los procesos constructivos de las medidas de protección, sobre todo en zonas de alto valor histórico. 📍

Fig. 23. Cubetas de asientos del modelo de cálculo y datos registrados durante la fase de obra

AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer la colaboración de la Secretaría de Comunicación y Transporte de México (SCT) y, sobre todo, de Vicente Yravedra, Director de SENER de la Asesoría Técnica de la Línea 3 del Metro de Guadalajara, y de todo su equipo, con especial mención a Silvia Arrate, Eloy París e Ignasi Castellví, quienes han estado llevando a cabo la labor de supervisión técnica y coordinación de todos los trabajos de adecuación de la ingeniería a lo largo de la obra del túnel y sin cuya ayuda hubiera sido imposible obtener el conocimiento necesario para poder realizar el presente trabajo.

REFERENCIAS

- Itasca Consulting Group, Inc. (2012). FLAC3D - Fast Analysis of Continua in 3 Dimensions, Ver. 5.0. Minneapolis.
- Medina, L., (2000). Estudio de los movimientos originados por la excavación de túneles con escudos de presión de tierras en los suelos tosquizos de Madrid. Tesis Doctoral. Universidad de La Coruña (España).
- Senís, M., Varona, P. y Velasco, P., (2008). Simulation of the excavation of a tunnel using an EPB machine. Continuum and Distinct Element Numerical Modeling in Geo-Engineering - 2008 - pp. 539-550. Hart, Detournay & Cundall (eds.) Paper (09-06).
- Proyecto Ejecutivo de la Línea 3 del Metro de Guadalajara (Línea de tren ligero entre los Municipios de Zapopan, Guadalajara y Tlaquepaque, Jalisco, México). SENER, 2013.
- Actualización y Adecuación del Proyecto Ejecutivo de la Línea 3 del Metro de Guadalajara. SENER 2016-2017.

El método tradicional de Quito

Excavación de galerías en suelos en la línea 1 de metro de Quito

CÉSAR Torrero

Ingeniero Geólogo. Máster en Túneles y Obras Subterráneas. Departamento de Ingeniería del Terreno y Obras Subterráneas. AYESA



FERNANDO R. Romero

Ingeniero Geotécnico. Máster en Ingeniería Geotécnica y Geomecánica Aplicada en Minería. Fiscalizador de Túneles y Obras Subterráneas. Consorcio Metro Alianza



GUILLERMO Martínez

Licenciado en Geología. Máster en Túneles y Obras Subterráneas. Jefe del Departamento de Ingeniería del Terreno y Obras Subterráneas. AYESA



JAVIER Descarga

Ingeniero Civil. Máster en Ciencias de la Ingeniería. Director de Fiscalización del Consorcio Metro Alianza



RESUMEN

La construcción de la línea 1 del Metro de Quito, marca un hito en la obra subterránea en la actualidad a nivel mundial. En las obras se utilizan técnicas de construcción adaptadas a los suelos de depósitos efusivos volcánicos del valle de Quito, como es el aplicar un método tradicional local de excavación de colectores por primera vez en galerías de conexión entre pozos verticales de gran diámetro y túneles de transporte interestación. El método está siendo aplicado con excelentes resultados. En el presente artículo se realiza una descripción del procedimiento constructivo aplicado en la Línea 1 del Metro de Quito y se realiza una comparativa con el método belga, en cuanto a aplicabilidad, materiales y longitud de pase de excavación.

PALABRAS CLAVE

Túneles, Metro de Quito, Método Belga, galería, pozos

ABSTRACT

Currently, Quito Metro Line 1 construction is achieving a milestone in the worldwide tunnelling industry. In the construction works, tunnelling techniques are being adapted to the Quito valley volcanic soils, through using a local traditional tunnelling method for collectors in the excavation of cross passages connecting large section shafts to main tunnels. This method is being applied successfully. In this article, a description of the construction procedure applied in Quito Metro Line 1 is given, and a comparison with Belgian Method is made, regarding applicability, materials and unsupported span.

KEYWORDS

Tunnelling, Quito Metro, Belgian Method, cross passages, shafts



Fig. 1. Frente de excavación

1

Introducción

La experiencia en obras subterráneas en la República del Ecuador hasta el comienzo de la construcción de la Línea 1 de Metro de Quito comprendía principalmente excavaciones en macizos rocosos, entre las que destacaban las realizadas para grandes proyectos hidroeléctricos, y la construcción de colectores de media sección excavados en suelos.

Como precedente de obras subterráneas en suelos, podemos destacar los colectores de la ciudad de Quito. Éstos se excavaron siguiendo un método local que se podría decir que sigue la filosofía del método belga empleando materiales de sostenimiento del nuevo método austriaco (NATM).

La construcción de la Línea 1 supone el primer gran proyecto de obra subterránea en suelos en el país. El proyecto comprende 15 estaciones a lo largo de 23 km y 24 pozos de ventilación, salida de emergencia, bombeo y mixtos.

En cuanto a métodos constructivos se refiere, en la construcción de la Línea 1 del Metro de Quito se emplean los siguientes procedimientos:

- Excavación mecanizada mediante tuneladoras EPB. El túnel de la Línea 1 se ejecuta mediante este método, participando

en este proceso tres tuneladoras denominadas Guaragua, Luz de América y Carolina.

- Para las estaciones se utiliza el método 'cut and cover', mediante muros pantalla y pilas-pilote. Este método constructivo también se ha empleado en ciertos tramos del túnel principal, fondos de saco y un pozo de extracción.
- Método tradicional de Quito. Mediante este procedimiento constructivo se excavan las galerías de conexión entre pozos y túneles de línea. También se ha excavado mediante este procedimiento la galería que conecta la estación de San Francisco y el intercambiador de autobuses cercano.
- Excavación vertical por anillos sucesivos. Los pozos, y los pozos de extracción se ejecutan según este procedimiento.

2

Descripción del procedimiento constructivo de galerías en Quito

El procedimiento de excavación utilizado en Quito para la ejecución de galerías de conexión, se fundamenta en el método de excavación de colectores en los terrenos volcano-sedimentarios de la ciudad de Quito.

El método de excavación tradicional de Quito se puede sintetizar en las siguientes etapas:

1. Excavación y entibación del avance. Se excava la sección de avance con equipos y herramientas menores como miniexcavadoras o con martillo neumático. En la parte perimetral de la sección de la galería se coloca un perfil de acero como sostenimiento (HEB o reticulares) formado por tres piezas unidas mediante placas, las cuales se localizan en bóveda equidistantes de la vertical con un ángulo de 30°. Las uniones entre perfiles no se ejecutan en la clave, dado que es donde se producen los máximos momentos flectores en condiciones de simetría. La longitud de pase de excavación se limita a una calle entre cerchas. La superficie del terreno se cubre totalmente mediante tablas de madera de 5 cm de espesor apoyadas en los perfiles, dejando tubos de espera para realizar inyecciones de contacto al final del proceso. En el sostenimiento se incorpora una malla electrosoldada soldada a las cerchas.

2. Excavación de los hastiales y ejecución del hormigón proyectado. Se excavan sendos laterales y se prolongan las cerchas con su entibación de madera y mallazo. Los pies de las cerchas se fijan mediante una zapata continua de hormigón. A continuación se proyecta hormigón con fibras de polipropileno

sobre el mallazo de la bóveda y de los hastiales. El hormigón proyectado se ejecuta cuando se logra un avance de 3 a 5 calles.

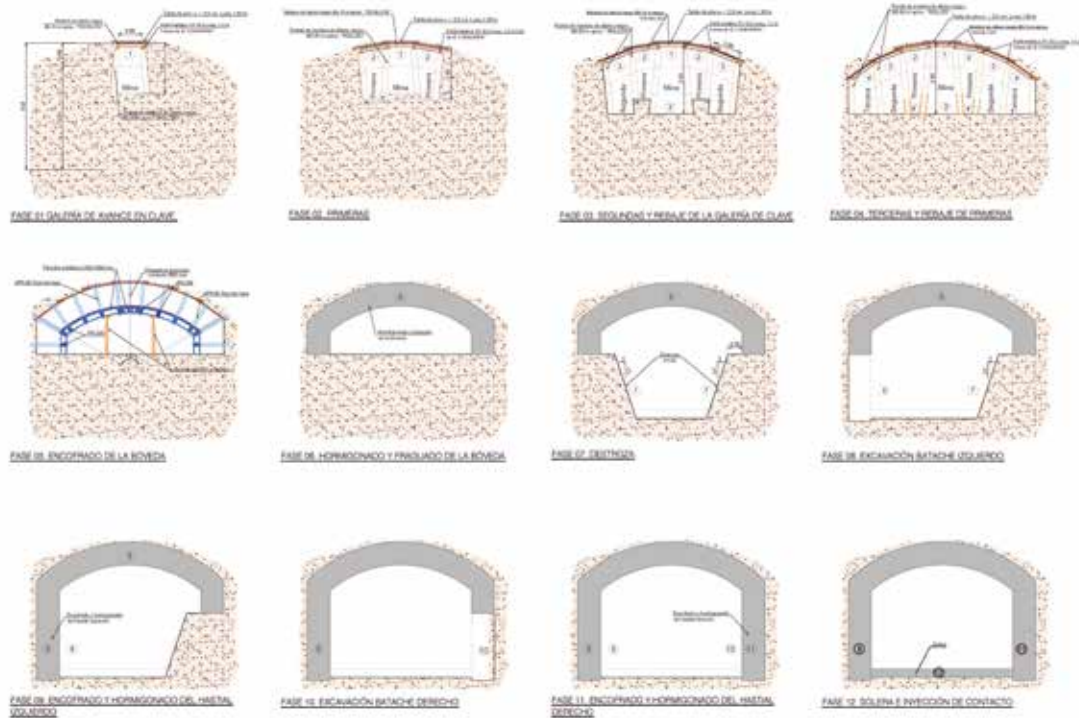
3. Excavación de la destroza. En esta fase se procede a la excavación del machón central de la destroza, manteniendo un resguardo de 3 a 5 calles en el frente de excavación.

4. Excavación y ejecución de la contrabóveda. En esta fase, se procede a excavar y ejecutar la contrabóveda definitiva, actividad que se realiza al finalizar la excavación de la galería.

5. Revestimiento de la sección. Se ejecuta un revestimiento de hormigón armado (normalmente 30 cm) mediante el empleo de encofrado deslizante metálico.

6. Inyección del trasdós. A través de los tubos de PVC insertados en la entibación de madera y revestimiento, se inyecta lechada de cemento en el trasdós para garantizar el contacto entre el terreno y el sostenimiento.





Página anterior_
Fig. 2. Excavación y ejecución de hastiales

Sobre estas líneas_
Fig. 3. Método tradicional de Madrid

3 Comparación con el método belga

Con el método belga o método tradicional de Madrid, se pretende perturbar el terreno circundante lo menos posible y conseguir un frente pequeño y estable. Por ello, está pensado para terrenos de baja estabilidad que no permiten mantener áreas desguarnecidas después de ser excavadas.

El método belga para el caso de una galería se puede resumir en las siguientes etapas:

1. Excavación y entibación de la galería de avance en clave. La galería de avance tiene 1 metro de ancho y 1,8 m de altura y se inicia en el eje de la sección y en la clave con una longitud de pase de 1.25 a 2.5 m. La galería se entiba con tablas de pino de 1,30 m de largo por 0,25 m de ancho y 2,5 cm de espesor apoyadas en el propio terreno ("peteras") sosteniendo la parte superior de la misma. A continuación, se colocan en sentido longitudinal a la galería perfiles metálicos TH separados 1 m, llamados longarinas, como apoyos de las tablas. Estos perfiles metálicos se solapanán 25 cm con el del anillo de bóveda anterior y con el del anillo siguiente. Entre las longarinas y las tablas se colocan otras tablas llamados "falsos" para dejar hueco a las tablas de entibación del techo de los pases laterales que después se ejecutarán. Las longarinas se apoyan sobre pies derechos de rollizo de álamo negro en sus extremos y en el centro, de 1,80 m de altura ("enanos"). Entre las longarinas se colocan estampidores ("tresillones") de madera. La excavación se realiza con martillo neumático.

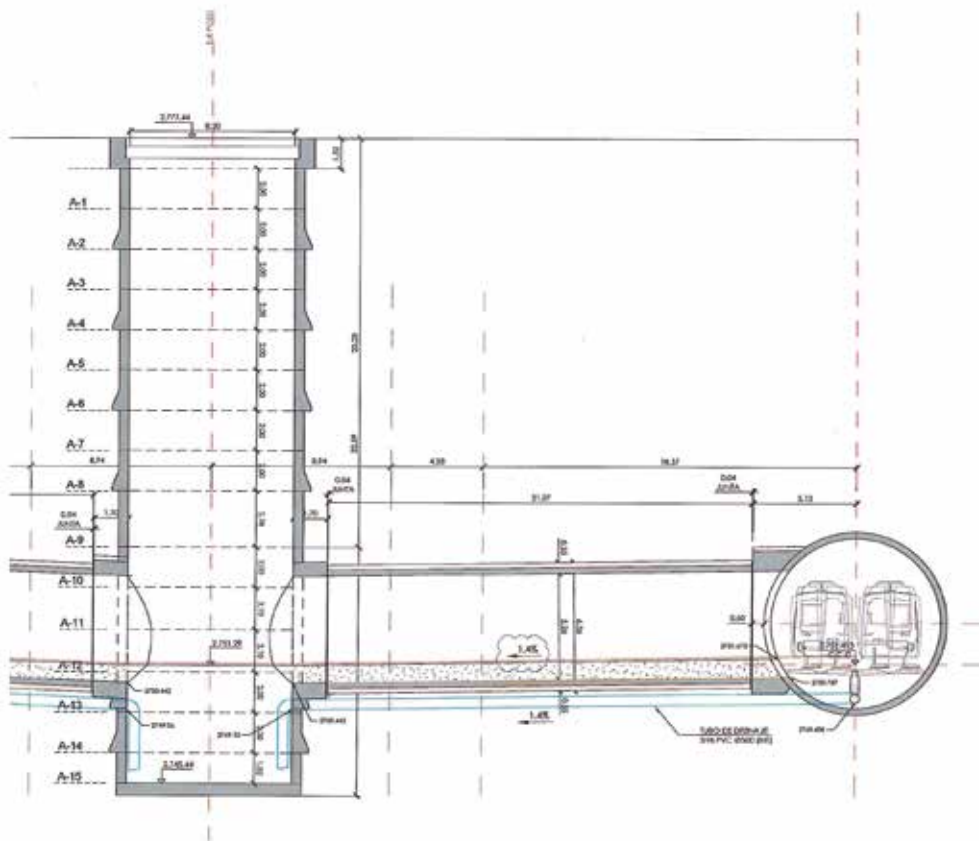
2. Excavación de las calles laterales. Se rebaja la galería de avance y se sustituyen los "enanos" por pies derechos de 2,5

metros de altura. A continuación se excavan y entiban las calles laterales completando así la sección de avance.

3. Cimbrado y hormigonado de la bóveda. Una vez excavada la sección de la bóveda se encofra y ejecuta el revestimiento de hormigón en masa. La cimbra está formada por tres juegos de encofrado formados por dos cerchas metálicas IPN cada una y paneles metálicos sobre ellas. Parte de la longitud de las longarinas (25 cm) se deja fuera del anillo hormigonado para el solape con el anillo posterior. Los pies derechos se van retirando a medida que se coloca la cimbra (se mantiene solamente los que sujetan el tramo final de las longarinas que se van a embeber en el siguiente anillo de la bóveda). El hormigonado se realiza mediante bomba a través de una tubería que llega hasta la clave de la galería. El tiempo de fraguado es de 48 horas, motivo por el que se necesitan tres juegos de cerchas: dos se mantienen fijos y el más retrasado se adelanta para el hormigonado del siguiente anillo mientras fraguan los dos anteriores. En el hormigón se dejan embebidos tubos clavados en el terreno para realizar las inyecciones de lechada en el trasdós al final del proceso. El tape frontal de la cimbra se cierra con tablas y nervometal.

4. Excavación de la destroza. Una vez ejecutada la bóveda, se excavará la destroza hasta alcanzar la cota de solera dejando unos machones laterales a los que se le dará un talud de inclinación aproximada 1H:3V.

Fig. 4. Perfil longitudinal de galería de conexión



Formación	Unidad Geotécnica	Peso específico aparente (kN/m ³)	Cohesión efectiva (kPa)	Ángulo de fricción efectivo (°)	Módulo de deformación (MPa)
Formación Cangagua	Limo-arenosa Cl	17,5	50	32	125
	Areno-limosa Ca	17,5	35	34	265
Formación Machángara.	Unidad volcanosedimentaria Guamaní. Ce	17,5	20	28	110
	Cenizas y oleadas piroclásticas. Flujo piroclástico. Bloques y cenizas. Py	18,5	20	32	175

Tabla 1. Parámetros geotécnicos más representativos encontrados en los terrenos que atraviesa el túnel principal de la Línea 1 del Metro de Quito. FUENTE: campaña complementaria al proyecto original.

5. Excavación y ejecución de los hastiales. Se excava un batache de longitud igual al de un anillo de bóveda pero ejecutado entre dos de ellos, para evitar descalzar el arranque de un anillo completo, y después se procede al encofrado y hormigonado del hastial. Se ejecutan en bataches alternos a lo largo del mismo margen y no enfrenados simultáneamente los unos a los del otro. El encofrado se debe contrapear con puntales.

6. Ejecución de la solera. La solera se ejecuta en tramos más largos que en el caso de los hastiales y bóveda.

7. Inyección del trasdós de la galería. Dado que la entibación de madera se deja perdida en el trasdós de la bóveda y el revestimiento se ejecuta con hormigón en masa, es necesario rellenar los huecos existentes en el trasdós y las fisuras que puedan aparecer en el revestimiento. Por ello se debe realizar una inyección sistemática de baja presión (<2 bares) del trasdós de la galería a través de los tubos que se han dejado embebidos en la bóveda. De esta forma se impermeabilizan también las juntas entre anillos de bóveda.

Como notables diferencias entre el método tradicional de Quito y el método belga se pueden señalar las siguientes:

- En el método belga, se subdivide la sección avance de la bóveda en múltiples subsecciones mientras que en el método de Quito el avance en bóveda se excava prácticamente como una única sección.
- La entibación de madera del método belga, se apoya sobre perfiles metálicos longitudinales (longarinas) mientras que en el método de Quito se apoya en cerchas metálicas. La entibación de este último recuerda a la entibación de las galerías de hastiales del método alemán.

- Los pases de excavación del método de Quito son restringidos a longitudes no mayores de 0,60-1,0m mientras que los del método belga oscilan entre 1.25-2.5m.

- El revestimiento de la bóveda y de los hastiales se ejecuta al mismo tiempo y como un único elemento en el caso el método de Quito. Este hecho evita el problema de la junta del revestimiento entre bóveda y hastial del método belga (Melis, M.J. y Trabada, J.M. 2000).

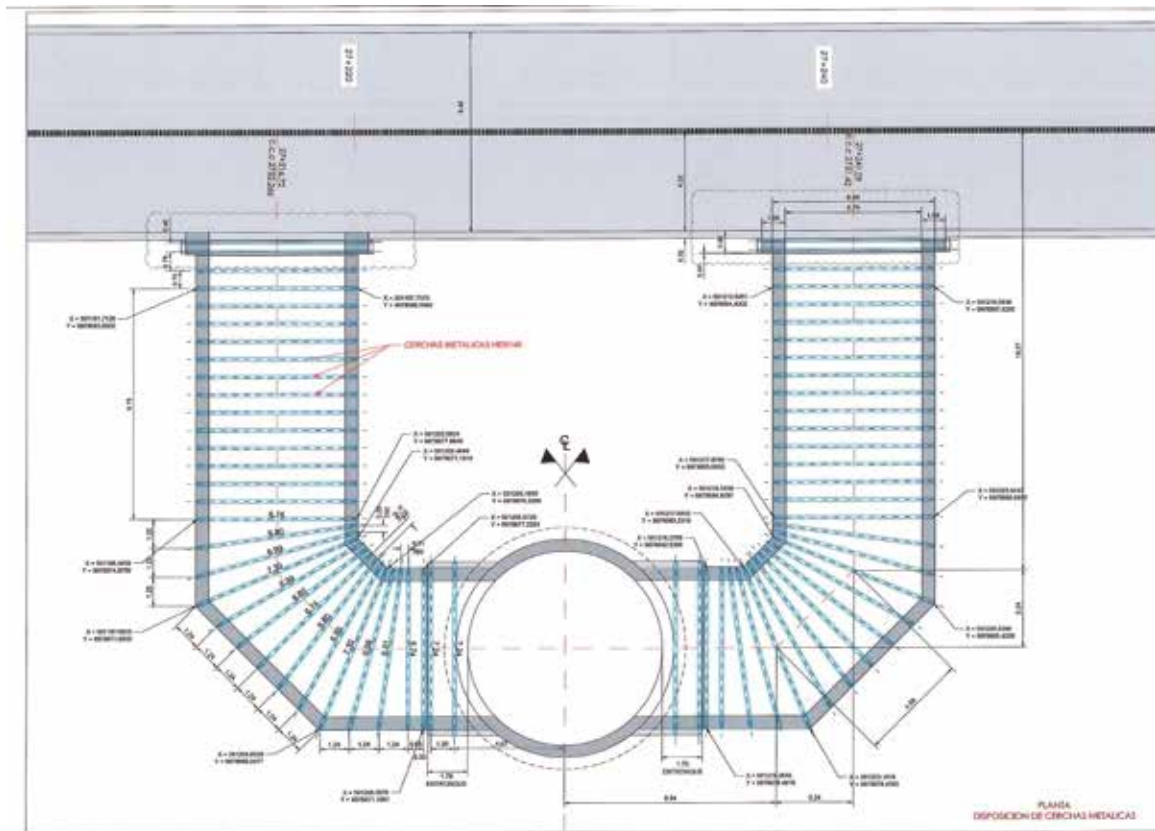
- El revestimiento en el método de Quito es de hormigón armado mientras que en el método belga es de hormigón en masa. El armado del revestimiento permite reducir su espesor significativamente.

El hecho de que en el método de Quito, a diferencia del método belga, el avance de la bóveda no se subdivide y que se puedan ejecutar el revestimiento de bóveda y hastiales al mismo tiempo, está ligado a las características del terreno.

En el cuadro superior se plasman los parámetros geotécnicos más representativos de la campaña complementaria al proyecto original encontrados en los terrenos que atraviesa el túnel principal de la Línea 1 del Metro de Quito.

Estos parámetros son notablemente mayores a los estimados en el proyecto original y contrastan con las propiedades de la arena de miga de Madrid, cuya cohesión efectiva oscila entre 5-10kPa y cuyo módulo de deformación varía entre 55-75MPa (Rodríguez Ortiz, J.M. 2000).

El método belga está pensado para terrenos con parámetros de resistencia al corte y rigidez inferiores a los que presentan los suelos de Quito. De hecho, en el método belga, la mina de



avance en clave está pensada para comprobar las condiciones del terreno y adaptar la longitud de pase antes de proceder la excavación del avance.

4 Aplicación del método de Quito en galerías de conexión

En el Metro de Quito, el método tradicional se ha empleado en galerías de conexión entre pozos y túnel de línea. Estos pozos tienen distintas funciones, ya sean de: ventilación, bombeo, emergencia o mixtos. Se encuentran en construcción 9 pozos de salida de emergencia, 2 pozos de bombeo, 10 pozos de ventilación, 5 pozos mixtos de salida de emergencia y bombeo y 4 pozos mixtos de bombeo y ventilación. Los pozos son de sección circular y se han ejecutado mediante descenso por anillos o *underpinning*.

Cabe mencionar que el diseño definitivo de los pozos y galerías, realizado por el Consorcio Gerencia Metro de Quito (GMQ), varía con respecto al definido en el proyecto constructivo original.

Los pozos se conectan al túnel de línea mediante una galería, o dos si se trata de pozos de ventilación. En los pozos con dos galerías, se generan curvas hasta alcanzar el túnel principal, para lo cual la disposición de los sostenimientos instalados (marcos metálicos) deben ser adaptados a estas curvas.

También se ha ejecutado dos pozos de extracción de TBM, uno de ellos mediante pantallas. Sin embargo, éstos no implican la excavación de galerías de conexión.

El sentido de excavación de las galerías es desde el pozo hacia el túnel. Dependiendo de las condiciones del terreno, se han realizado tratamientos previos tipo *jet-grouting*. En todas las galerías se ha trabajado en presencia de agua y en dos de ellas se ha producido una entrada súbita de agua al llegar a la zona entronque con el túnel. Estas inundaciones se deben a corrientes que se suponen paralelas al túnel principal. Para hacer frente a este problema se han previsto medidas correctoras entre las que se incluyen inyecciones o tratamientos con *jet-grouting*. Cabe señalar que en el túnel no se ha detectado presencia de agua en estas zonas de entronque debido a la efectividad del bicomponente.

4.1. Entronque Pozo-Galería

Antes de comenzar a excavar la galería desde el pozo, se ejecuta un primer pase con un revestimiento de hormigón armado de mayor espesor que el de la propia galería.

La principal característica de este entronque, y que lo diferencia del entronque de la galería con el túnel de línea, es que la armadura de los anillos del pozo se conecta a la armadura de la galería mediante solape. Por ello, mientras se va ejecutando el pozo en anillos descendientes, se ejecuta la parte de bóveda del entronque correspondiente a cada anillo, dejando esperas para conectarlo al nivel inferior.

4.2. Entronque Galería-Túnel

En el caso del entronque entre la galería y el túnel principal, en el último pase de excavación, se debe ampliar la sección de excavación para poder ejecutar un revestimiento de hormigón armado de 1 m de espesor en bóveda y hastiales.

Después, este revestimiento que abraza las dovelas se coserá a las mismas mediante conectores tipo GEWI.

Una vez ejecutado el hormigonado del entronque, las dovelas del túnel pueden ser cortadas para abrir el hueco correspondiente.

5 Conclusiones

En la construcción de la Línea 1 de Metro de Quito se han empleado técnicas convencionales de excavación de galerías en suelos adaptada a los terrenos volcánicos del valle de Quito, aplicando un método tradicional local de excavación de colectores de media sección.

El método tradicional de Quito se basa en los fundamentos del método belga, si bien, combina la entibación de madera con elementos de sostenimiento propios del nuevo método austriaco (NATM). A pesar de la similitud con el método belga, la secuencia de excavación del método de Quito es diferente, y está pensada para terrenos de calidad geotécnica superior. 📍

Página anterior_

Fig. 5. Planta y disposición de cerchas de galerías de conexión

Bajo estas líneas_

Fig. 6. Frente de excavación, curva y entronque con pozo



AGRADECIMIENTOS

Los autores quieren agradecer tanto al Consorcio Gerencia Metro de Quito (GMQ) como al Municipio del Distrito Metropolitano de Quito y la Empresa Pública Metropolitana Metro de Quito (EPMMQ), las facilidades dadas para publicar este artículo.

REFERENCIAS

- Consorcio Línea 1 Metro Quito. Informe del estudio geotécnico de las condiciones de referencia. Primera Línea del Metro de Quito (Enero 2017).
- Guerra Torralbo, J.C. (2017). "Manual de procedimientos constructivos de túneles".
- Melis, M.J. y Trabada, J.M. (2000). "Construcción en 39 meses de 8 km de túnel por el Método Clásico de Madrid". Revista de Obras Públicas (Madrid) nº 3 405 (Diciembre 2000).
- Rodríguez Ortiz, J.M. (2000). "Propiedades geotécnicas de los suelos de Madrid". Revista de Obras Públicas (Madrid) nº 3 405 (Diciembre 2000).

Fig. 7. Entronque de galería con pozo



listos para la revolución de los recursos



En 2050, en el mundo vivirán 9.000 millones de personas, la mayoría en grandes ciudades. Este crecimiento de la población plantea dos grandes retos: el acceso al agua y la gestión eficiente de los residuos. Por eso en SUEZ innovamos para crear soluciones hídricas alternativas y transformar los residuos en nuevas fuentes de energía. Nuestro objetivo: garantizar a las generaciones futuras el acceso a los recursos naturales.

www.suez.es

Experiencias de excavación de túneles en rocas blandas

**ERO
Silva**

Ingeniero de Minas. Máster
Mecánica del Suelo e Ingeniería
Geotécnica.

Geoconsult España Ingenieros
consultores, Madrid, España



**LUIS
Gil**

Ingeniero de Caminos Canales y
Puertos.

Geoconsult España Ingenieros
consultores, Madrid, España



**IVÁN
Bobes**

Ldo. CC. Geológicas. Master en
Geotecnología

Geoconsult España Ingenieros
consultores, Madrid, España



**SERGIO
Sánchez**

Ingeniero de Caminos Canales
y Puertos. Master en Túneles y
Obras Subterráneas.

Geoconsult España Ingenieros
consultores, Madrid, España



RESUMEN

Las rocas blandas constituyen un grupo de materiales con características de comportamiento propias, que influyen a la hora de afrontar tanto el diseño como la excavación en túneles. Entre otros aspectos, su baja resistencia, degradabilidad, comportamiento diferido marcan claramente su comportamiento ante las distintas situaciones de fracturación, humedad y estado tensional que pueden darse durante la excavación. Del mismo modo, la evaluación del comportamiento de estos materiales, tanto en fase de diseño como de obra exigen el empleo de técnicas y criterios específicos. En este artículo se presentan 5 experiencias recientes en las que se ha afrontado difíciles condiciones geotécnicas que abarcarían la práctica totalidad de fenómenos que es posible tener que afrontar.

PALABRAS CLAVE

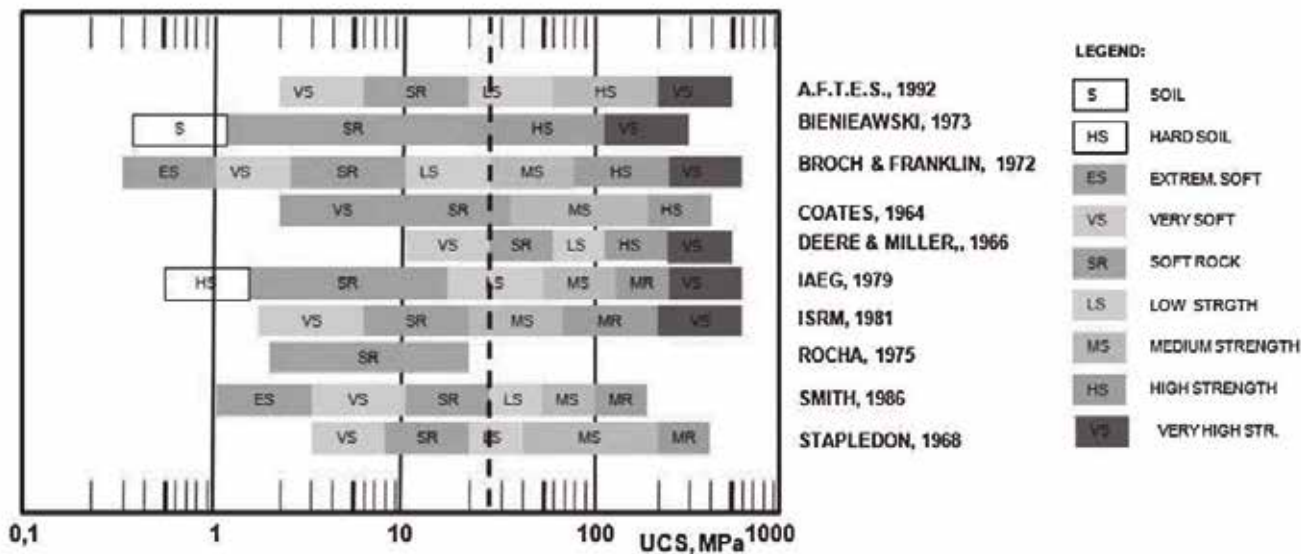
Túneles, rocas blandas, squeezing, alteración, resistencia, estabilidad del frente, desmoronamiento, sostenimiento

ABSTRACT

Weak rocks are a group of materials with his own behavior characteristics which influence at the time of facing the design or excavation in tunnels. Some of its characteristics, low resistance, degradability, creep, etc. clearly mark their behavior against the different conditions of fracturing, humidity and tensional state that can occur during the excavation. In the same way, geomechanical characterization of these materials, both in design and construction phase require the use of specific techniques and criteria. This article shows 5 recent experiences in which it has been faced difficult geotechnical conditions that would bring up almost all of phenomena that can be encountered during tunneling.

KEYWORDS

Tunnels, weak rocks, squeezing, weathering, strength, face stability, raveling, support



1

Introducción

Aunque tradicionalmente las rocas blandas se definen como la transición entre el suelo y la roca dura, asignándole esta nomenclatura en función de los resultados de laboratorio, esta división es útil a nivel de descripción geológica.

Desde un punto de vista ingenieril, se puede considerar que las rocas blandas engloban todos aquellos tipos de roca que son susceptibles de sufrir grandes deformaciones plásticas ante las cargas existentes. Así la definición de las mismas se amplía no sólo desde un concepto de caracterización, sino también desde el punto de vista del estado tensional en el que se encuentra.

En este artículo se muestran algunas experiencias recientes de excavación en túneles en lo que se pueden definir como rocas blandas debido al comportamiento deformacional observado o debido al terreno excavado. Así se presentarán los siguientes proyectos:

- Proyecto Hidroeléctrico San José
- Galería de Folledo
- Túneles de Manajle y Predejane
- Túnel de Incahuasi
- Túnel de Udalaitz

Ayudando a exponer la diferente casuística usual en este tipo de materiales. Igualmente, se prestará especial atención al problema generalmente conocido como *squeezing*.

2

Problemática general de los túneles en rocas blandas

A la hora de analizar la problemática de los túneles en rocas blandas, la primera cuestión que surge es qué se entiende por rocas blandas. En este sentido un buen análisis se recoge en la publicación de Kanji [1], donde se distingue entre roca blanda (*soft rock*) y macizo rocoso blando (*weak rock*); haciendo alusión en el primer caso meramente a la resistencia a compresión uniaxial de la roca intacta, y en el segundo caso a un concepto más amplio que engloba al macizo rocoso, procesos de alteración, la presencia de zonas de debilidad, etc. Atendiendo únicamente a la primera definición, suele entenderse por rocas blandas cuando se habla de litologías que presentan resistencias de roca intacta inferiores, aproximadamente, a los 25 MPa (Figura 1).

Posteriormente Manchao [2] amplía esta definición y asigna a la anterior, una visión geológica de la problemática y modifica la definición a la hora de realizarla desde un punto de vista ingenieril. Así, pasa a considerar rocas blandas todos los tipos de roca que son susceptibles de sufrir grandes deformaciones plásticas ante las cargas existentes, ampliando la definición de las mismas no sólo desde un concepto de caracterización, sino también desde el punto de vista de las “cargas ingenieriles” a las que está sometido el macizo.

Para ello, define “cargas ingenieriles” como la suma de todos los tipos de car-

Fig. 1 Clasificación de las rocas en base a su resistencia según diversos autores. (Modificada por Kanji [1])

gas que actúan sobre el macizo rocoso tales como gravedad, tensiones residuales, hinchamiento y fuerzas debidas a la distorsión del terreno inducidas por las excavaciones.

Complementariamente, define grandes deformaciones plásticas, como aquellas que están por encima del valor estimado de diseño y pueden afectar al uso previsto.

Esta nueva clasificación se encuentra, por tanto, más ligada al comportamiento del terreno en lugar de a las propias características del mismo.

Muchas de las rocas blandas habitualmente presentes en las actuaciones de obra civil se corresponden con litologías de grano fino y escaso grado de metamorfismo. Este tipo de rocas, tal y como muy bien expone Gens [4], presentan un comportamiento frágil caracterizado por una resistencia de pico inicial elevada que se ve degradada con el nivel de deformación. Este fenómeno se asocia a dos procesos, una pérdida de cementación y una reorientación de las partículas. La fragilidad de ciertas litologías lleva a procesos de rotura progresiva y a una dificultad clara para la asignación de parámetros geotécnicos.

Por otro lado, a la hora de la caracterización de los materiales que nos ocupan, deben tenerse en cuenta una serie de dificultades inherentes a sus condiciones. Así, los principales problemas se encuentran en este sentido, podrían resumirse en los siguientes [1]:

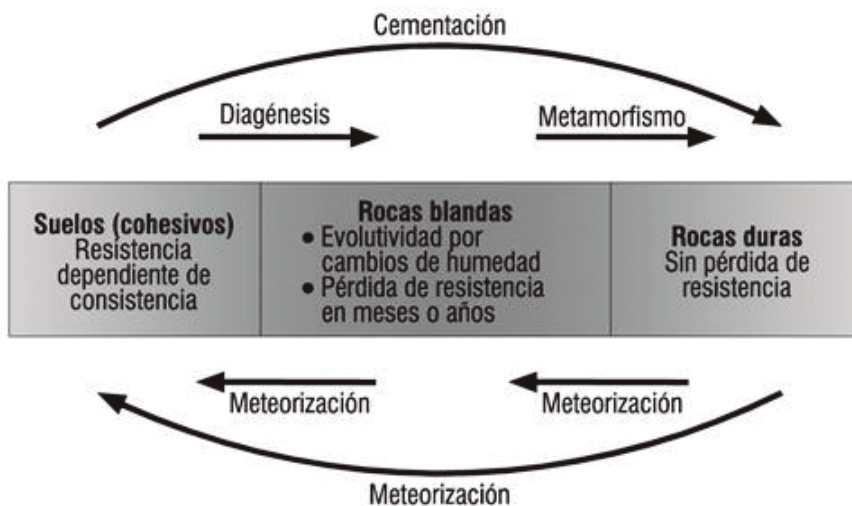
- Resulta común el daño de las muestras como consecuencia de la perforación.
- Dificultad en la realización de ensayos, ya que son materiales muy blandos para los ensayos de roca y muy duros para los ensayos de suelos.
- A la hora de caracterizar, las clasificaciones estándar de rocas pueden dar lugar a errores.

Esta misma dificultad a la hora de asignar parámetros la asocia Kawadas [8] a la heterogeneidad de estos materiales (entendidos en sentido amplio), recomendando el recurso de los back-análisis para calibrar los modelos de cálculos geotécnicos; algo que, lógicamente, en ciertas fases de estudio no es factible, pero que los autores del presente artículo ven en ocasiones ineludible de cara a adaptaciones finales en la fase constructiva por muchos esfuerzos de investigación que a veces llegan a realizarse en fase de diseños. Reflexión compatible con el hecho de que cualquier problemática asociada a estos materiales casi siempre podrá ser acotada con la adecuada investigación previa.

Igualmente, se alerta sobre el uso de las clasificaciones geomecánicas en estos materiales para la obtención de parámetros de cálculo. En esta línea, Geoconsult [12] ya previene igualmente sobre las importantes discrepancias que, en especial en rocas blandas, puede conllevar la obtención de parámetros de cálculo mediante correlaciones de índices geomecánicos que no hayan sido verificadas para las condiciones particulares de cada proyecto.

Con las anteriores ideas bien presentes, se cree que resulta un aporte relevante el de Marinos [15], en concreto en el contexto de rocas blandas de tipo Flyschoides. En esta referencia, el autor delimita hasta 11 categorías de comportamiento en los macizos rocosos en función del G.S.I. y del nivel tensional existente. A nivel de macizo rocoso, en función de la calidad del mismo, el autor ayuda a identificar entre roturas tipo cuña en el rango elástico, el desarrollo de chimeneas, roturas progresivas o la aparición de *squeezing* para las litologías más blandas sometidas a elevados estados tensionales que movilizan importante volumen de macizo plastificado. En esencia, ayuda a resaltar la variabilidad de comportamientos que pueden llegar a presentarse las rocas blandas.

Fig. 2. Posición de las rocas blandas entre los suelos cohesivos y las rocas duras

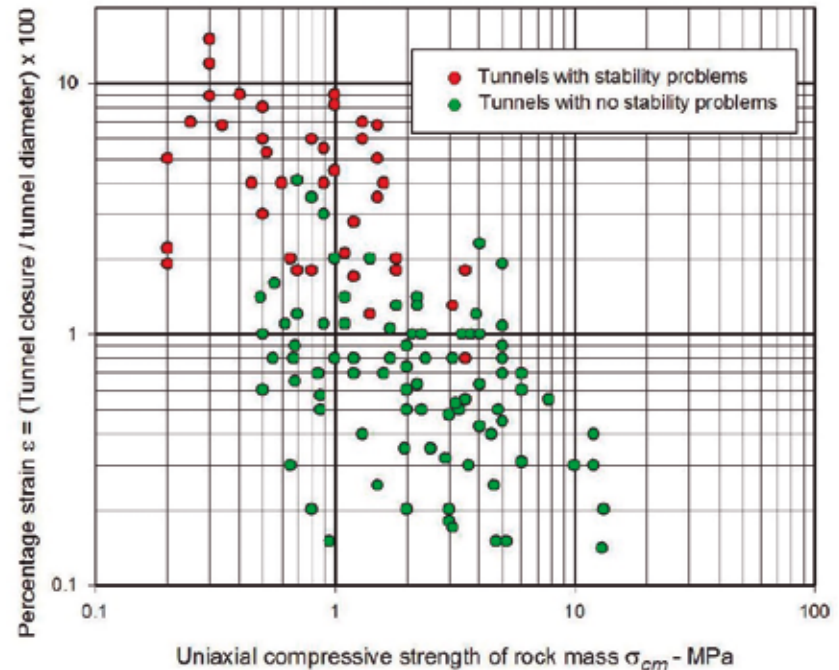
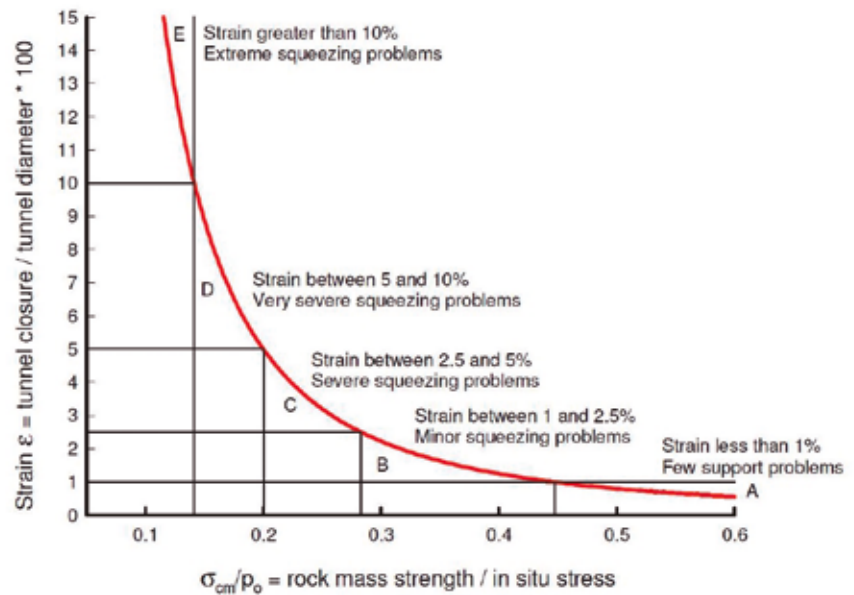


Como se ha comentado anteriormente, la dificultad a la hora de asignar parámetros resulta inherente a muchas de las formaciones que quedarían encuadradas en el marco de las rocas blandas. Unos de los factores que ayuda a incrementar esta dificultad es la degradabilidad o evolutividad que muchos de estos materiales muestran, en especial en contacto con el agua. Este tipo de problemática puede ser anticipada mediante ensayos de laboratorio (Slake Durability Index, humectación-desecación, etc.) e, incluso, se puede establecer una clasificación de las rocas en base a este factor tal y como propone Nickmann [10]. Aunque se vienen dando avances en relación a la consideración en cálculo de estos efectos, ese es un aspecto aún por resolver si bien existen interesantes propuestas como la de Möller [9].

Así se debe destacar la idoneidad en estos materiales de realizar ensayos de post-rotura o tal y como se hicieron para el Túnel de base de San Gotardo la posibilidad de modificar equipos de triaxiales en suelo para adaptar las cargas de trabajo a cargas más elevadas, lo que ha permitido el ensayo de rocas blandas y mejorado los resultados obtenidos [16].

En cualquier caso, quizá uno de los aspectos que ha supuesto grandes fracasos o, al menos, importantes retrasos en la ejecución de obras subterráneas, es el fenómeno que diversos autores llaman *squeezing* y que, en términos precisos, conlleva grandes deformaciones en el macizo de forma diferida en el tiempo; si bien el matiz de acción diferida en el tiempo (fluencia o creep) no siempre se cumple cuando los profesionales hablan de este fenómeno o, quizá, se entiende por tal cuando la estabilización se logra a una distancia alejada del frente (superior a 3 diámetros); tal vez debiéndose restringir la identificación de *squeezing* con el largo plazo sólo para los casos más extremos.

Si bien en los principios básicos del Nuevo Método Austriaco se habla de la colaboración del macizo rocoso y la necesidad de permitir la relajación del mismo para aliviar el estado tensional y hacer asumibles las cargas a recibir por parte de los soportes instalados, la realidad es que el afrontar la perforación de túneles en condiciones de fuertes estados tensionales (profundos) y rocas blandas es un desafío totalmente actual que requiere de planificación, ingenierías especializadas y constructores con personal bien entrenado.



Hoek [5], [6] y [7] cuenta con numerosas publicaciones que facilitan un acercamiento sencillo al problema, permitiendo de forma preliminar evaluar la susceptibilidad de los macizos a sufrir este tipo de problemas y apuntando soluciones para afrontar la excavación y sostenimiento.

En general, tal y como puede verse en las Figuras 3 y 4, el mayor o menor grado de *squeezing* suele asociarse a lo que podríamos denominar 'factor de competencia', y que no es sino el ratio σ_{cm}/p_o , es decir el cociente entre la resistencia

Fig. 3. Ejemplo de evaluación de la susceptibilidad a desarrollar *squeezing* para diferentes litologías y recubrimientos según Hoek [5]

Fig. 4. Observaciones de Chern et al (1998) de túneles en Taiwan [5]

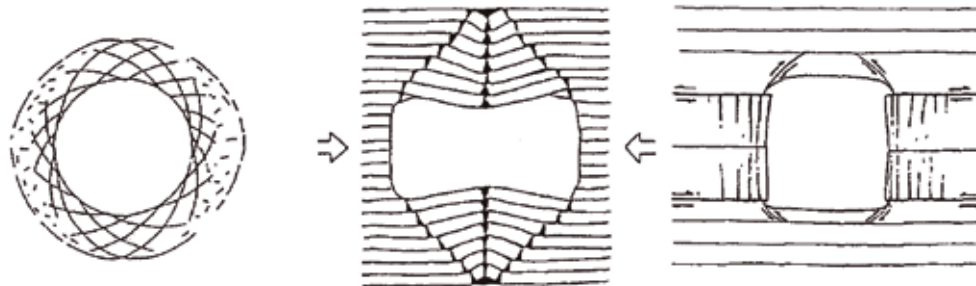


Fig. 5. Clasificación de las formas de fallo en túneles con problemas de squeezing (plastificación general, pandeo, deslizamiento de bloques por estructura preexistente o aislados por cortante) [3]

a compresión uniaxial del macizo rocoso y la tensión de campo. Sin embargo, parece claro que existen muchos otros factores que, sin bien pudieran no tener la relevancia del anterior, en ocasiones pueden resultar críticos.

Se debe desatacar, tal y como indica Aydan [3], que uno de los prerrequisitos para el desarrollo del fenómeno de *squeezing* es un alto porcentaje de partículas microscópicas y submicroscópicas de minerales de mica y arcilla con una pequeña capacidad de hinchamiento. De igual modo, la presencia de una clara estratificación y de agua juega también un papel importante.

Es también interesante el hecho de que, en los estudios iniciales del fenómeno [3], se asumía que las deformaciones desarrolladas podían asociarse a 3 patrones diferenciados, tal y como se muestra en la figura 5. Algo a lo que recientemente se viene prestando menos atención, pero que la experiencia de los autores hace creer que cuando menos existirían mecanismos solapados (pandeo de estratos, deslizamiento de bloques).

Afrontar la excavación de túneles en terrenos con squeezing debe basarse en garantizar la estabilidad de la cavidad con un soporte estricto e ir completando lejos del frente, cuando los esfuerzos son asumibles por el soporte por el alivio tensional sufrido por el macizo, el sostenimiento definitivo cerrando el anillo de la cavidad. En este sentido, conformar el soporte por elementos flexibles resulta esencial. A parte de los tradicionales shotcrete, pernos y marcos deslizantes, cuando los estados tensionales son altamente comprometidos, ha de recurrirse a elementos deformables con elevada capacidad de absorción de energía que permitan que los movimientos sean compatibles con la práctica tunelera y la seguridad de los trabajadores [14].

A continuación, se analizan 4 casos prácticos recientes donde varios de los aspectos anteriormente citados se ponen de relieve, ilustrando cómo es posible afrontarlos e identificarlos. Se considera, igualmente, un último caso de pauta marcadamente diferenciada y que ayuda a comprender la complejidad de ciertos fenómenos abordados.

3 Proyecto hidroeléctrico San José. Bolivia

El Proyecto Hidroeléctrico San José (Región de Cochabamba, Bolivia) propiedad de ENDE y gestionado por la agencia pública Corani, incluye 2 centrales hidroeléctricas (San José 1 y San José 2) con una potencia de 55 y 69 MW respectivamente. La figura 7 muestra un esquema del proyecto.

El proyecto incluye túneles de conducción, túneles en presión, túneles de descarga, así como pozos de acceso, galerías temporales de acceso y conducciones en superficie. El proyecto original presenta una longitud total de 15,7 km en subterráneo (figura 6). La sección de los túneles en presión ha sido en herradura, con un ancho aproximado de 4,0 m.

Los materiales en la zona del proyecto de San José 1 son principalmente areniscas de la formación San Benito (Osb; Ordovícico) y Lutitas (Sk) de la formación del Silúrico Kirusillas. En la zona de San José 2 se vuelve a encontrar la formación Kirusillas, en transición gradual con la formación Tarabuco (St), de la misma edad y conformada por Limolitas y Areniscas. Toda la zona se encuentra recubierta por materiales Cuaternarios coluviales o fluvio-glaciares que influyen principalmente en la zona de portales y obras superficiales, aunque incluso han tenido impacto en el trazado de los túneles, en particular de la conducción denominada como San José 1 'secundario'.

De todas las excavaciones efectuadas, la llevada a cabo desde el frente número 8, cuya perforación se ha efectuado desde la galería de acceso intermedia identificada como 'Ventana 2 San José 2' en dirección sur, ha sido la que peor comportamiento geotécnico ha presentado (figura 7).

La excavación se ha realizado en la zona de transición difusa entre las formaciones Kirusillas y Tarabuco que, como se ha comentado, litológicamente están formadas por sedimentos pelíticos, concretamente lutitas de aspecto laminado, metalutitas, limolitas y pizarras de color gris oscuro.

Hacia la base, las lutitas presentaban aspecto carbonoso y tacto suave, mientras que hacia techo, se intercalan niveles de areniscas, indicando la transición hacia la formación suprayacente.

El tramo que mostró peor comportamiento, presentó un recubrimiento de entre 450 y 500 m; mostrándose en la figura 8 valores de resistencia a compresión uniaxial de las muestras tomadas durante la excavación.

Se puede observar cómo la formación Kirusillas o los términos de grano fino en transición hacia Tarabuco muestran una mejora de los resultados en relación a la profundidad, pasando de un valor medio aproximado de 24 MPa a 40 MPa, aunque los valores obtenidos en el entorno de P.K. 2+700 a mayor profundidad y donde se ha reflejado el peor comportamiento presentan valores por debajo de los 20 MPa.

Los registros de calidad del terreno en términos del índice R.M.R. tomados durante la excavación en la zona más complicada se muestran en la Figura 9. En dicha figura se muestra la zona en la que se han obtenido las convergencias máximas.

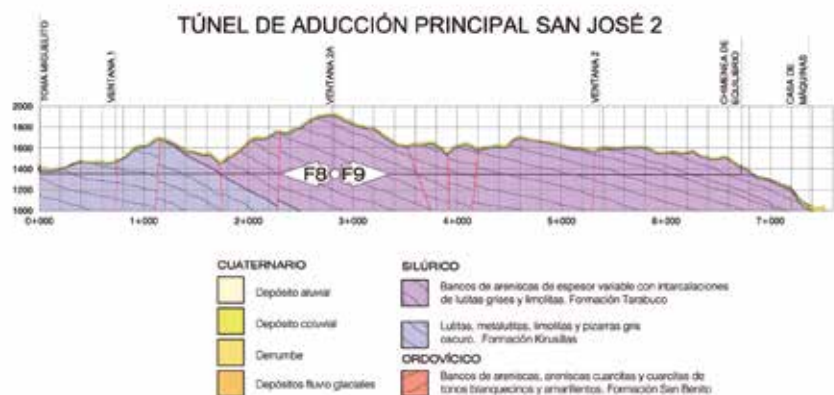
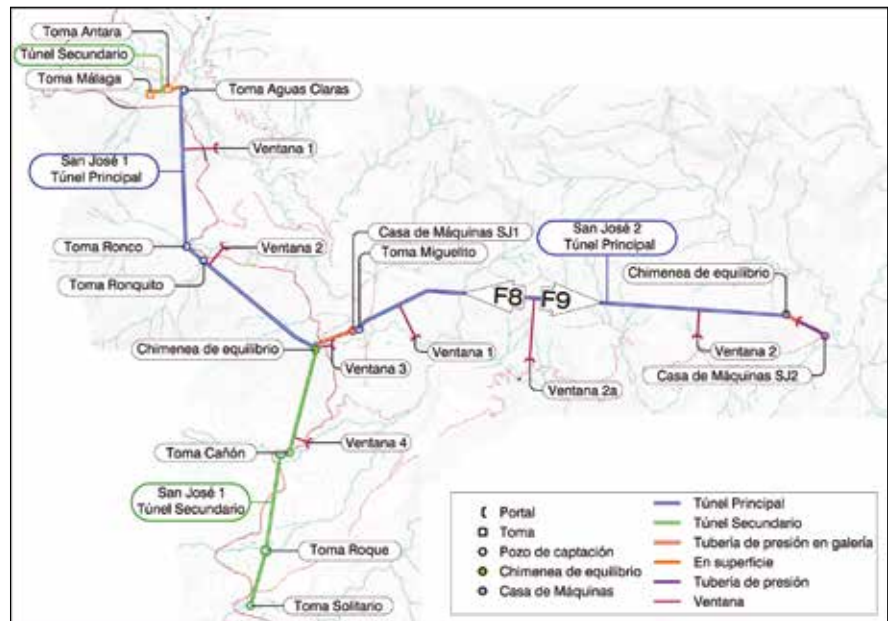
En la figura 10, correspondiente al p. k. 2+692, se puede observar la estructura del macizo así como el RMR calculado para el mismo, la montera presentaría un valor en torno a los 476 m de altura.

Igualmente, tal y como se puede ver la anterior figura, la mayoría de las juntas llevarían un rumbo subparalelo al eje del túnel en esa progresiva, y serían prácticamente subverticales.

Así, aunque la práctica totalidad del túnel de San José 2 ha presentado durante la etapa de construcción deformaciones

Fig. 6. Esquema original del P.H. San José, identificando los frentes F8 y F9

Fig. 7. Perfiles geológicos de las 2 aducciones principales del P.H. San José



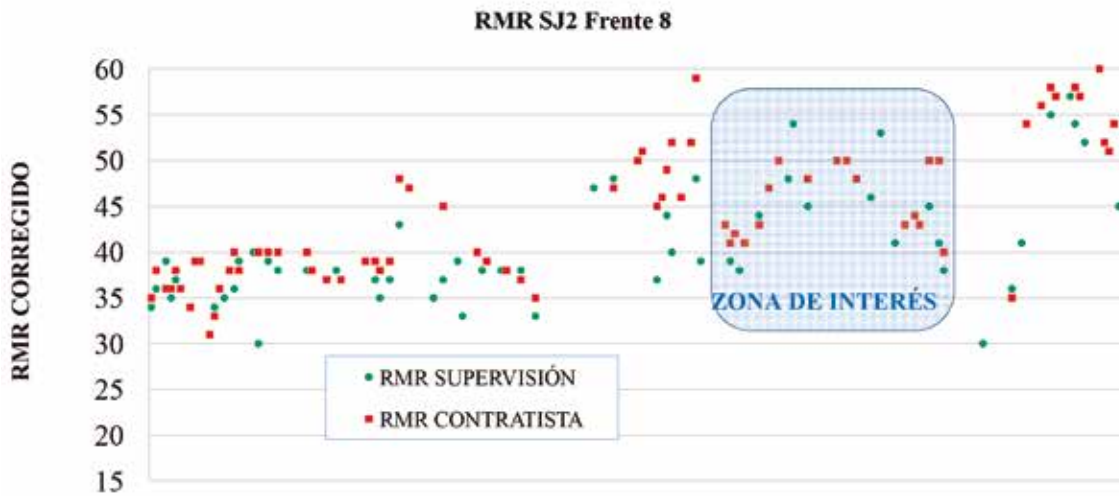
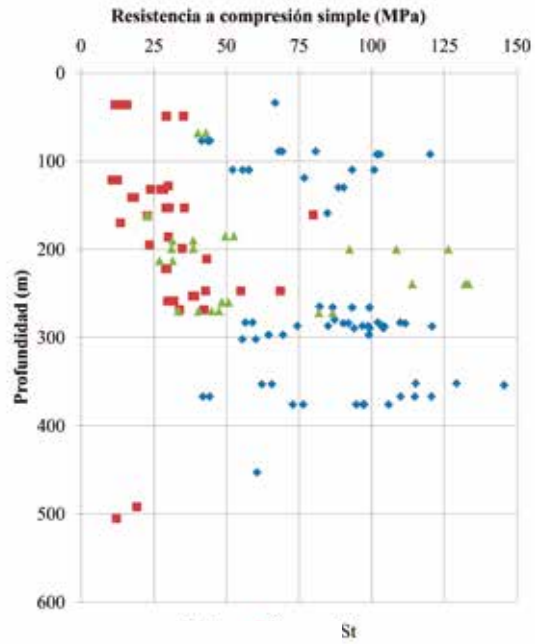


Fig. 8. Resultados de resistencia a compresión uniaxial obtenidos de muestras durante la construcción

Fig. 9. Evolución del índice RMR a lo largo del Frente 8 de la aducción a San José 2 según a p. k.

Fig. 10. Ficha de frente en el p. k. 2+692

		REPORTE DE RESULTADOS DEL PRUEBA DINÁMICA SUPERVISIÓN DEL PROYECTO HIDROELECTRICO SAN JOSE P.K. 2+692			
DETALLE DEL FRENTA EN AVANCE Tipo: 2.1.2 V.F.A. Tema: P.R. Fecha: 01/09/2018 Hora: 15:55 No. de muestra: 2 + 692 y 30 No. de test: 2 + 703,00 Colaborador: ... Autorizado en nombre: <i>[Firma]</i>		GEOLÓGIA Descripción: ... 			
RENTA Y CANTIDAD Descripción: ... Cantidad: ...		CLASIFICACIONES GEOTECNICAS Descripción: ... Clasificación: ...			
AVANCE ACTUAL Método de construcción: Perforación y voladura Longitud de Face (m): 2,01 Tipo de Sostrucción: ST, ST Instrumentos especiales		OBSERVACIONES <i>- y se realizó el cambio de sustrucción de tipo ST a ST, zona de avance, se realizó la instalación de instrumentos.</i>			
PROYECTO: ... P.K. 2+692		Fecha: 01/09/2018		Hora: 15:55	

		REPORTE DE RESULTADOS DEL PRUEBA DINÁMICA SUPERVISIÓN DEL PROYECTO HIDROELECTRICO SAN JOSE P.K. 2+692			
DETALLE DEL FRENTA EN AVANCE Tipo: 2.1.2 V.F.A. Tema: P.R. Fecha: 01/09/2018 Hora: 15:55 No. de muestra: 2 + 692 y 30 No. de test: 2 + 703,00 Colaborador: ... Autorizado en nombre: <i>[Firma]</i>		FOTOS DEL FRENTA 			
AVANCE ACTUAL Método de construcción: Perforación y voladura Longitud de Face (m): 2,01 Tipo de Sostrucción: ST, ST Instrumentos especiales		OBSERVACIONES Descripción: ...			
PROYECTO: ... P.K. 2+692		Fecha: 01/09/2018		Hora: 15:55	

mínimas, los tramos comprendidos entre las siguientes abscisas mostraron un comportamiento claramente peor:

- F8. 2+450 a 2+750.
- F9. 3+050 a 3+450.

Donde las deformaciones del túnel han presentado valores de deformación dentro del Umbral Ámbar y Rojo de acuerdo con el plan de auscultación preestablecido.

Estas deformaciones máximas se corresponden con los sectores de mayor montera, donde según la revisión de proyecto era esperable fenómenos de "squeezing", añadiéndose a este fenómeno de deformación la intersección de varias fallas en estos sectores.

A la par, en varios sectores replegados, los estratos presentaban una disposición subvertical que podía haber construido al pandeo o flexión de los materiales.

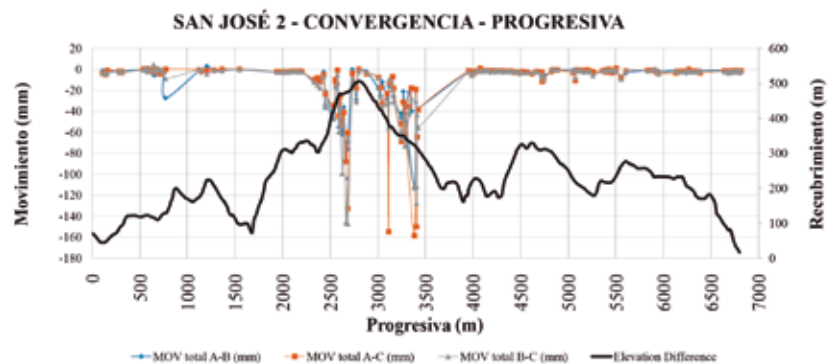
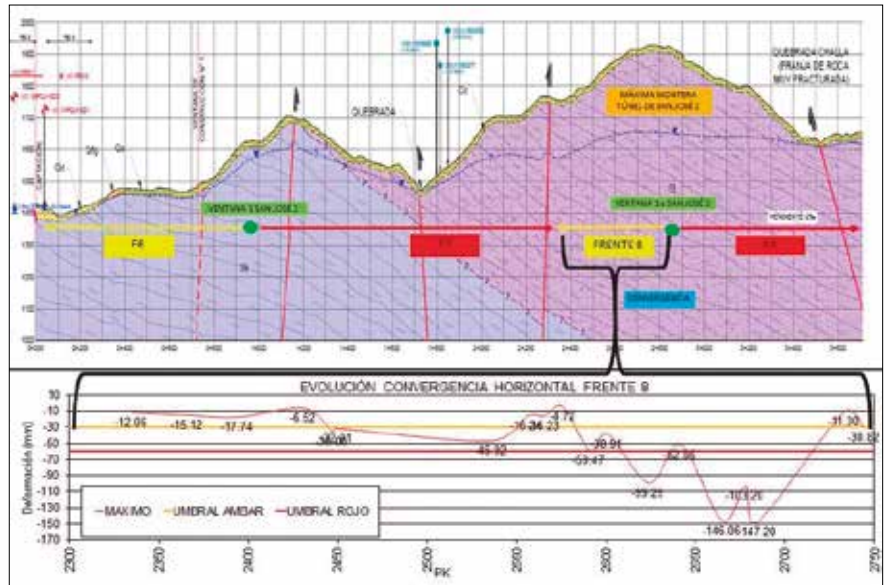
Se debe destacar que la instalación de las secciones de convergencia se realizaba desafortunadamente con cierto retraso, por lo que los valores medidos no eran del todo representativos de los valores reales, lógicamente superiores.

Por otro lado, en la figura 11, se observa la relación existente entre la cobertera máxima y las deformaciones del túnel

Así, la mayor problemática de índole constructiva del túnel de San José fue debida a la combinación de fenómenos de Squeezing, pandeo de los estratos e intersección de fallas oblicuas a eje del túnel en el sector de mayor cobertera, con valores comprendidos entre 450 y 505m de recubrimiento.

Debido a esto se tuvo que realizar modificaciones al diseño propuesto, reforzándose el sostenimiento requerido para dichas calidades, con pernos de 4 m y aumentando la densidad de los mismos; variándose por lo tanto la malla originalmente propuesta.

La finalidad de este cambio fue salir de la zona de plastificación del túnel, que se suponía entorno a los 2m, y anclar los



pernos propuestos en un sector que no estuviera afectado por fenómenos de relajación de macizo rocoso.

Igualmente, se añadió una nueva fila de pernos, en las proximidades de solera, ya que el túnel tendía a ovalarse/deformarse más en esa zona.

Por otra parte, se puede comprobar cómo los registros de convergencia no exhibieron estabilización clara hasta una distancia superior a los 100 m desde la excavación de la sección (figura 13).

Tal y como se puede ver en la figura 12 las zonas de mayor convergencia se han limitado a recubrimientos mayores de 300 m, presentando las zonas con menor recubrimiento en Kirusillas, un comportamiento mucho mejor.

Fig. 11. Grafico resumen de las convergencias medidas a lo largo de frente de excavación número 8 (F8)

Fig. 12. Gráfico resumen de las convergencias del túnel de SJ2 respecto al p. k.

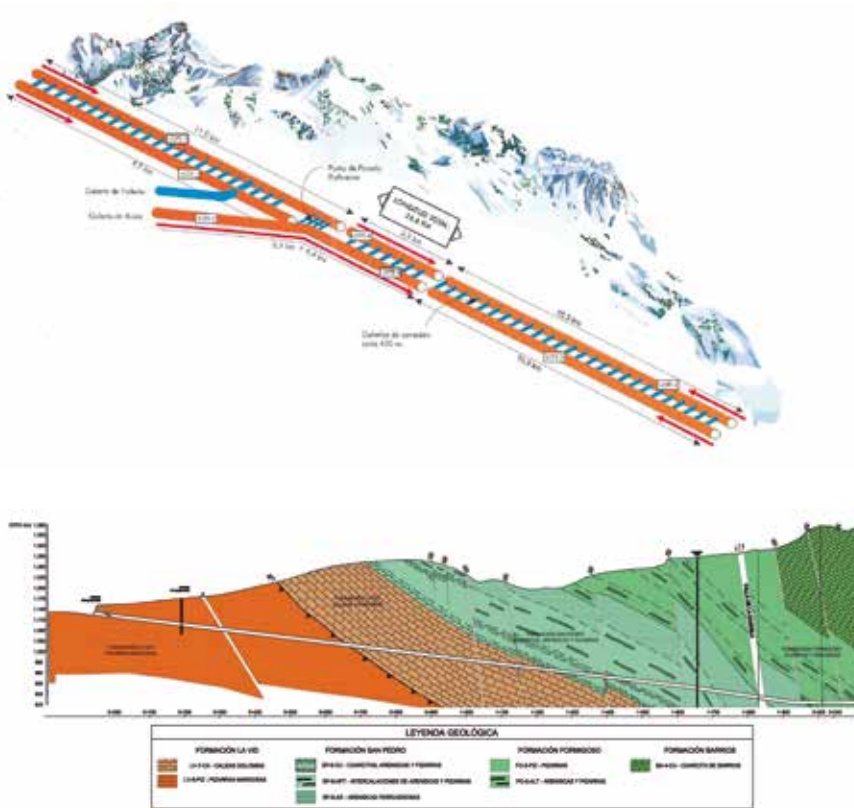
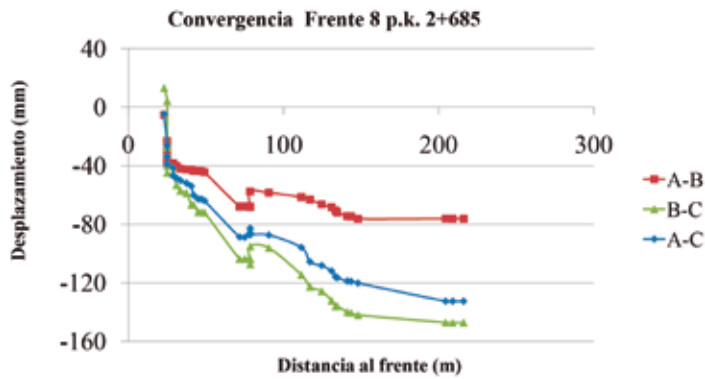


Fig. 13. Distancia al frente vs desplazamiento de las cuerdas en p. k. 2+685

Fig. 14. Esquema funcional y tramificación en distintos lotes de las obras de los Túneles de Pajares

Fig. 15. Perfil geológico geotécnico de la galería de Folledo

4 La galería de Folledo

La Variante de Pajares constituye un tramo de la futura línea de Alta Velocidad (LAV) León-Asturias que une la Meseta castellana con Asturias. La longitud total de la variante es de 49,7 km, siendo la obra de los Túneles de Pajares la que destaca sobre las demás por su singularidad: se trata de un túnel bitubo de 25 km, lo que lo convierte en el segundo túnel ferroviario más largo de España y uno de los más largos del mundo (figura 14).

La ejecución de las obras del Lote 1 del Túnel de Pajares, comprendió la excavación de una galería de acceso intermedio al túnel, a la que se le otorgó en nombre de “Galería de Folledo”, en alusión a la localidad de Folledo (León), donde se sitúa la misma.

Esta galería fue empleada en obra como acceso auxiliar para la construcción de los túneles principales y actualmente se plantea su uso para la explotación de los túneles. La sección de la misma presenta una radio de 5 m y una sección total de excavación entre 54 y 64 m² en función del tipo de terreno atravesado. La excavación se realizó a sección completa.

Las características principales de los materiales que se atraviesan la galería de Folledo son las siguientes (figura 15):

- En el Grupo La Vid se han reconocido 4 miembros o subunidades diferentes: la inferior consiste en dolomías que pasan hacia techo a dolomías (Dolomías de Fermín) y margas alternantes, le sigue una unidad de calizas (Fm La Pedrosa), una tercera formada por pizarras con algunos bancos carbonatados en su parte alta (Fm Valporquero) y culmina con calizas rojas intercaladas con pizarras (Fm Coladilla). La unidad de pizarras se caracteriza por una resistencia a compresión simple de 13 MPa y un recubrimiento de hasta 225 m en la galería. La unidad de calizas presentó una resistencia a compresión simple de 47 MPa y un recubrimiento de 225 hasta 240 m en la galería.

- La Formación San Pedro comienza con gruesos bancos de areniscas rojas, pasando a una alternancia de pizarras y areniscas rojas y verdes y culminando con cuarcitas blancas y pizarras negras. Se caracterizó por una resistencia a compresión simple de 27 MPa y un recubrimiento de 240 a 464 m en la galería.

- La Formación Formigoso está constituida por pizarras negras y grises con intercalaciones de limolitas y areniscas en la parte superior. Se le asignó una resistencia a compresión simple de 13 MPa y un recubrimiento de 464 a 510 m en la galería.

En la figura 16, se muestra el perfil geológico geotécnico de la galería y el registro de los principales parámetros medidos durante la excavación de la misma.

De las medidas disponibles y mostradas en la figura 16, se observa cómo ante calidades del terreno similares, las variaciones en la resistencia a compresión simple (RCS) del material están vinculadas a variaciones en el comportamiento.

En la figura 17 se puede observar la evolución de las convergencias en la zona más desfavorable de la galería en las que las secciones no se empezaron a estabilizar hasta que la distancia al frente fue superior a los 300 m.

Una vez finalizada la estabilización, muchos puntos de la propia galería tuvieron que ser reforzados, para permitir operaciones posteriores.

Si se analiza, por ejemplo, la sección en la unidad Alternancia de San Pedro en la que la calidad del terreno se encuentra entre 50 y 60 puntos de RMR corregido, para una sección de excavación de 10 m de ancho, el sostenimiento aplicado presentó un espesor de 30 cm de hormigón proyectado que, habiendo limitado las deformaciones, se vio dañado. Es obvio que las necesidades de soporte distaron de lo que el uso de clasificaciones geomecánicas habría recomendado aplicar.

De la revisión de los resultados obtenidos, también se puede observar cómo zonas en la misma unidad han reaccionado de diferente manera en función del sostenimiento propuesto, tal y como se puede ver en el entorno de los P.K 0+600 y 1+500

5 Túneles de Manajle y Predejane

Los túneles de Manajle y Predejane se encuentran ubicados en la Autopista E-75 Belgrado - Niš - Frontera de Macedonia, en el sector Caričina Dolina - Vladičin Han.

Ambos túneles presentan una configuración de túneles bitubo con galerías de

conexión entre ambos. La anchura de la sección del túnel es de 11,30 m (fig. 18).

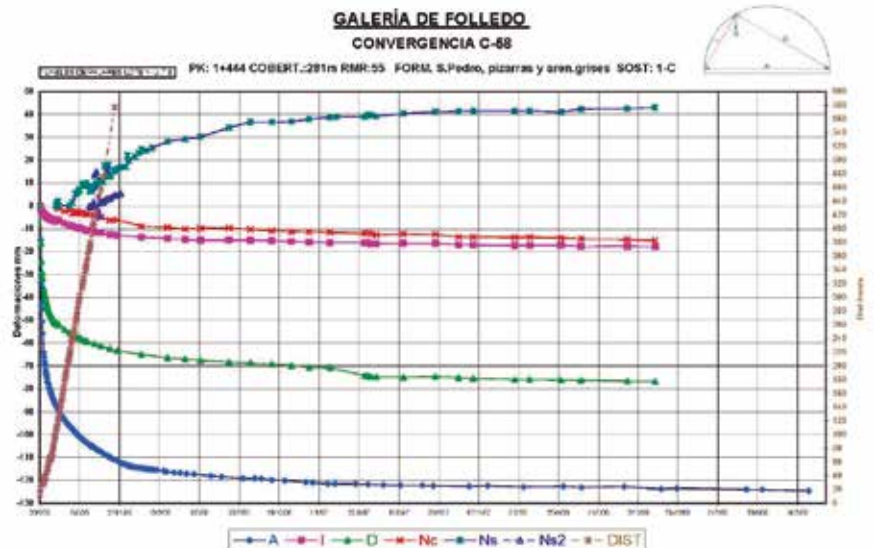
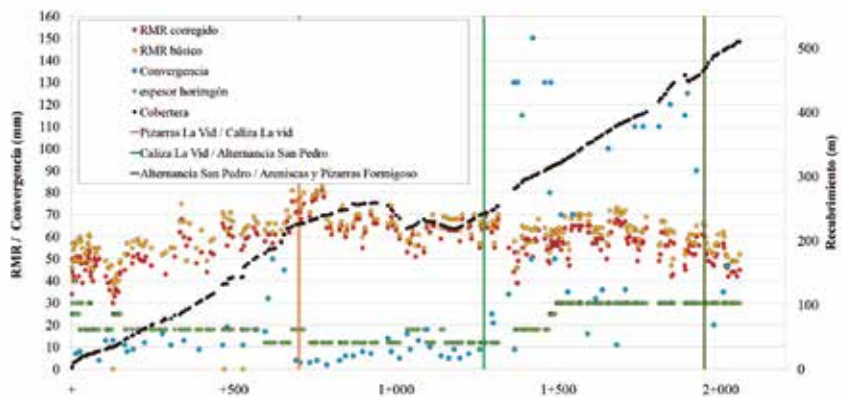
El túnel de Predejane, con una longitud de 874 y 1073 m en cada tubo y tres galerías de conexión, no ha presentado complicaciones geotécnicas de consideración, al excavarse en materiales duros (esquistos sanos) con poco recubrimiento.

Por otra parte, los tubos del túnel de Manajle presentan una longitud de entre 1.690 y 1.682 m de excavación en mina y 7 galerías de conexión, con un recubrimiento máximo de 200 m.

El macizo excavado fue un esquistos muy fracturado con una matriz micacítica moderadamente alterada con una resis-

Fig. 16. Registros de parámetros principales obtenidos durante la construcción de la galería de Folledo

Fig. 17. Ejemplo de evolución de las convergencias en la zona más desfavorable de la galería (Fuente UTE constructora)



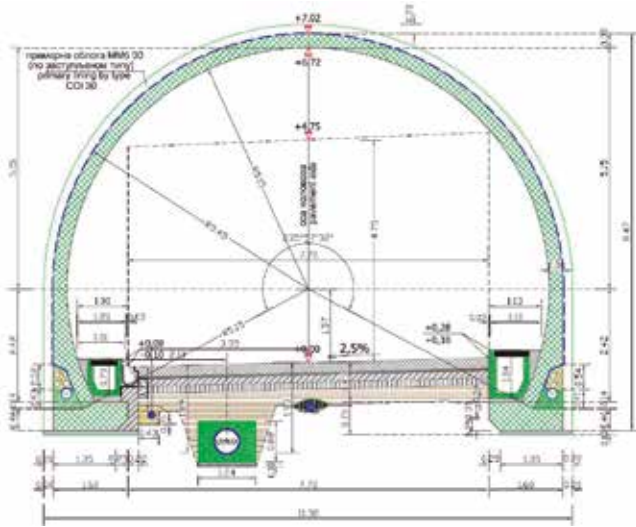


Fig. 18. Sección funcional de los túneles

Fig. 19. Seguimiento del frente de excavación desde la boca norte en el tubo derecho

Fig. 20. Seguimiento del frente de excavación desde la boca sur en el tubo derecho

tencia débil/media. En la zona central del túnel se alcanzó una zona de intrusión dacítica en cuyo contorno se detectó una fuerte alteración hidrotermal.

La esquistosidad principal es continua y está bien desarrollada, debido al ligero metamorfismo sufrido. Las juntas son planas y lisas con frecuentes rellenos arcillosos blandos, en algunos casos rellenan las fracturas filitas arcillosas totalmente meteorizadas que realmente podrían en muchos casos constituir intercalaciones. Los frentes se encontraron húmedos y ocasionalmente mojados.

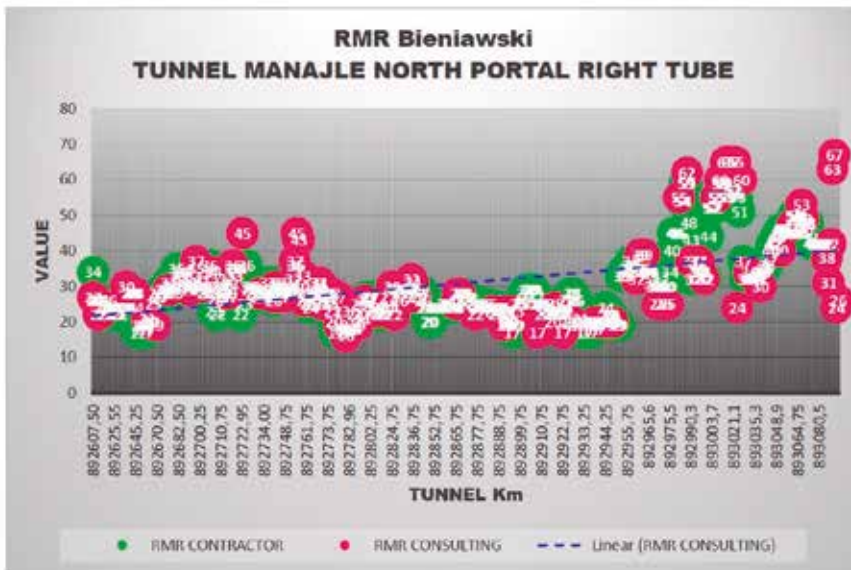
Los problemas de estabilidad en el túnel se vincularon fundamentalmente a la presencia de filitas arcillosas totalmente meteorizadas, cuando en el frente se encontraban en un porcentaje mayor del 15% y los citados niveles se encontraban en una posición desfavorable o en la clave de la sección.

La calidad del macizo encontrada a lo largo de la excavación muestra valores bajos (RMRC < 40), menos en la zona donde se alcanzó la dacita donde la calidad del frente mejoró considerablemente (figs. 19 y 20).

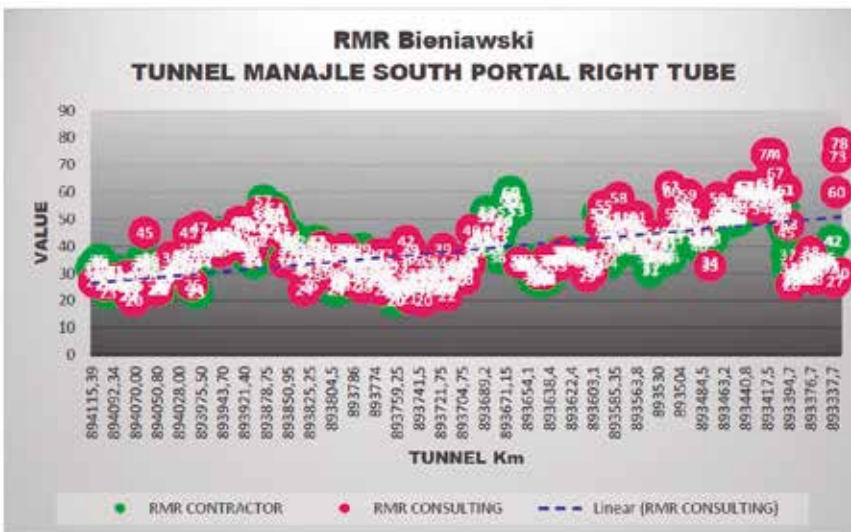
El recubrimiento máximo del túnel es de 200 m, tal y como se puede observar en la figura 21.

A lo largo de toda la excavación del túnel se encontraron muchos problemas resultando los principales:

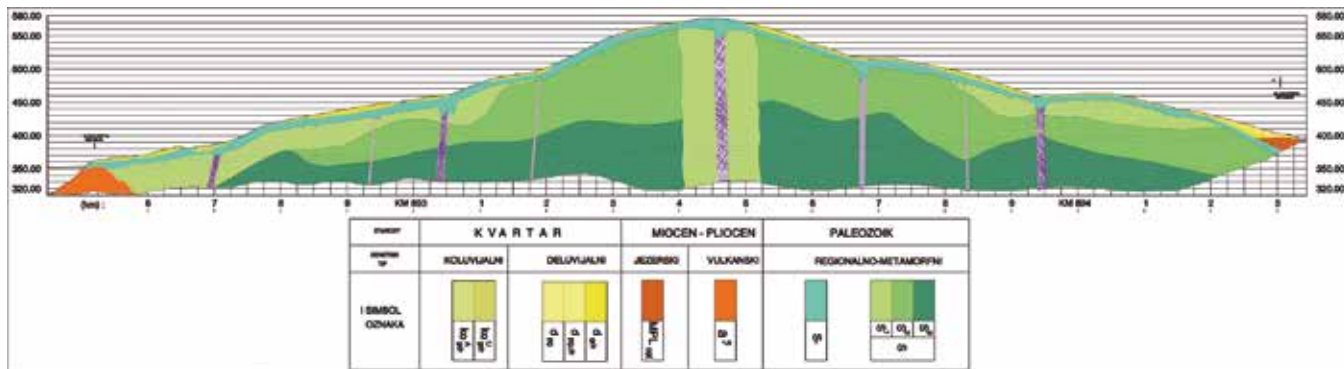
- Colapsos repetitivos en la misma zona de la sección, con desmoronamientos progresivos durante la excavación de macizos altamente fracturados, que dan lugar a desprendimientos encadenados. Este tipo de roturas dan lugar a un desconfinamiento progresivo que lleva a la generación de amplias sobreexcavaciones en la clave del túnel (figura 22).
- Grandes deformaciones en el sostenimiento primario con fisuración del hormigón proyectado y daños en las mallas electrosoldadas. Este comportamiento estuvo vinculado a recubrimientos de más de 100 m (figura 23).



RMR MANAJLE NORTH PORTAL RIGHT TUBE.



RMR MANAJLE SOUTH PORTAL RIGHT TUBE.



- Excavación a lo largo de material alterado hidrotermalmente con problemas de inestabilidad en la clave y en el frente del túnel. Esta situación también se combinó con la presencia de frentes mixtos (figura 24).

- Presencia de grandes filtraciones durante la excavación.

- Excavación a través de arcillas saturadas con problemas de estabilidad que provocaban colapsos en el frente y coladas de barro con bloques (figura 25).

Así, debido a que el comportamiento del terreno estaba claramente marcado por la presencia de las capas de filitas arcillosas muy meteorizadas, el comportamiento de las secciones era totalmente anisotrópico, tal y como se puede observar en el seguimiento de las convergencias. Por otra, también se debe destacar que los comportamientos del terreno no se repetían en ambos túneles en las mismas secciones, lo que confirmaba el comportamiento indicado anteriormente.

Fig. 21. Perfil geotécnico Túnel de Manajle

Fig. 22. Colapso por desmoronamiento progresivo en el frente de excavación

Fig. 23. Cierre de la sección en el entorno de p.k 893+865

Fig. 24. Frente mixto de excavación con intrusión dacítica y esquistos negros

Fig. 25. Colapsos de frente con coladas de arcillas saturadas

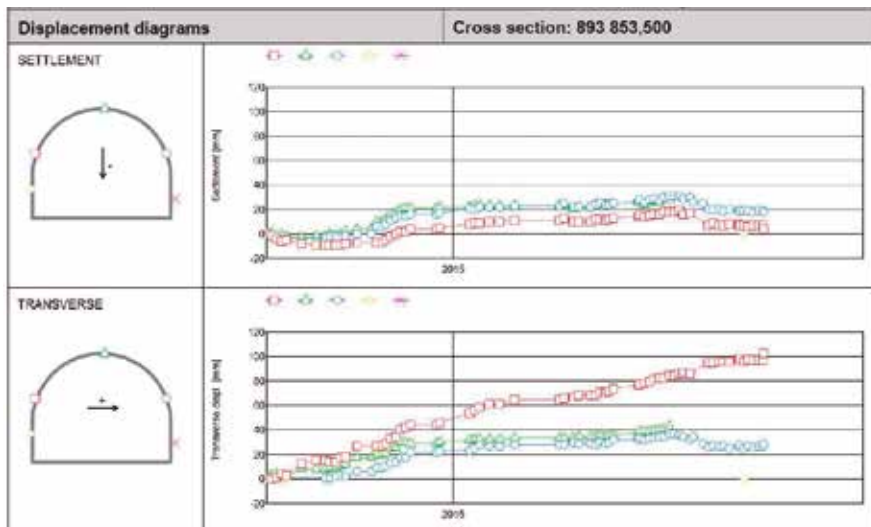


Fig. 26. Convergencia en el entorno de la progresiva 893+865

Fig. 27. Refuerzos en las proximidades de los entronques

Del mismo modo en las zonas de concentración de tensiones próximas a los entronques con las galerías de conexión se detectaron fisuras y se ejecutaron los refuerzos necesarios (figura 27).

Así que aunque en este caso los sostenimientos estaban acordes con las clasificaciones realizadas en el frente, la presencia de los capas de filitas arcillosas alteradas modifican el comportamiento de toda la sección por lo que los sostenimientos diseñados no eran suficientes para las secciones problemáticas.

Del mismo modo la evolución de las peores patologías se ha desarrollado a pesar de que el frente se alejaba, y hasta que tras las actuaciones de refuerzo o sustitución de los sostenimientos las secciones se estabilizaron (figura 26).

Las soluciones constructivas aplicadas fueron las habituales en este tipo de

macizos y, fundamentalmente, enfocadas al presoporte de los terrenos con la dificultad de respuesta que la gran variabilidad impuso; si bien quizá un mejor planeamiento previo hubiera paliado, al menos parcialmente, parte de los retrasos sufridos.

6 La obra del túnel de Incahuasi

El túnel de Incahuasi se encuentra ubicado en la zona Sureste del estado plurinacional de Bolivia entre los departamentos de Chuquisaca y Santa Cruz, pertenecientes a las provincias de Luis Calvo y Santa Cruz respectivamente.

Se emplaza dentro de la carretera conocida como “Corredor de Integración Diagonal Jaime Mendoza” siendo parte de la Ruta RVF 006 ‘Machacamarquita – Sucre – Hito Villazón (Frontera Paraguay).

El túnel, con una longitud total de 1.260, se encuentra ubicado en la carretera existente actualmente entre las localidades de Monteagudo e Ipati, a unos 15 km al Este de la localidad de Muyupampa, cruzando bajo la cadena montañosa de la serranía del Incahuasi.

En la figura 28 se muestra la definición de la sección funcional del túnel.

El túnel se ha ejecutado mediante la excavación simultánea desde las dos bocas o portales.

A nivel de detalle del túnel la estructura geológica está constituida por un anticlinal que se encuentra cortado por varias fallas geológicas.

Las litologías principales son areniscas y lutitas de baja a media calidad geotécnica, y baja a media resistencia; de carácter evolutivo. Se trata de materiales de edad paleozoica, devónico y carbonífero (figura 29).

En cuanto a la hidrogeología del túnel, en el frente de ataque Este (lado Ipati), no ha habido grandes filtraciones, habiéndose producido únicamente goteos y humedades. En el frente Oeste (Lado Muyupampa), en cambio, ha existido una zona con importantes filtraciones, lluvia en el interior del túnel y zonas con flujo constante, esta filtración se produce por la propia porosidad de las areniscas y las diaclasas principales, así como en las zonas de falla (figura 30).

Geotécnicamente hablando los materiales son de calidad geomecánica baja a media, lo cual no se reflejaba en el Proyecto con el que se licitó la obra. En la figura 31, se muestra una comparación entre las estimaciones realizadas en el proyecto y las medidas reales de calidad del terreno.

La falta de investigación geotécnica a cota de túnel y la dificultad de accesos para realizar una correcta cartografía geológica de detalle, son las principales causas de las discrepancias encontradas entre lo reflejado en Proyecto y lo existente en realidad. Además, no se tuvo en cuenta el carácter evolutivo de las rocas existentes las cuales, al ser excavadas y estar en contacto con el aire y el agua, se degradan rápidamente.

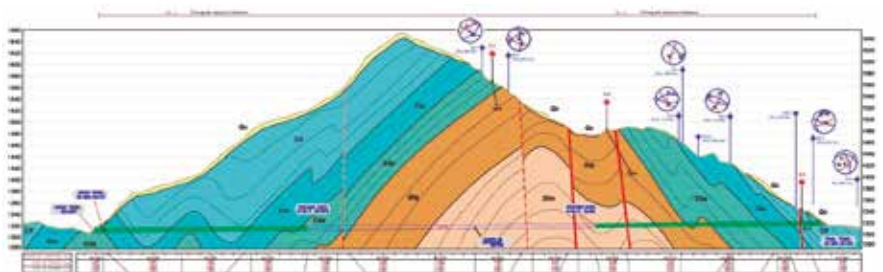
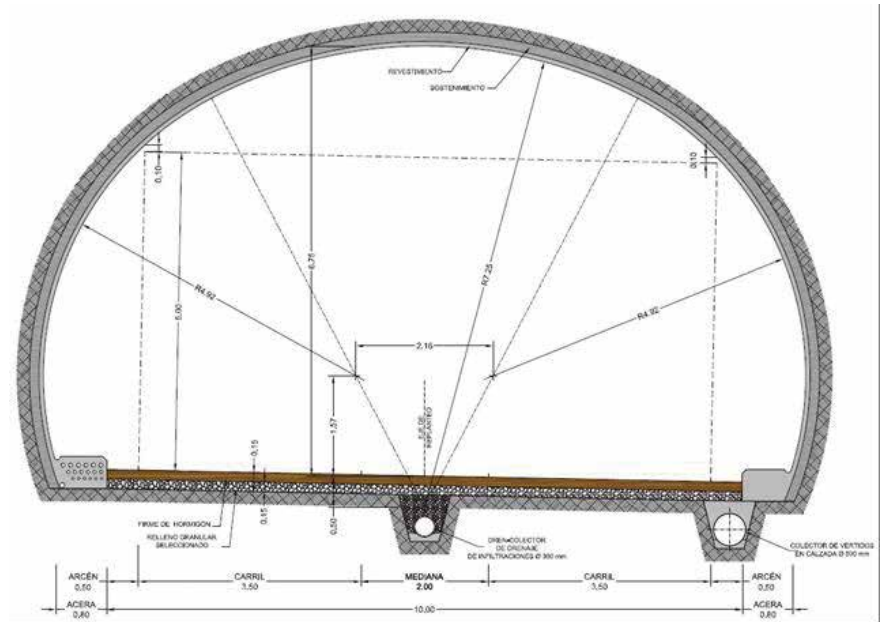
La clasificación geomecánica del terreno en el Túnel de Incahuasi se ha venido realizando mediante el RMRC de Bieniawski, la media de desviación en puntos de RMRC entre lo proyectado y lo existente está entre 10 a 20 puntos, lo cual hace que en lugar de haberse encontrado un 95% de terrenos de buena a media calidad geotécnica, tipo I, II y III en el túnel, lo que se está encontrando es un 70% de terrenos de baja calidad geomecánica, tipos IV y V principalmente. Además, a esto se suma que en el 30% del túnel, en la zona central la cobertera es superior a los 200 m, llegando hasta 330 m de cobertera, lo que genera grandes esfuerzos en esa zona de túnel (figura 32).

Los principales problemas que han surgido durante la construcción del túnel están provocados por la naturaleza y el comportamiento geomecánico de los terrenos atravesados.

Como casos particulares en la excavación de este tipo de túneles en rocas blandas, se presentaron zonas con condiciones hidrogeológicas muy desfavorables, con grandes filtraciones y aportes importantes de agua al túnel, como ocurre en el frente Oeste, que provocaban lavado constante del material en las juntas, hasta llegar a provocar casos puntuales de derrumbes, que forman chimeneas en bóveda y hombros del túnel de hasta 3 m de alto.

Estas zonas de chimeneas presentaron valores de RMRC medios de 31 puntos y valores de GSI de unos 45 puntos.

También en el túnel se presentaron zonas donde la calidad del macizo rocoso fue muy mala, con RMRC menores a 25



CENOZOICO		CUATERNARIO	PLEISTOCENO	Qc	Depósitos Coluviales
LITOLOGIA	Paleozoico	Carbonífero	Superior	Cit	Formación Itacuami. Lutitas y limolitas rojizas con intercalaciones de arcosas blanquecinas
			Inferior	Ctu	Formación Tupambí. secuencia de areniscas pardo-verdosas, micáceas, de grano medio a fino, que intercalan ocasionales capas de lutitas rojizas estratificadas.
		Devónico	Superior	Diq	Formación Iquiri. intercalación de areniscas amarillentas de grano medio a fino y limolitas amarillentas en bancos centimétricos y decimétricos
			Medio inferior	Dim	Formación Los Monos. Intercalaciones de areniscas amarillentas de grano medio a fino y limolitas amarillentas en bancos potentes de aspecto masivo y algo caótico

Fig. 28. Sección tipo del Túnel de Incahuasi

Fig. 29. Perfil geológico del túnel de Incahuasi



Fig. 30. Filtraciones en lado Oeste del Túnel



Fig. 33. Derrumbe en frente Muyupampa por lavado de juntas con arrastre de material

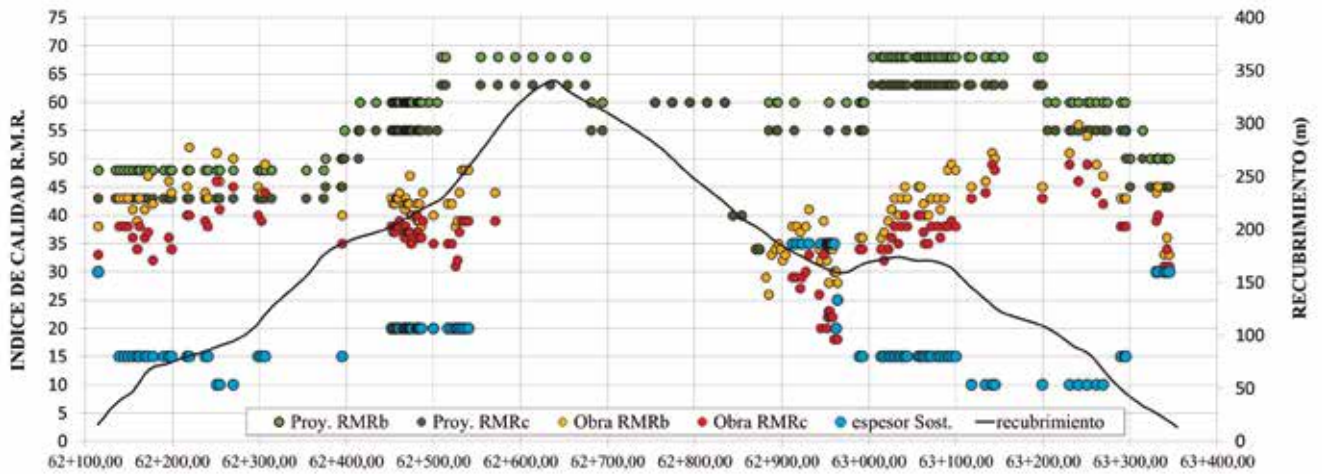


Fig. 31. Comparación calidades del terreno estimadas (Proy.) y reales (Obra)

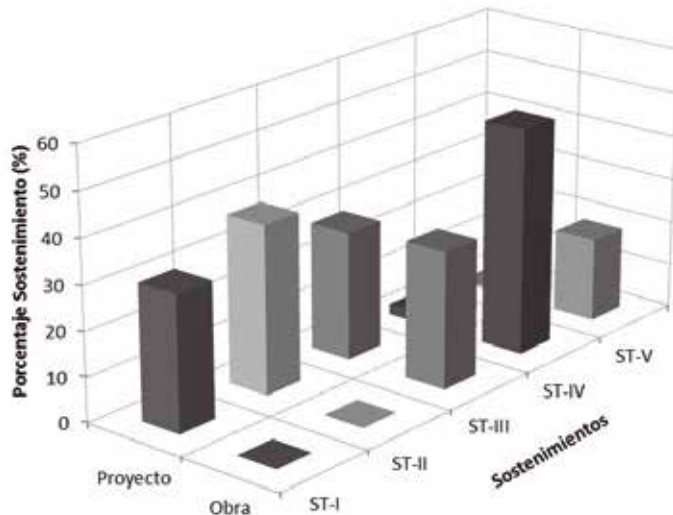


Fig. 32. Porcentajes de tipos de sostenimientos realmente ejecutados

	Proyecto	Obra
ST-I	30,32	0
ST-II	37,74	0
ST-III	28,77	30,62
ST-IV	2,37	50,71
ST-V	0,79	18,67

y GSI medio de 25 puntos, lo que sumado a grandes coberteras, generan grandes esfuerzos durante la excavación del túnel, presentando altas deformaciones del terreno, que al transmitirse al sostenimiento han supuesto desperfectos en el mismo, como son fisuraciones del hormigón lanzado, e invasión del sostenimiento dentro de la sección.

Estas zonas con fisuración y velocidades de convergencia medidas de entre 3 a 4 mm/día, fueron reforzadas en obra con varias filas de pernos inyectados de 6 m de longitud en toda la sección de avance, malla electrosoldada y 5 cm adicionales de hormigón lanzado con fibra. Una vez estabilizada la zona y con velocidades de convergencia inferiores a 1mm/día, se procedió a la excavación de destroza y contrabóveda y al cierre completo de la sección mediante hormigonado de la contrabóveda (figura 34).

Una vez cerrada toda la sección, la zona se estabilizó por completo, no apareciendo ninguna nueva fisura.

En resumen, a nivel general se trató de un macizo de baja calidad geomecánica donde se complicaron las condiciones de trabajo por los siguientes motivos:

- Naturaleza evolutiva del terreno atravesado, que conduce a una rápida degradación de las características reológicas del mismo y que provocan una modificación del equilibrio tensional del conjunto estructural. Este proceso de pérdida de capacidad portante del terreno origina a medio y largo plazo el incremento de las deformaciones de las secciones excavadas y sostenidas, dando lugar a la necesidad de aplicación de refuerzos puntuales.

Se debe destacar que las propiedades resistentes de los materiales y la evolutividad de los mismos, no ha mejorado conforme aumentaba el recubrimiento.

Por los motivos expuestos anteriormente ha sido necesario el estudio y replanteamiento del comportamiento estructural a largo plazo del túnel. A tal efecto y ante el comportamiento detectado por la auscultación dispuesta, ha sido necesario la realización de nuevos cálculos (back-análisis) que han llevado



a definir refuerzos estructurales, tanto en el sostenimiento como en el revestimiento definitivo del túnel, a partir de ciertas coberteras y en aquellas zonas donde han aparecido formaciones de peor calidad.

- Aparición de una importante red de filtraciones en el frente que avanza desde el portal Este del túnel. Estas filtraciones eran debidas a la existencia de una zona de aportes sobre la vertical del túnel coincidente con una quebrada que discurre paralela al eje del túnel y que ha provocado la existencia de numerosas filtraciones en el citado frente.

La combinación de terrenos de peor calidad geotécnica, más fracturados, junto con la presencia de agua vino provocando complicaciones constructivas, en especial a la hora de aplicar el shotcrete que constituye el sellado y el sostenimiento del túnel. La aparición de grietas por las que discurre el agua va provocando el lavado de las mismas al ser intersectadas por el frente de excavación, lo que provoca continuas afluencias e incluso el desprendimiento de bloques o pequeños derrumbes que complican los trabajos de avance.

Fig. 34. Refuerzo con malla electrosoldada y pernos

Las medidas adoptadas para paliar estos inconvenientes han sido:

- Realizar un rápido sellado de las secciones excavadas.
- Disponer de una red de drenaje sistemático para la captación (sistema Oberhasli) y posterior encauzamiento de los caudales filtrados.
- Realizar captaciones puntuales mediante taladros o drenes situados en aquellas juntas que presentan una mayor afluencia de filtraciones y conectarlos al drenaje del túnel.

7 Túnel de Udalaiz

De cara a comparar con los resultados expuestos en los casos anteriores, se ha visto oportuno resumir brevemente la experiencia de este túnel, perforado también, aunque solo de forma parcial, en rocas blandas.

El Túnel de Udalaiz forma parte de la Línea Vitoria-Bilbao-San Sebastián-Frontera francesa, denominada comúnmente Y vasca o AVE vasco es el proyecto ferroviario que pretende unir mediante una vía de altas prestaciones las tres capitales vascas Bilbao, San Sebastián y Vitoria, conectándolas entre sí mediante un trazado en «Y», y con la frontera francesa, dando continuidad a la línea de alta velocidad Venta de Baños-Burgos-Vitoria y por tanto con Madrid.

Debido a la forma en Y, el punto de conexión entre los diferentes trazados da lugar a la ubicación en su conexión de diferentes tramos muy próximos entre sí, esta unión se conoce como “Nudo de la Y Vasca” y se encuentra localizada en el entorno del macizo de Udalaiz.

Actualmente se encuentra ejecutado el tramo Mondragón-Elorrio donde se ubica el túnel analizado.

Durante la excavación del túnel se excavaron dos formaciones:

- Formación Calizas de Udalaiz
- Formación Durango, formada por un conjunto de limolitas negras laminadas con abundantes intercalaciones areniscosas

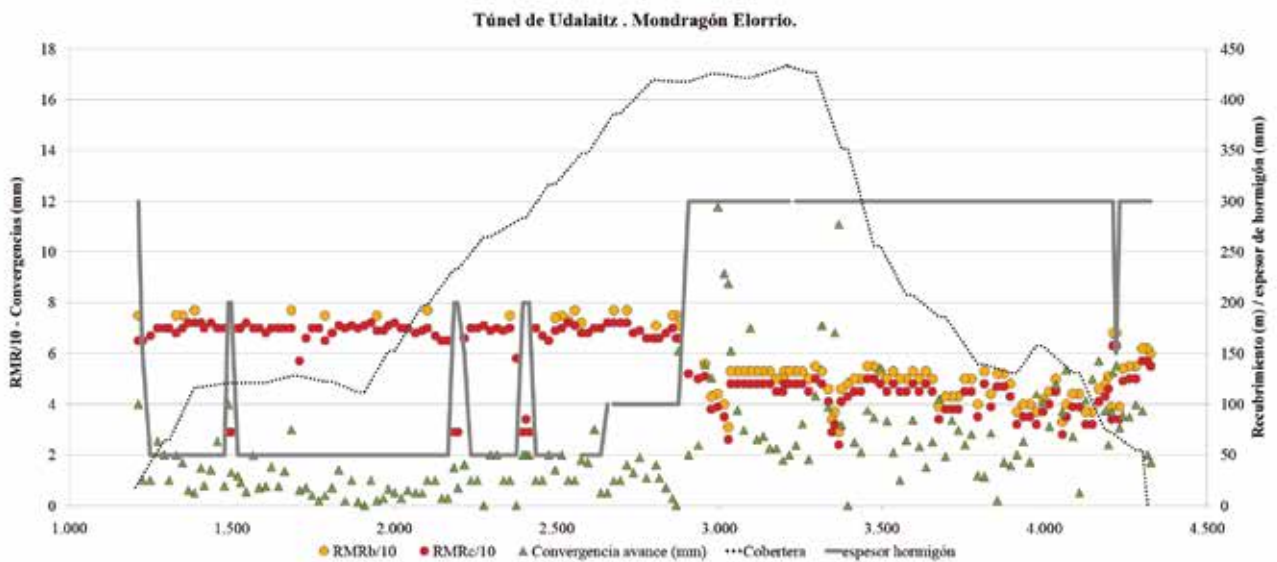
El túnel de Udalaiz presenta una longitud de 3160 m con una sección de excavación de 13,5 m de anchura.

Tal y como se puede observar, en la figura 35 se representa el perfil longitudinal del túnel en el que se muestra el índice de calidad del terreno y las convergencias medidas en el avance.

Se debe destacar que las medidas se estabilizaron en los metros inmediatos al frente, mostrando en las calizas valores menores a 4 mm y en las limolitas valores por debajo de 10 mm en casi todos los casos.

En el caso de la formación que nos interesa a efectos de esta publicación, las

Fig. 35. Perfil longitudinal del túnel de Udalaiz



limolitas de la Formación Durango, de los ensayos disponibles, se puede establecer que en profundidad la resistencia a compresión de las limolitas fue de 23 MPa tal y como muestra la Figura 36.

Se debe destacar que las limolitas de la formación Durango, a pesar de mostrar una relación σ_{cm}/p_0 muy baja no ha desarrollado ningún fenómeno de squeezing; incluso a pesar de tener unos porcentajes próximos al 75 % de minerales de la arcilla.

8 Algunas reflexiones en relación al fenómeno de squeezing

En la tabla 1, se han recogido datos correspondientes a los tramos o secciones críticas de los proyectos analizados anteriormente. En concreto, se recogen los valores del factor de competencia (σ_{cm}/p_0) y de la convergencia obtenida realmente.

Así, se puede ver en el siguiente gráfico para cada caso, la relación σ_{cm}/p_0 y el orden de magnitud de las deformaciones realmente registradas, frente al grado de deformación o problemática según Hoek de acuerdo con su propuesta semiempírica en relación con este fenómeno.

La primera conclusión a extraer es que casos como los del P.H. San José o sectores de la Galería de Folledo presentaron resultados bastante coincidentes con la propuesta de predicción de este autor, tanto más cuando más ligero fue el sostenimiento aplicado. En cualquier caso, si se atiende estrictamente al factor de competencia (σ_{cm}/p_0), los problemas parecieron presentarse de forma relativamente localizada; no de modo generalizado en grandes longitudes de túnel; algo más quizá en el caso de San José.

Sin embargo, este criterio hubiera aportado resultados muy conservadores alejados de la realidad en los casos de Ma-

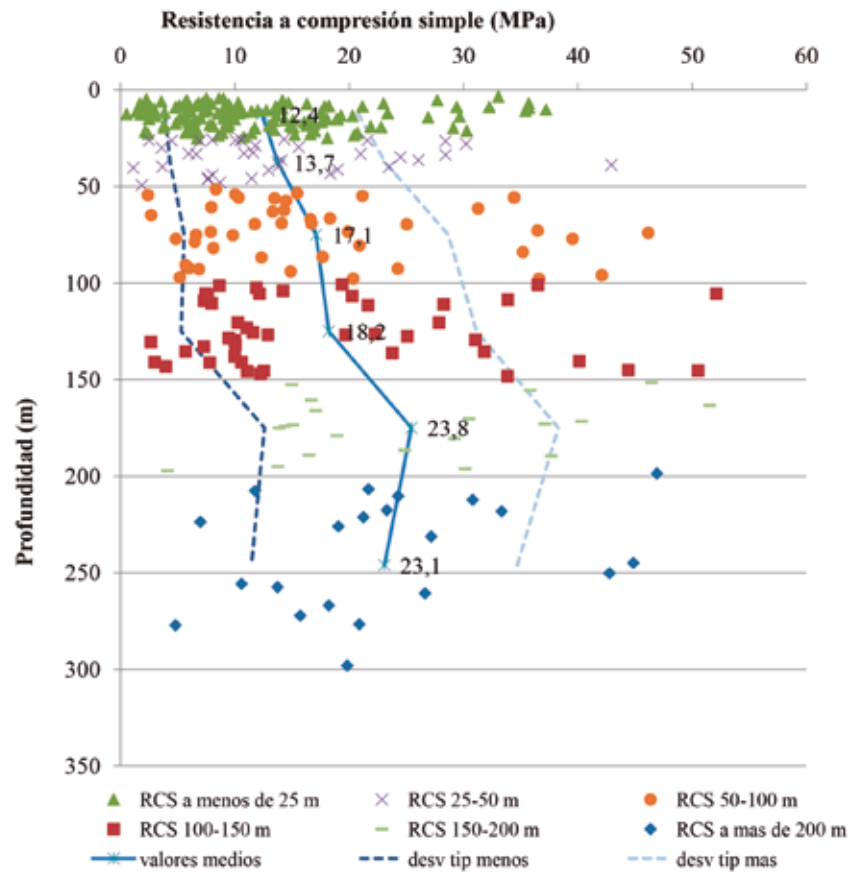


Fig. 36. Recopilación de la resistencia a compresión simple frente a la profundidad

Proyecto	Cobertera (m)	p_0 (Mpa)	σ_{cm} (Mpa)	σ_{cm}/p_0	Σ (%)
P.H. San José	450	12	2,34	0,20	5.0
G. Folledo	240-464	6-12	3,70	0,3-0,6	<2.0
Manajle	100	2,7	0,55	0,20	2.0
Incahuasi	160	4.0	4,20	1,05	0,5
Udalaitz	450	12	3,06	0,26	0,1

Tabla 1. Condiciones básicas de resistencia, estado tensional y convergencia medida en los sectores críticos de los túneles analizados

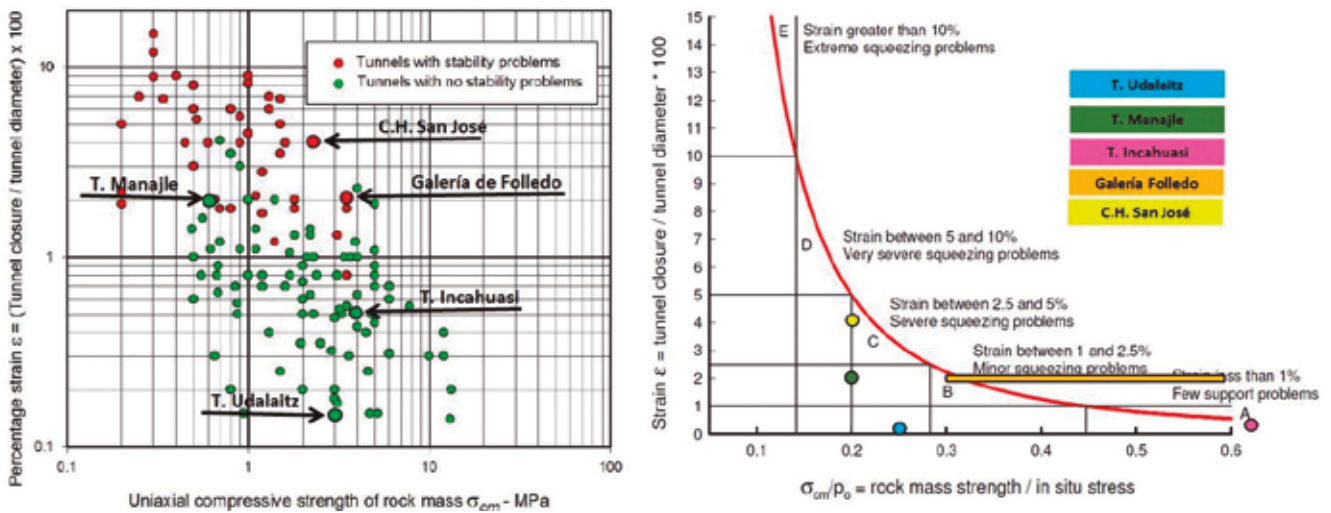


Fig. 37. Representación de los puntos analizados frente a las experiencias recopiladas por Chern y la propuesta de predicción de squeezing de Hoek (sin consideración de aplicación de soporte)

najle y Udalaiz; aún habiéndose tratado en el primero de los casos de un túnel de especial complejidad de ejecución.

Lo anterior no hace sino apuntar a que el problema de grandes deformaciones diferidas conocido como squeezing, se corresponde con un fenómeno complejo o un conjunto de fenómenos que requieren de mayor investigación.

Por otro lado, si bien existen numerosas herramientas en la bibliografía de tipo empírico o semiempírico como la tan extendida propuesta de Hoek, éstas se centran en el factor de competencia (σ_{cm}/p_0) o relación entre resistencia y estado tensional considerado de forma simplificada por la tensión de campo cuando, muy seguramente, existen otros factores influyentes que deberían analizarse con mayor detalle y entre los que principalmente debería estar la estructura del macizo y la mineralogía de la roca matriz y el relleno de las juntas.

9 Conclusiones

En este artículo se ha buscado ahondar en la definición de lo que se suele conocer como 'rocas blandas', mostrando que la misma no sólo se encuentra asociada a su resistencia, sino que debe ser más amplia y vinculada a factores como la fracturación, degradabilidad, etc... La consideración de las cargas a que esta-

rán sometidos los macizos y que juegan, por supuesto, un papel fundamental en su comportamiento, debe formar parte igualmente de dicha definición.

A pesar de las dificultades inherentes a la toma de muestras y caracterización de estos materiales, sigue resultando crítica una investigación y planificación previa robustas, de cara a minimizar las incertidumbres asociadas a estos macizos.

Como se ha mostrado, la problemática geotécnica usual en estos terrenos es amplia y abarca situaciones de desmoronamientos, chimeneas, estabilidad del frente, etc.. Problemas que, usualmente, se ven agravados en estos materiales por la presencia de agua y potencial degradabilidad de los mismos.

Finalmente, se ha buscado prestar cierta atención al fenómeno habitualmente conocido como squeezing; cada vez más estudiado y con diferente éxito en las fases de planificación. Este comportamiento conjuga los fenómenos de grandes deformaciones con el de fluencia o creep. No obstante, se han dado argumentos para resaltar que aún se conoce poco de los parámetros realmente intervinientes, resaltando que el factor de competencia (σ_{cm}/p_0) en sí mismo, resulta insuficiente para efectuar pronósticos acertados. En cualquier caso, una adecuada caracterización geotécnica y el empleo de las herramientas numéricas adecuadas permitirá una aproximación razonable al problema. ☺

AGRADECIMIENTOS

Se quiere resaltar la aportación de los técnicos del equipo de gabinete y seguimiento de obras, implicados en estos proyectos, sin cuya implicación no hubiera sido posible elaborar este documento.

REFERENCIAS

- [1] KANJI, M. A. *Critical issues in soft rocks*. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2014, vol. 6, no 3, p. 186-195.
- [2] HE, M., & SUN, X. *Latest Progress on Soft Rock Engineering Geomechanics in China*. In *ISRM 2nd International Specialized Conference on Soft Rocks*. International Society for Rock Mechanics. 2016, January.
- [3] AYDAN, Ö., AKAGI, T., & KAWAMOTO, T. (1993). *The squeezing potential of rocks around tunnels; theory and prediction*. *Rock mechanics and rock engineering*, 26(2), 137-163.
- [4] GENS, A. *On the hydromechanical behaviour of argillaceous hard soils-weak rocks*. En *Proceedings of the 15th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering-Geotechnics of Hard Soils-Weak Rocks (Part 4)*. A. Anagnostopoulos et al.(Eds.). IOS Press, 2013, p. 71-118.
- [5] HOEK, E. *Big Tunnels in Bad Rock: 2000 Terzaghi Lecture*. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2001, vol. 127, p. 726-740.
- [6] HOEK, E. *Tunnels in weak rock*. En www.roscience.com, 2006, p. 1-21.
- [7] HOEK, E. *Tunnel support in weak rock*. En *Proc. Reg. Keynote address, Symposium of Sedimentary Rock Engineering*, Taipei, Taiwan, November 1998, p. 20-22.
- [8] KAVVADAS, M. J. *Session 5: General Report Tunnelling in Hard Soils – Weak Rocks Tunnelling in Hard Soils – Weak Rocks*. En 15th ECSMGE, Atenas, 2011.
- [9] MÖLLER, S. C.; VERMEER, P. A.; MARCHER, T. *NATM-tunnelling in softening stiff clays and weak rocks*. En *Numerical Models in Geomechanics: Proceedings of the 9th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, 2004, p. 407-414.
- [10] NICKMANN, M., SPAUN, G., THURO, K. *Engineering geological classification of weak rocks*. En *Proceedings of the 10th International IAEG Congress*, 2006.
- [11] CANTIENI L. *Spatial effects in tunnelling through squeezing ground*. Phd. Thesis. 2011.
- [12] SÁNCHEZ, S., LÓPEZ, J. D., LAINA, C. *Correlaciones entre clasificaciones geomecánicas en ambientes andinos*. En *ISRM 2nd International Specialized Conference on Soft Rocks*. International Society for Rock Mechanics, 2016.
- [13] S. SÁNCHEZ RODRÍGUEZ, J.D. LÓPEZ VALERO, C. LAINA GÓMEZ. *Correlations of geomechanical indices for Andean environments*. EUROCK 2018. San Petersburgo.
- [14] SCHUBERT, W., et al. *Design and construction of tunnels in poor and faulted rock masses*. En *ISRM International Symposium-5th Asian Rock Mechanics Symposium*. International Society for Rock Mechanics, 2008.
- [15] MARINOS V. *Tunnel behaviour and support associated with the weak rock masses of flysch*. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering* 6 (2014) 227 e 239.
- [16] PIMENTEL E. *El túnel base de San Gotardo: aspectos geotécnicos notables*. XVI Jornada Técnica Anual: Casos singulares en mecánica de rocas. Sociedad Española de Mecánica de Rocas Madrid, 25 de abril de 2018

PATRICIO García de Haro

Ingeniero Geólogo.
Director de Proyecto.
Tunnelconsult Engineering S.L.



NICOLA Della Valle

Doctor Ingeniero de Minas.
Director General.
Tunnelconsult Engineering S.L.



Uso de superconectores en la
apertura de anillos de dovelas
para la realización de

galerías de conexión entre túneles

RESUMEN

Las líneas de metro configuradas como dos túneles de vía única ejecutados con TBM, en la actualidad, suelen conectarse mediante galerías transversales. Este artículo explica las particularidades en el diseño y análisis de la apertura del anillo de dovelas cuando se utilizan superconectores en lugar del clásico refuerzo interior a base de anillos de acero. Al realizar la apertura, se produce una redistribución de los esfuerzos; los axiles pasan a transmitirse a la parte de anillos intactos contiguos a través de los superconectores.

También se presenta información y resultados de algunas galerías de conexión construidas en un proyecto de metro que se encuentran en ejecución.

PALABRAS CLAVE

Superconectores, Galería de conexión, Bicono, Dovela, TBM, EPB

ABSTRACT

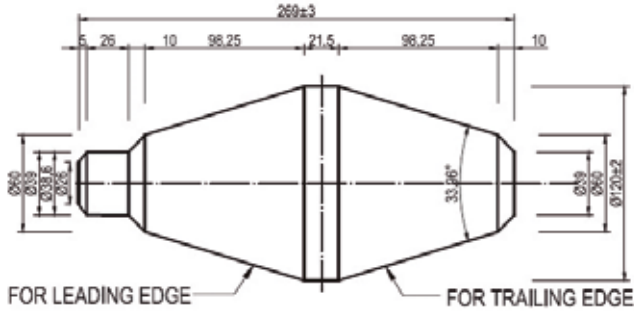
The metro lines configured as two single track tunnels executed by TBM nowadays use to be connected by cross-passages. This paper explains the particularities on the design and analysis of the precast concrete segment lining opening when using superconnectors instead of the most traditional steel inner bracing. When the ring at the opening is cut, stress redistribution occurs since the axial force is conveyed to the intact rings through the superconnectors.

The information and results regarding of some cross-passage already built in an under construction project are also presented.

KEYWORDS

Superconnectors, Cross-passage, Shear bicones, Segment, TBM, EPB

Fig. 1. Dimensiones (en mm) de los biconos utilizados.
Resistencia al corte del bicono: 500 kN.



1

Introducción

El uso de superconectores es una forma de vincular dos anillos de dovelas en la zona de la junta circunferencial. Su uso en los puntos de abertura de las galerías transversales, permite mantener los túneles principales libres de obstáculos facilitando el paso de equipos de trabajo, a la vez que proporcionan la estabilidad necesaria a los anillos que forman el sostenimiento, mientras se construyen las galerías.

La construcción de cada galería transversal requiere de la demolición de una sección en ambos túneles paralelos. Los superconectores colocados entre anillos, actúan, durante la fase de abertura del túnel principal, como elementos temporales resistentes a los esfuerzos de corte. Estos elementos permiten transferir los esfuerzos axiales que actúan sobre los anillos que han sido cortados, a los adyacentes, proporcionando de esta forma, la estabilidad necesaria al conjunto del sostenimiento.

El caso analizado en este artículo forma parte de la construcción de diecisiete galerías de evacuación, distribuidas cada 250 m a lo largo de los 5,5 km de trazado de un proyecto de metro en construcción en el Cercano Oriente. El proyecto comprende dos túneles paralelos de 6,50 metros de diámetro interior excavados con máquinas EPB (Earth Pressure Balanced).

La solución adoptada elimina las interferencias con la circulación del tren de trabajo, el cableado y otras actividades como el tendido de tuberías, evitando así los impactos negativos en el cronograma de producción. La construcción de las galerías transversales pasa a no depender de la finalización de los túneles principales. El uso de superconectores tiene otros beneficios adicionales como ayudar al alineado de las dovelas, lo que a su vez ayuda a prevenir contratiempos en la construcción.



Fig. 2. Detalle del alojamiento del bicono en la junta circunferencial. A la derecha molde correspondiente



Fig. 3. Biconos en obra a punto de ser instalados

2 Funcionamiento de los superconectores

Los superconectores se basan en proporcionar los medios para que el revestimiento del túnel se comporte, estructuralmente, como un único tubo, en lugar de anillos independientes, al abrir el acceso a la galería transversal.

En nuestro caso los superconectores consisten en pequeños elementos de forma bicónica (Figura 1) instalados equiespaciados en las juntas circunferenciales. Los biconos se colocan en orificios preformados (Figura 2) al prefabricar las dovelas de hormigón. Suelen corresponder a elementos patentados y cada fabricante tiene sus propios desarrollos y modelos.

Una vez que se ha hormigonado el collar de encuentro entre la galería y el túnel principal, o en su defecto se ha colocado un marco auxiliar de acero en el extradós del túnel, la redistribución de esfuerzos solicitada a los superconectores deja de ser necesaria, ya que la unión entre galería y túnel está diseñada para soportar las cargas hidrostáticas y del terreno.

El tipo de superconector y su capacidad resistente se eligen de acuerdo a los cálculos realizados para estudiar los mecanismos de transferencia de carga y la capacidad del anillo para soportar las fuerzas inducidas durante la apertura y la excavación de la galería transversal.

Los superconectores se instalan a lo largo de todo el perímetro del anillo como se muestra en la Figura 5 y en la Figura 6. El número de biconos se optimiza para obtener la fuerza de transmisión adecuada y se instala de forma que pueda soportar la fuerza axial total del anillo incluyendo los correspondientes factores de carga. En el caso presentado, son seis los anillos conectados a través de superconectores, pero el trazado también incluye algunas galerías en las que han debido interconectarse ocho anillos.



Fig. 4. Montaje de anillo de dovelas e inserción de los biconos. Los biconos se fijan con una silicona para mantenerlos en posición durante las operaciones.

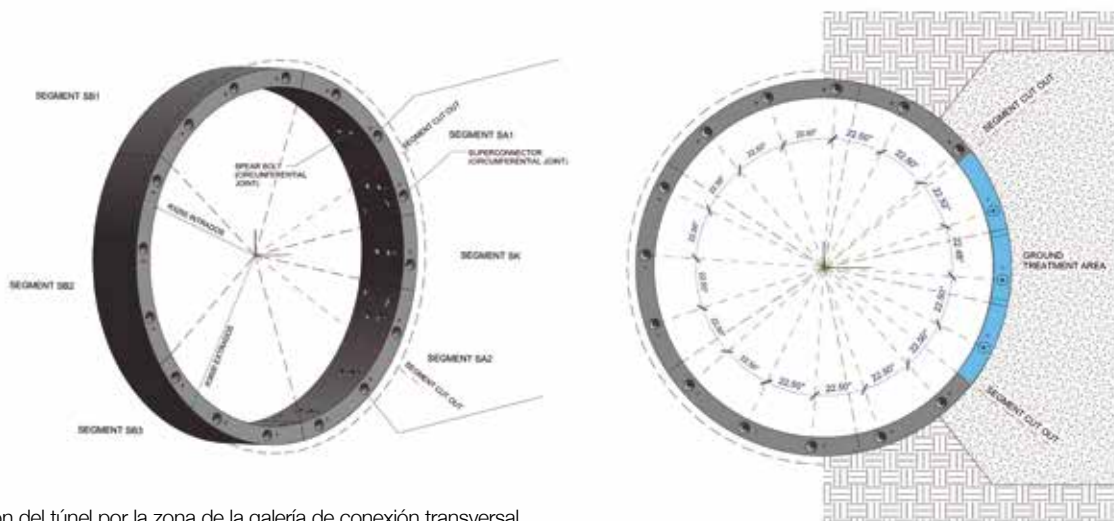


Fig. 5. Sección del túnel por la zona de la galería de conexión transversal. Distribución de los superconectores en la junta circunferencial. La trama punteada representa el terreno tratado para la excavación de la galería

3

Un caso real: metro en construcción en el Cercano Oriente

El revestimiento de los túneles está formado por dovelas de HA prefabricadas de 350 mm de espesor y 1500 mm de ancho. Los anillos son del tipo 5+1. En la zona de las galerías los anillos utilizados en los túneles son de 1200 mm de anchura ya que varias de éstas coinciden en secciones del trazado en curva.

El paso libre requerido en las galerías es de 2,25 m de altura x 2,50 m de amplitud (Figura 7). Las galerías tienen forma exterior cilíndrica con los extremos ensanchados en las conexiones con ambos túneles.

Tras la apertura de los anillos se realiza una mínima excavación para proporcionar el espacio necesario que permita instalar un marco de acero de refuerzo del revestimiento y operar a los equipos encargados de la construcción de la galería.

Por tanto, en la posición de las galerías y antes de instalar el marco de acero, la estabilidad del túnel TBM tiene que estar garantizada por los superconectores.

El sostenimiento primario de las galerías transversales es a base de hormigón proyectado y mallazo, y el definitivo es de hormigón armado encofrado in-situ.

Las galerías de conexión se localizan en unidades cuaternarias de propiedades geotécnicas diversas. Los materiales a lo largo de la traza van desde arenas sueltas con algunas gravas hasta finas capas de areniscas, con diferente grado de cementación y espesor (mm o algunos cm), intercaladas con arenas sueltas. Localmente este material se conoce como Kurkar. Además del Kurkar, se pueden encontrar otros sedimentos como arenas dunares, suelos arenosos rojizos e incluso suelos aluviales formados por arcillas de plasticidad media-alta.

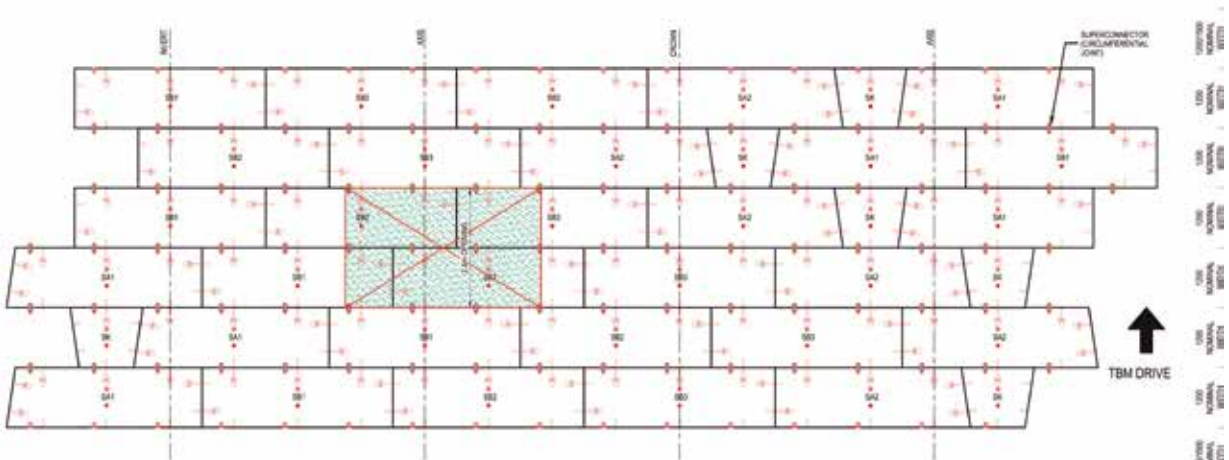


Fig. 6. Distribución general de los superconectores en la apertura de la galería. Vista C-C desarrollo intradós para 6 anillos. Número total de superconectores usados en la galería, 80 unidades

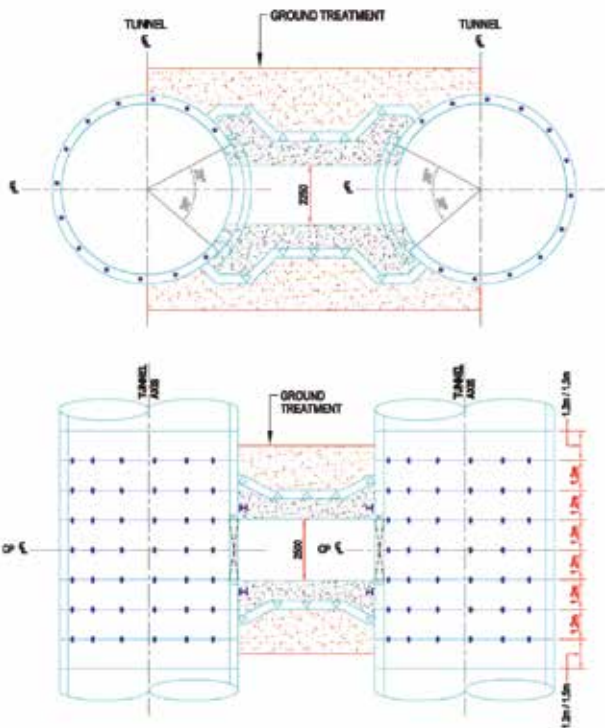


Fig. 7. Geometría galería de conexión

Fig. 8. Tratamiento del terreno llevado a cabo desde dentro del túnel en una de las galerías de conexión

Fig. 9. Resistencia esfuerzo cortante como tipo D120-300 AL

Para hacer la excavación de las galerías, se realiza previamente un tratamiento del terreno. Este tratamiento es de dos tipos: desde dentro de los túneles a base de inyecciones de contacto con lechadas de microcemento (Figura 8), o desde la superficie, mediante jet-grouting.

Como ya se ha indicado, para la excavación de las galerías se necesita abrir en el revestimiento una ventana; ventana de 3,95 m de altura que comprende la longitud de dos anillos adyacentes completos (2,40 m de anchura total). La abertura se obtiene realizando sendos cortes horizontales con disco en los dos anillos que se van a abrir y retirando las porciones cortadas.

3.1. Propiedades resistentes de los biconos

Los superconectores pueden ser de diferentes formas y tener diferente tamaño y comportamiento mecánico. La resistencia típica al corte varía entre 250 kN y 500 kN. El material usado en su fabricación puede ser diferente (cuerpo de poliamida o fibra de vidrio, núcleo de acero o aluminio, etc.).

Los biconos deben ser capaces de soportar el esfuerzo cortante nominal, sin rotura y sin grandes deformaciones. Los biconos se ensayan en prensas de gran capacidad. Para ello se colocan en dispositivos de medidas exactas a la pieza a ensayar y se aplica presión en intervalos regulares a la vez que se mide la deformación. Se obtienen las correspondientes curvas esfuerzo-deformación que muestran el comportamiento elástico y plástico de la pieza. Al dejar de aplicar la carga, los biconos suelen mostrar una deformación residual de unos pocos milímetros. Durante el ensayo se suelen introducir escalones de descarga, recarga o de carga constante en el tiempo.

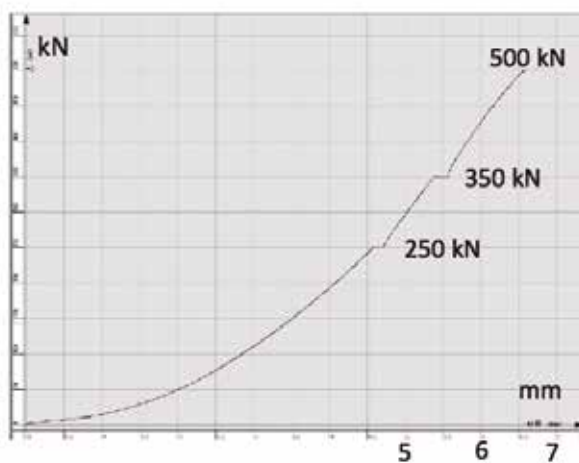
Los biconos objeto de este artículo tienen una capacidad resistente de 500 kN (Figura 9); se establece, a su vez, una relación entre deformación y resistencia al corte límite de entre 4 y 6 ton/mm.

3.2. Criterios de diseño

Para obtener los esfuerzos que debían ser transferidos a los biconos, así como los esfuerzos actuantes sobre los anillos afectados por la abertura de la galería, se han realizado modelos 3D usando MIDAS GTS. Con base en los resultados obtenidos se realiza la disposición adecuada de biconos.

Todas las galerías del proyecto tienen el mismo tamaño y el mismo procedimiento de corte. La sobrecarga también es similar en ellas. Por tanto, los factores principales que determinan los axiles actuantes son las condiciones geotécnicas y el recubrimiento.

Se ha realizado una primera aproximación analítica a las fuerzas actuantes en el anillo antes de la abertura usando la expresi-



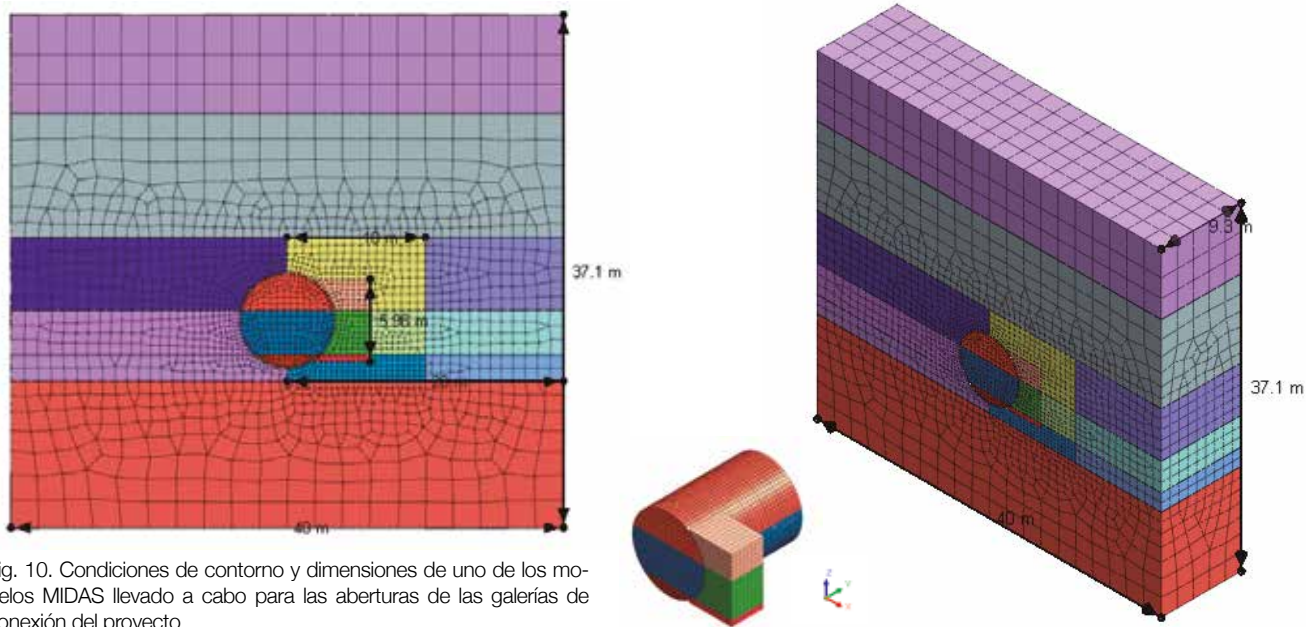


Fig. 10. Condiciones de contorno y dimensiones de uno de los modelos MIDAS llevado a cabo para las aberturas de las galerías de conexión del proyecto

sión de Duddeck & Erdmann. Ello permite conocer el rango de valores esperables y establecer, entre todos los casos, los que deben ser objeto de análisis con el modelo FEM.

3.2.1. Descripción del modelo

En el análisis se ha utilizado el modelo Hardening-soil o de suelo con endurecimiento, caracterizado por su capacidad para simular el comportamiento del suelo en situaciones carga y descarga mediante la definición del módulo de rigidez en descarga-recarga Eur y la consideración de la dependencia de la rigidez del suelo en función de un estado de esfuerzos específico (parámetro m).

La Figura 10 muestra la geometría de uno de los modelos realizados. Los principales parámetros de entrada del modelo se resumen en las tablas número 1 a 4. El revestimiento del túnel ha sido modelado con elementos tipo placa (Tabla 3). Las propiedades asignadas son las de un hormigón clase C45/55 armado con barras ($f_{yk}=400 \text{ N/mm}^2$).

	CP-15		CP-16A
	Unid. II (SP)	Unid. I (SC)	
Peso específico (γ)	18 kN/m ³	18 kN/m ³	18 kN/m ³
Cohesión (c)	0 kPa	0 kPa	0 kPa
Ángulo de fricción (Φ)	34°	33°	36°
Módulo de elasticidad ref. (E50ref)	21 MPa	17 MPa	30 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,3	0,35	0,3
Coef. empuje reposo (K0)	0,5	0,6	0,5

Tabla 1. Parámetros del suelo para el modelo FEM

Para simular el proceso constructivo se han empleado seis fases incluyendo la fase de introducción de las condiciones iniciales. En la fase 2 se simula la excavación del túnel desactivando los correspondientes elementos suelo y permitiendo una relajación parcial del terreno. En la fase 3 se simula la instalación del revestimiento del túnel activando los elementos placa y permitiendo la relajación completa del terreno. La fase 4 corresponde a la modificación de las propiedades del terreno para simular el tratamiento (hecho desde dentro del túnel). La fase 5 representa la abertura del sostenimiento desactivando los correspondientes elementos placa que simulan las dovelas. La última fase representa la excavación de la porción de terreno de los primeros metros de la galería. Ésta se simula desactivando los correspondientes elementos del suelo pero sin incluir el ensanchamiento.

El avance de la TBM ha sido simulado usando el método de desconfinamiento. El valor de desconfinamiento ha sido calibrado de tal forma que se obtengan los axiles calculados con el método analítico.

Parámetro	Valor
Peso unitario (γ)	23 kN/m ³
Elasticidad Ref. (E50ref = Eoedref)	100 MPa
Elasticidad (Eurref)	300 MPa
Cohesión (c)	100 kN/m ²
Ángulo de fricción (Φ)	34°
Coefficiente de Poisson (ν)	0,2

Tabla 2. Parámetros del área de terreno mejorado

Parámetro	Valor
Espesor dovela	0,35 m
Módulo elástico hormigón	31,7 GPa
Coefficiente de Poisson HA (ν)	0,20
Peso específico hormigón (γ)	26 kN/m ³
Peso del revestimiento	9,1 kN/m/m

Tabla 3. Parámetros de los elementos placa del revestimiento del túnel TBM

Parámetro	Valor
Espesor hormigón proyectado	0,25 m
Módulo elástico	7 GPa
Coef. de Poisson HP (ν)	0,20
Peso específico (g)	25 kN/m ³

Tabla 4. Parámetros del hormigón proyectado (sostenimiento temporal) en galerías de conexión

3.2.2. Verificación del anillo de sostenimiento durante la abertura

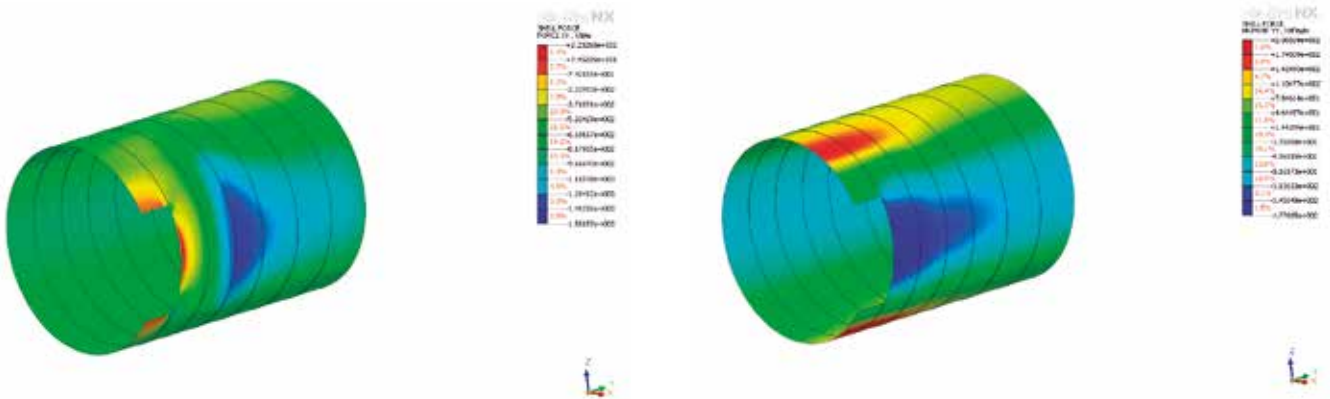
La redistribución de esfuerzos (momentos y axiles) que se produce en los anillos después de cortar las dovelas y excavar los primeros 1,80 m de galería, se ha calculado para diferentes casos, aunque en este artículo sólo se presentan los resultados de dos casos (CP-16A y CP-15). El modelo CP-16A es el que mejor se ajustaba a las condiciones de la primera galería de conexión que se iba a abrir y el CP-15 al caso más desfavorable, que corresponde al máximo recubrimiento existente a lo largo del trazado (26,4 m sobre clave) con nivel freático situado 4,3 m bajo clave. Se ha introducido en todos los casos una sobrecarga de 15 kN/mm² debida al tráfico, por discurrir siempre bajo viales.

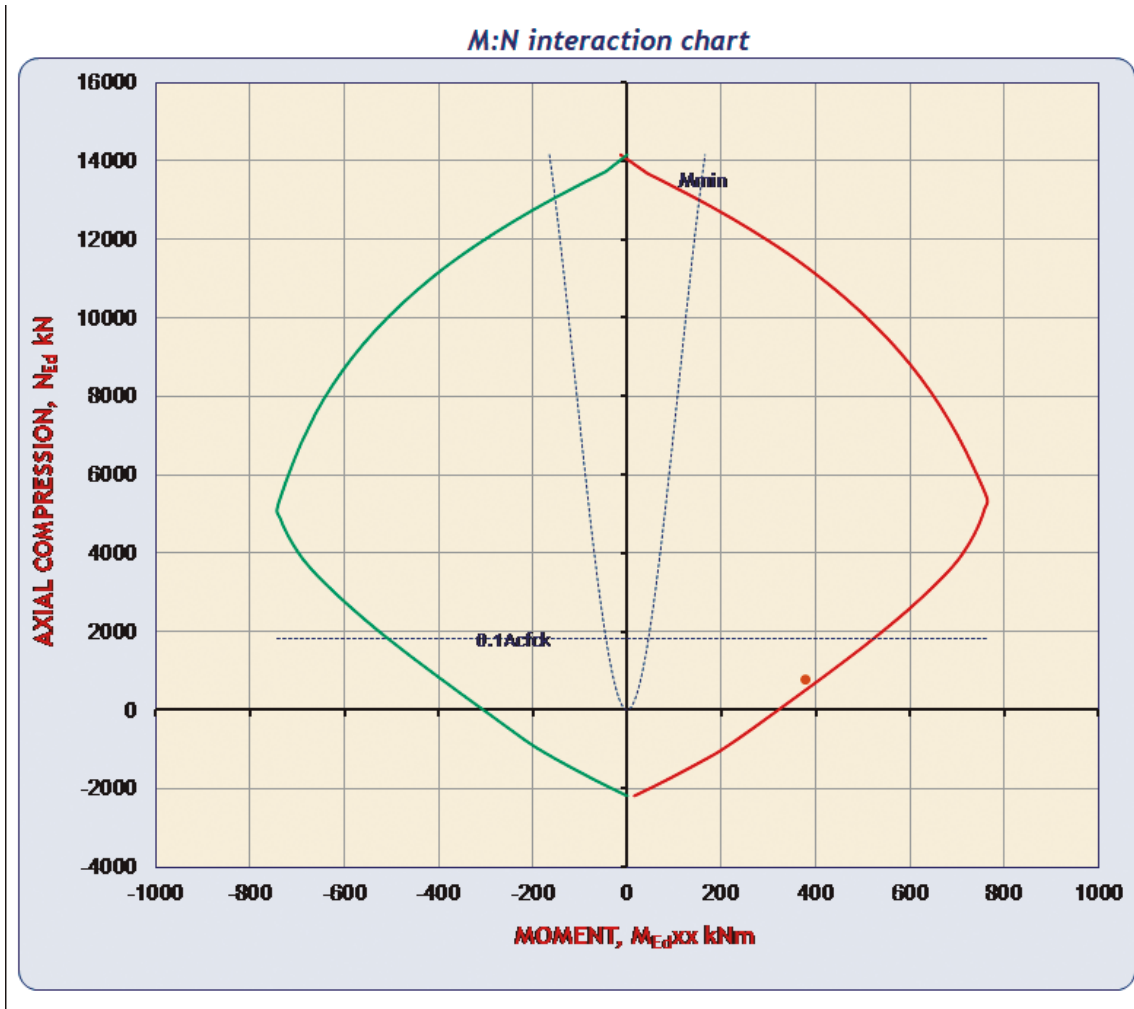
Los resultados (Figura 11) muestran que la abertura en el revestimiento y la excavación de la galería de conexión no provocan un incremento significativo de los flectores actuantes en los anillos adyacentes. También se observa en el modelo como los axiles se concentran en el límite de excavación del collar y del área tratada.

Fig. 11. Axiles y momentos flectores después de la abertura (caso galería CP-16A)

Página siguiente_

Fig. 12. Diagrama de interacción después de la abertura de las dovelas (CP-16A)





El diagrama momentos-axiles de la Figura 12 muestra como la sección resistente del anillo puede resistir el valor máximo de las fuerzas calculadas, al final de la fase 5. Se ha aplicado un factor de 1,4 a las fuerzas.

3.2.3. Transmisión de cortantes entre anillos

La abertura de dos anillos implica la introducción de cortantes en las dovelas, ya que el axil actuante sobre los anillos que han sido abiertos se transmite a los adyacentes a través de cortantes que se desarrollan en las juntas circunferenciales. Estos esfuerzos deben ser transferidos por los superconectores.

Este aspecto queda bien representado en los resultados del modelo al final de la fase 4, en la cual se puede observar unos cortantes en las dovelas que llegan a un valor máximo de -598 kN/m en la parte superior y de 1043 kN/m en la inferior, como se muestra en la Figura 13.

La Figura 14 muestra la fuerza que se transmite, en la junta circunferencial, del anillo abierto al primer anillo adyacente, es decir, las fuerzas que tienen que ser resistidas a corto plazo por los superconectores (-777 kN en la parte más alta y 764 kN en la parte más baja). Estos valores corresponden a los esfuerzos del caso más desfavorable (galería no. 15).

Nuevamente se aplica un factor de seguridad de 1,4 para los valores obtenidos y por tanto, la fuerza que deben repartirse los superconectores es de 1088 kN.

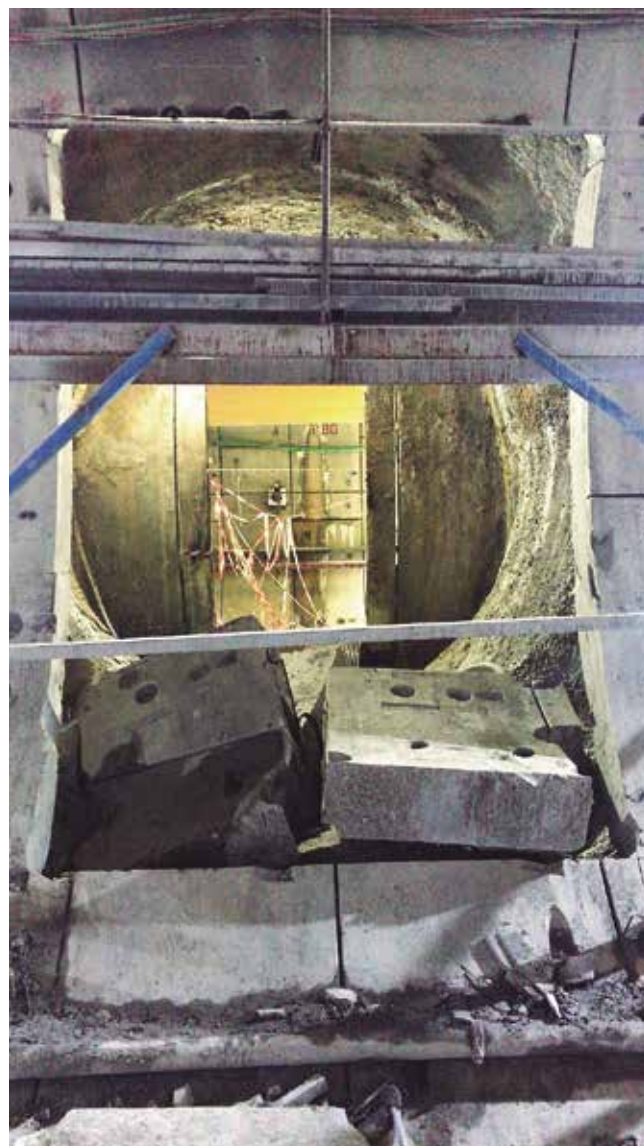
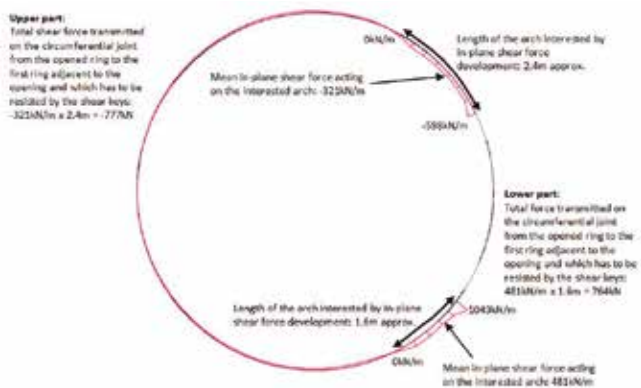
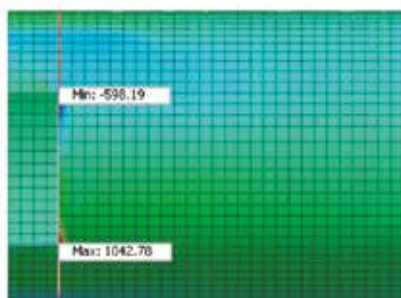
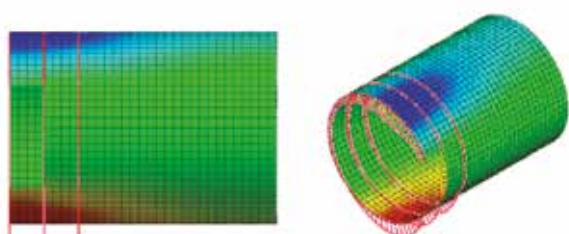
Por su parte, se ha considerado un factor de seguridad de 1,1 para los materiales. Por consiguiente, la fuerza de corte en la situación de máxima carga para cada superconector será de 455 kN, siendo necesarios un total de 3 superconectores ($Rd=3 \times 500 \text{ kN} / 1.1=1364 \text{ kN} > \text{fuerza de diseño } 1088 \text{ kN}$).

3.2.4. Verificación de la zona de inserto en el hormigón
 Como se ha mostrado, la resistencia al corte de los superconectores no es sobrepasada. Se ha verificado también que se produce una transmisión adecuada del cortante entre el conector y el hueco de hormigón en el que se aloja, considerando para ello la máxima carga que el superconector puede resistir: 500 kN. Además, en esta parte del análisis se ha considerado una cierta contribución de las fuerzas de compresión residuales debidas al empuje de la TBM. El empuje medio se sitúa en unos 20.000 kN, y se ha tomado la mitad de éste. Es decir, en

Fig. 13. Modelo 3D MIDAS: Cortantes en el revestimiento al final de la fase 4 de cálculo en el caso CP-15

Fig. 14. Fuerza transmitida en la junta circunferencial de la dovela desde el anillo abierto hasta el primer anillo adyacente a la abertura en el caso CP-15 (el caso con más cargas)

Fig. 15. Cale de galería transversal



el cálculo se ha introducido una fuerza residual de 10 MN siguiendo la dirección paralela al eje principal del superconector.

Para esta parte del análisis se ha realizado un modelo de elementos finitos estructural con simetría central. El modelo simula las fases de construcción y tiene en cuenta la presencia de los superconectores en la junta de las dovelas.

4 Conclusión

Se ha presentado el concepto y la función de los superconectores o biconos. Se han introducido algunos de los diseños hechos usando modelos de elementos finitos para verificar el comportamiento estructural de los anillos cuando se usan superconectores. Los modelos han permitido simular la abertura del anillo y el cálculo de la redistribución de cargas desde los anillos cortados hacia los adyacentes.

Se ha comprobado, teóricamente, que los superconectores son una opción viable para las aberturas de galerías y que se pueden usar para mejorar, entre otros, el programa de producción, evitando las limitaciones impuestas por soluciones más clásicas.

Además, en el caso estudiado, los superconectores se han revelado como una solución muy adecuada, ya que los túneles se construyen bajo la modalidad de “cruce en lleno”, es decir, la estación es cruzada por la tuneladora antes de ser excavada. Ello implica que el túnel debe estar operativo durante plazos de tiempo más largos que cuando las estaciones están excavadas y por lo tanto, disponibles para ser usadas como accesos y para las operaciones de construcción.

Por otro lado, un cruce en lleno requiere, en distancias considerables, tener salidas de emergencia durante la fase de construcción del túnel. Si los pozos de estación intermedios no están disponibles y las galerías de conexión deben ser usadas como salidas para escapar de un túnel en ejecución al otro, su excavación en fases avanzadas del proyecto usando soportes temporales en el interior de los túneles principales puede implicar interrupciones en la excavación de la TBM.

Por último, indicar que en el momento de redactar este artículo, se llevan excavadas diez galerías de las diecisiete previstas (figuras 15 a 17). En todas ellas los superconectores han funcionado satisfactoriamente y las deformaciones medidas en los anillos se han situado en los rangos esperados, por lo que su uso ha quedado también validado por la práctica. 📍

Fig. 16. Inicio de excavación tras colocar marco provisional. Excavación a realizar con miniexcavadora dado el buen funcionamiento de las inyecciones a base de microcementos.

Fig. 17. Avance y sostenimiento provisional de hormigón proyectado en galería transversal



Sensibilidad expansiva de las margas arcillosas sobre el revestimiento de túnel

Aplicación de los ensayos de hinchamiento in situ y de laboratorio, para la construcción de túneles



LUIS Tissera

Doctor ingeniero de Caminos.
Máster en Geotecnia y Cimentaciones



RUBÉN Galindo

Doctor ingeniero de Caminos.
Prof. Titular Ing. del Terreno UPM

RESUMEN

En la construcción de infraestructuras de túneles sobre suelos margosos o arcillosos de mediana/alta plasticidad, y de consistencia “firme a dura”, es habitual la valoración del parámetro de la expansividad de presión de hinchamiento y de hinchamiento libre de laboratorio, sobre muestras inalteradas representativas.

Los ensayos de hinchamiento libre in situ se presentan como un ensayo cuantitativo innovador, puesto que aportan un parámetro representativo, y de contraste con los ensayos habituales y normalizados de laboratorio.

En los resultados de hinchamiento, tienen siempre particular incidencia la humedad inicial, y la humedad final alcanzada con la saturación; siendo las estructuras de revestimiento de túnel sensibles al efecto de la presión de hinchamiento o de hinchamiento libre, según la fase de obra en que se encuentre, en particular las estructuras de falso túnel en su 1º fase de excavación.

Se recogen en este artículo, las experiencias de la investigación geotécnica complementaria de obra, en tres túneles de obras construidos:

- Túnel en mina “Las Hechiceras” (Ballobar-Huesca), AVE Zaragoza-Lérida.
- Túnel en mina “Cuenca” (Horcajada-Naharro, Cuenca), AVE Cuenca-Valencia.
- Falso Túnel “Antequera Nor Este” (Antequera-Peña de los Enamorados, Málaga), AVE Arco Mediterráneo.

PALABRAS CLAVE

Expansividad, hinchamiento, presión, empuje, humedad, saturación

ABSTRACT

In the construction of tunnel infrastructure through loamy or clayey soils of medium/high plasticity and “firm to hard” consistency, it is common to consider the swelling pressure expansivity and free swell in laboratory of representative undisturbed samples.

Free swell tests conducted in-situ are seen as an innovative quantitative test, as it provides a representative parameter that may be contrasted with the more common and standardised laboratory tests.

The initial moisture and final moisture to saturation are of particular importance in the swelling results; as tunnel lining structures are sensitive to the effect of the swelling pressure or free-swell, in accordance with the stage of construction in which these are encountered, and particularly in cut-and-cover tunnels during their first stage of excavation.

This article incorporates the experience gained from supplementary geotechnical investigation on site, on three completed tunnels:

- “Las Hechiceras” tunnel (Ballobar-Huesca), Zaragoza-Lerida high-speed rail line (AVE)
- “Cuenca” tunnel (Horcajada-Naharro, Cuenca), Cuenca-Valencia high-speed rail line (AVE)
- “Antequera Northeast” cut-and-cover tunnel (Antequera-Peña de los Enamorados, Malaga), Mediterranean Arc high-speed rail line.

KEYWORDS

Expansivity, swell, pressure, thrust, moisture, saturation

1 Introducción

La sensibilidad del subsuelo arcilloso al medio ambiente, en suelos clasificados como margas arcillosa expansiva, se manifiesta en deformaciones y/o retracciones de la superficie abierta en la excavación de obras de túneles, y así también durante la vida útil se podría generar una interacción suelo-estructura con el revestimiento estructural de contacto.

En el presente artículo se describen tres obras de túnel construidas, y con un análisis y metodología similar de investigación geotécnica, con la aplicación de los ensayos de hinchamiento libre. Las obras descritas, se sitúan (fig. 1) en regiones de la península ibérica, de climas semiáridos, y con materiales muy sensibles a los cambios de humedad.

- Túnel en mina 'Las Hechiceras' (Ballobar-Huesca), AVE Zaragoza-Lérida
- Túnel en mina 'Cuenca' (Horcajada-Naharros, Cuenca), AVE Cuenca-Valencia
- Falso Túnel 'Antequera Nor Este' (Antequera-Peña de los Enamorados, Málaga), AVE Arco Mediterráneo

2 Túneles estudiados

2.1. Túnel de las Hechiceras

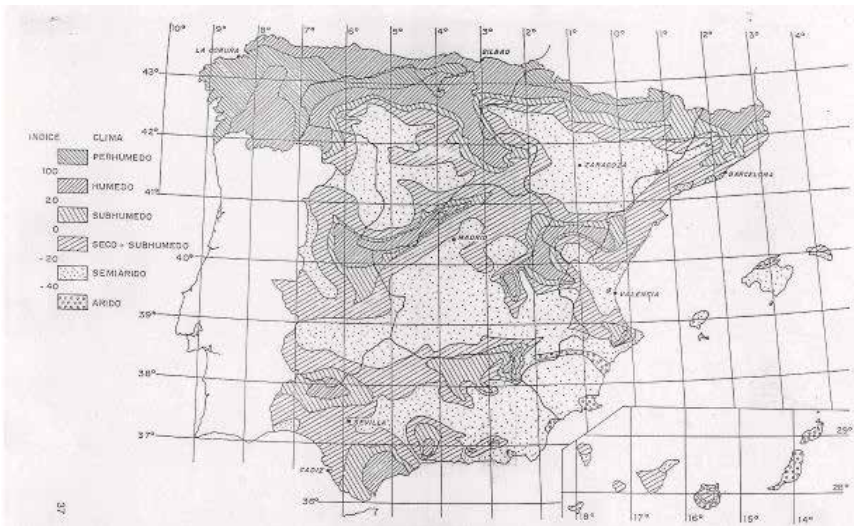
Durante la ejecución del Túnel de Las Hechiceras –AVE tramo Zaragoza-Lérida, Subtramo V–, se detectaron indicios expansividad al atravesar una formación de materiales margosos de color marrón rojizo, de características metaestables. En efecto, el estudio de antecedentes hidrogeológicos y la investigación geotécnica desarrollada durante la fase de Obra, permitió valorar la expansividad, con el hinchamiento libre in situ y/o retracción de la arcilla dura, previendo un comportamiento diferencial de la prebóveda en el pro-ceso de interacción suelo-estructura. Consecuente al reconocimiento geo-técnico detallado y al diagnóstico preciso del material arcilloso analizado, se pudieron deducir las propuestas y soluciones necesarias para dominar el efecto del potencial expansivo con el sistema constructivo de sujeción, revestimiento y medidas de drenaje más adecuadas para el túnel en las zonas con la singularidad tratada.

En la inspección del frente de excavación del túnel se pudo comprobar que las margas existentes en la traza del túnel, tienen un aspecto expansivo, como lo corroboran los vínculos y estructura diagenética del sustrato arcilloso calcáreo (fig. 3).

Fig. 1. Plano de situación de las obras.

Fig. 2. Boca de túnel, lado Lérida. Vista de frente y vista con fondo viaducto río Cinca.

Fig. 3. Excavación de marga arcillosa y calcárea en destroza, con rozadora.



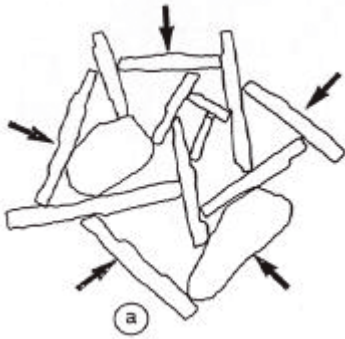


Fig. 4 a. Tensión exterior inducida

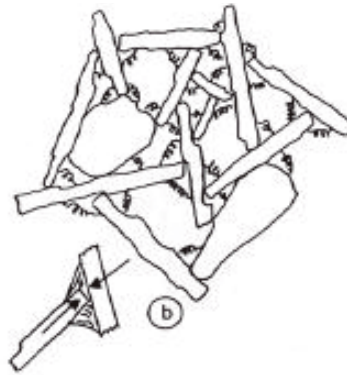


Fig. 4 b. Tensión capilar y efecto de succión

Estos materiales son susceptibles de producir un desconchamiento y desprendimiento en bloque de margas, color marrón rojizo de consistencia muy dura. Los desconches por estas causas en el túnel, en general, tienen una dimensión variada de espesores decimétricos a métricos, y se suele producir en la zona de hastiales.

En el frente de excavación, como consecuencia de la obra del túnel y de la hidrogeología, se presentaron afloramientos de agua provenientes de los valles superficiales en el macizo de cobertura con estratificación subhorizontal calizo-margoso.

2.2. Túnel de AVE Horcajada-Naharros (Cuenca)

En este túnel de 4,0 km de extensión, del Tramo de AVE Madrid-Valencia, durante la ejecución de la excavación a cota de avance, se desarrolló una investigación geotécnica complementaria para el análisis de la formación de arcillas con yesos detectadas entre la boca del Túnel Naharros hasta 2,0 km de extensión sentido Horcajada, fueron investigadas en su propiedad metaestable de expansividad, con ensayos de hinchamiento libre in situ entre otros, con el objeto de diseñar una solución de galibo bóveda-contrabóveda curva, en caso necesario.

La unidad arcillosa de formación Terciaria, aparece en la cota de avance entre el p. k. 301+600, hasta la boca de Túnel de Naharros, con una extensión de aproximadamente 2,0 km. En ocasiones la arcilla posee componentes de yeso.

Como planteamiento general se trata de un túnel construido en rocas evaporíticas, y por tanto podría sufrir una

transformación de anhidrita en yeso. Este proceso de hidratación de moléculas supone un aumento de volumen, y consecuentemente un empuje adicional sobre el revestimiento del túnel.

2.3. Túnel Antequera-Peña de los Enamorados

Se ha estudiado el potencial expansivo del substrato de la contrabóveda de falso túnel, actualmente en fase de construcción (2011/12) entre el p. k. 304+390 al 305+180, del Túnel Antequera-Peña de los Enamorados (Málaga), AVE Antequera-Granada.

El objeto del estudio de las propiedades del substrato de marga-marga calcárea predominante en la explanada y base de la contrabóveda de túnel, es determinar el hinchamiento libre in situ, y la presión de hinchamiento e hinchamiento libre de laboratorio entre otros, para verificar con el empuje de contrabóveda, el diseño de secciones del falso túnel, en sus distintas circunstancias y fases de obra, con distintos espesores de montera de rellenos del proyecto constructivo.

3 Fenomenología de la expansividad

Básicamente, la expansividad es un fenómeno que produce variaciones de volumen asociadas a los cambios de humedad, en terrenos constituidos por cierto tipo de arcillas de consistencia dura, en condición inicial semisaturada, y que son particularmente sensibles al agua ([1] J.Salas "Geotecnia y Cimiento". Tomo I).

Por ello, un modelo simplista del fenómeno de suelo expansivo, es considerar la disminución de la succión o tensión negativa del agua intersticial, como una relajación de la tensión efectiva.

Puesto que en un suelo semisaturado los meniscos de agua ocupan solamente una fracción de la sección transversal, este decremento debe tenerse en cuenta por un coeficiente α menor que la unidad. Así nacieron varias fórmulas, siendo la de Bishop (1), la que a nuestro juicio mejor representa y valora el estado de la tensión efectiva σ' , condicionada a los cambios de humedad natural w (%):

$$\sigma' = (\sigma - u_a) + \alpha(u_a - u_w) \quad (1)$$

Siendo:

σ y σ' : presiones totales y efectivas.

u_a : presión del aire o gas que existe en los poros.

u_w : presión del agua en el interior de los meniscos.

Se deduce que el coeficiente α no es una constante, sino que varía, en función del grado de saturación del suelo.

Se reconoce que el comportamiento de la tensión capilar, es cualitativamente distinto del que produce una presión exterior, por lo que en la fórmula de Bishop se están adicionando magnitudes heterogéneas ([2] J. Salas "Hacia una Mecánica del Suelo Semi-saturado"-Conferencia ETSICCy P Madrid, 1986).

La principal diferencia estriba, en que mientras con una fuerza externa (fig. 4a), se inducen grandes momentos y esfuerzos de deslizamiento en los contactos entre partículas; con la tensión capilar (fig. 4b) –también denominada cohesión capilar, se actúa en esos mismos contactos como una atracción de los granos entre sí, algo así como una membrana que envuelve la masa del suelo.

El fenómeno de hinchamiento, o retracción, se desarrolla en general dentro del rango de humedad de suelos en condiciones semisaturadas.

Cuando el suelo se satura, la ley de presiones efectivas σ' cambia, y se sigue la conocida fórmula de Terzaghi:

$$\sigma' = (\sigma - u)$$

Siendo:

σ : presión total.

u : presión intersticial, que supone que actúa sobre toda la superficie, pero debería de afectarse por un coeficiente < 1 ([3] Ensayos Triaxiales- UNE 103.402-98 y [4] Succión Controlada ASTM D451111).

4 Ensayos de laboratorio e in situ

4.1. Túnel de la Hechiceras (Huesca)

Para investigar las características se efectuaron 6 calicatas excavadas con retroexcavadora desde cota de avance. En estas calicatas se tomaron muestras inalteradas para el laboratorio, y se tallaron probetas en el fondo de las mismas, para efectuar ensayos in situ del hinchamiento libre E_h %, con ciclos de humectación.

Con el objeto de analizar las características del terreno en los tramos del túnel de Las Hechiceras, con afloramientos de

marga color marrón rojizo a gris verdoso, se efectuaron ensayos de laboratorio.

4.1.1. Ensayos de laboratorio

Los principales parámetros geotécnicos de las muestras de arcilla, tomadas en las seis catas, figuran en tabla 1.

En los ensayos mecánicos de hinchamiento, las muestras analizadas partieron de una humedad natural inicial $w_i = 8,8-15$ %, y un grado de saturación asociado, $S_{ri} = 62-100$ % (y 105 % referido al volumen de vacíos inicial).

Al finalizar los ensayos con muestras de inundación en agua, la humedad alcanzó valores de $w_f = 9,6-16,0$ % y un grado de saturación $S_{rf} = 67-100$ % (y 112 % referido al volumen de vacíos inicial).

En suelos arcillosos de carácter expansivo, la humedad de equilibrio w_e es aproximadamente igual al Limite Plástico w_p más dos puntos (2 %), o sino $w_e \approx w_p$, y que, en nuestros casos, varió entre $w_p = 18-24$ %.

4.1.2. Ensayos in situ hinchamiento Libre

En las probetas talladas sobre el propio fondo de las siete calicatas se tomaron muestras de suelo para determinar la humedad natural inicial y la final, al tender a estabilizarse el propio hinchamiento máximo Δ_h , de la cara superior.

Tipo de ensayo	Resultados	Observaciones	
Humedad natural w %	8 - 16 %		
Densidad aparente γ [KN/m ³]	22 - 23		
Densidad seca γ_d [KN/m ³]	N1 a N5		
Peso específico γ_s [KN/m ³]	N1 a N5		
Límites de Atterberg	Límites Líquido w_L %	30 - 40 %	
	Índice de plasticidad I_p %	10-18 %	
Carbonato de Calcio CO_3Ca , %	18-35 %	Marga arcillosa	
Hinchamiento	Compresión simple q_u [KPa]	> 500	Consistencia "dura"
	Libre E_h %	2,0-3,5	In situ dio $E_h = 6-18$ % alta/muy alta
	Presión P_h [KPa]	200-500	Ensayos a humedad natural w %, expansividad alta/muy alta
	Presión P_h [KPa]	460-680	Ensayos a humedad secado al aire, $w 1 \% < w$ % En un caso $P_h = 820$ [KPa] expansividad alta/muy alta

Tabla 1. Ensayos de muestras en calicatas, túnel de las Hechiceras (Huesca)

Las mediciones se efectuaron mediante registros de nivelación topográfica, con una precisión de ± 1 mm, totalmente admisible en el rango de medidas tomadas.

Los resultados obtenidos de hinchamiento libre in situ de la superficie o cabeza de probetas fueron $E_h = 6-18$ % y en dos casos 40-45 %, la expansividad se clasificaría como alta/muy alta.

Hubo presencia de aguas subterráneas desde el inicio de la Boca I (lado Zaragoza), con un p. k. 517+520 hasta el P.K 518+600 aproximadamente.

4.1.3. Ensayos in situ hinchamiento Libre

En las probetas talladas sobre el propio fondo de las siete calicatas se tomaron muestras de suelo para determinar la humedad natural inicial y la final, al tender a estabilizarse el propio hinchamiento máximo Δ_h de la cara superior.

Las mediciones se efectuaron mediante registros de nivelación topográfica, con una precisión de ± 1 mm, totalmente admisible en el rango de medidas tomadas.

Los resultados obtenidos de hinchamiento libre in situ de la superficie o cabeza de probetas fueron $E_h = 6-18$ % y en dos casos 40-45 %, la expansividad se clasificaría como alta/muy alta.

Nota: Hubo presencia de aguas subterráneas desde el inicio de la Boca I (lado

Zaragoza), con un p. k. 517+520 hasta el P.K 518+600 aproximadamente. Entre las catas situadas entre el p. k. 518 +0,00 al 518+600, se han detectado afloramientos de aguas subterráneas, entre las capas estratificadas subhorizontales de roca caliza color grisáceo y la marga. Los suelos expansivos son siempre sensibles al agua y a sus gradientes de humedad.

4.2. Túnel de Horcajada-Naharros (Cuenca)

Para investigar las características del material a cota de avance, se efectuaron 7 calicatas excavadas con retroexcavadora desde cota de avance, y 20 sondeos mecánicos entre 7,0-9,0 m de profundidad sobrepasando la cota inferior de prebovéda, distribuidos en los 2 Km. con la presencia de material arcilloso con yeso, color verdoso blanquecino.

En estas calicatas se tomaron muestras inalteradas para el laboratorio, y se tallaron probetas en el fondo de las mismas, para efectuar ensayos in situ del hinchamiento libre con ciclos de humectación.

4.2.1. Ensayos de laboratorio:

Los principales parámetros geotécnicos de las muestras de arcilla tomadas en las siete catas, figuran en la tabla 2.

4.2.2. Ensayos in situ de hinchamiento Libre:

En las probetas talladas sobre el propio fondo de las siete calicatas se tomaron muestras de suelo para determinar la

humedad natural inicial y la final, al tender a estabilizarse el propio hinchamiento máximo Δ_h de la cara superior.

Las mediciones se efectuaron mediante registros de nivelación topográfica, con una precisión de ± 1 mm, totalmente admisible en el rango de medidas tomadas.

A modo de resumen, los resultados obtenidos de hinchamiento libre de la superficie o cabeza de probetas fueron $E_h = 1-4$ %, predominando valores de entorno al 1 %, el potencial expansivo se clasificaría como bajo a medio.

4.3. Falso túnel de Antequera

En la investigación geotécnica complementaria previo y durante la excavación del falso túnel, se realizaron una serie de ensayos en las calicatas de las bocas de túnel extremas "1" y "2", del tipo de hinchamiento libre in situ E_h %, sobre probetas de suelo talladas al fondo de las calicatas; como así de laboratorio en muestras inalteradas obtenidas para determinar: identificación, clasificación, humedad natural, densidad seca, hinchamiento libre y presión de hinchamiento.

Se ha intentado reflejar en los ensayos in situ y de laboratorio, la peor condición y circunstancia medioambiental de las muestras arcillosas, que es con desecación al aire, para medir los parámetros de hinchamiento libre E_h %, y de presión de hinchamiento P_h %.

Tipo de ensayo		Resultados	Observaciones
Humedad natural w %		11-20 %	
Densidad aparente γ [KN/m^3]		20 - 22	
Densidad seca γ_d [KN/m^3]		18 - 21	
Peso específico γ_e [KN/m^3]		27	
Límites de Atterberg	Límites Líquido w_L %	29 - 47 %	
	Índice de plasticidad I_p %	7 - 20 %	
Carbonato de Calcio CO_3Ca , %		18-35%	Marga arcillosa
Compresión simple q_u [KPa]		> 500	Consistencia "dura"
Libre E_h %		1,0	Expansividad baja
Hinchamiento	Presión P_h [KPa]	0-30	In situ $E_h = 1-4$ %, con humedad secado al aire (predominio $E_h = 1$ %) Ensayos a humedad natural w % expansividad baja

Tabla 2. Ensayos de muestras de calicatas, Túnel de Horcajada-Naharros (Cuenca)

Tipo de ensayo		Resultados	Observaciones
Humedad natural w %		8,0-14 %.	
Densidad aparente γ [KN/m^3]		22,5 -23	
Densidad seca γ_d [KN/m^3]		20 -21	
Límites de Atterberg	Límites Líquido w_L %	43-45%	
	Índice de plasticidad I_p %	20-25%	
Carbonato de Calcio CO_3Ca , %		50-60%	Marga
Compresión simple q_u [KPa]		> 500	Consistencia "dura"
Hinchamiento	Libre E_h %	2,15-6,31	In situ $E_h = 7,5 -12$ %, con w % secado al aire Expansividad alta-muy alta
	Presión P_h [KPa]	150-350	Ensayos a humedad natural w % Expansividad alta-muy alta
	Presión P_h [KPa]	590	Ensayos a humedad secado al aire w 1% < w % Expansividad muy alta

Tabla 3. Ensayos de calicatas, Falso túnel Antequera (Málaga)

4.3.1. Ensayos de laboratorio

Los principales parámetros geotécnicos de las muestras de arcilla tomadas en las tantas calicatas de investigación y control de ejecución de módulos de falso túnel, figura en tabla 3.

Nota: El proceso de gradiente de humedad, a que se somete la muestra de suelo en la pastilla edométrica, se refleja en los respectivos valores de parámetros: Presión de hinchamiento " P_h ", e Hinchamiento Libre " E_h ", y en un cambio tensional y deformacional, y también en los parámetros de estado de: porosidad " n %" y grado de saturación " S_r %".

4.3.2. Ensayos in situ hinchamiento libre

Antes del inicio de la excavación, sobre el fondo de las calicatas realizadas en boca nº1 (Pk 304 + 493-módulo 6), y en la boca nº2 (Pk 304 + 920-módulo 35), aproximadamente a cota y sobre un terreno de idem naturaleza de las contrabóveda, se efectuaron sobre dos (2) probetas talladas al fondo de cada cata, ensayos de hinchamiento libre por mediciones de topografía de precisión, una vez desecadas al aire e inundadas las muestras talladas. Los ensayos se efectuaron tomando lecturas topográficas diarias (fig. 5a), hasta comprobar que las probetas saturadas estaban estabilizadas en su deformación por hinchamiento libre. En la tabla 3, figuran los resultados in situ de $E_h =$

7,5 -12 % in situ, en contraste con laboratorio $E_h = 2,15-6,31$ %, clasificándose en ambos casos la expansividad se clasifica como "alta a muy alta". En las fig. 5b y 5c, se aprecia el proceso de desecación al aire y posterior saturación.

Se ha podido apreciar, como los valores bajos de la humedad natural inicial, del ensayo de laboratorio o in situ con desecación previa, tiene un mayor gradiente de humedad, e inciden a mayor los resultados de los parámetros de hinchamiento libre, y de presión de hinchamiento.

Los ensayos de laboratorio de $E_h = 7,5 -12$ %, han tenido una buena correlación con los ensayos in situ $E_h = 10-15$ %, medido con sistema de mediciones topográficas de nivelación de precisión, con mira tipo imbar especial.

Se consideran representativos para el caso de contrabóveda construida, los ensayos de hinchamiento libre y de presión de hinchamiento, saturando la muestra bajo condición inicial de humedad natural, y que para nuestros casos resultaron valores que se resumen en la tabla 4.

Por lo descrito, los niveles de marga color grisáceo o color marrón en ocasiones, es un material de fondo de contrabóveda, muy sensible a las variaciones de humedad por sus propiedades expansivas con efectos deformacionales de retracción por desecación, o bien de hinchamiento por expansividad, cuando se producen gradientes de humedad, partiendo de una humedad natural w % << w_p % (límite plástico), dado el carácter metaestable de la arcilla margosa.

Tipo de ensayo y propiedad geomecánica	Parametro Propuesto	Observaciones
Hinchamiento libre, E_h %	~10 %	Hinchamiento "muy alto"
Presión de hinchamiento con P_h [KPa]	300KPa	Expansividad "muy alta"

Tabla 4. Resumen de parámetros propuestos, para verificación Falso túnel Antequera (Málaga)



Fig. 5a. Calicata C-1 (p. k. 304+493)

Fig. 5b. Cata C-1 en módulo 6, probetas saturadas control topográfico

Fig. 5c. Calicata C-2, mod. 35 (p. k. 304+920), probetas secas

5 Comportamiento geomecánico de la arcilla potencialmente expansiva

Basados en las características mecánicas de la marga arcillosa, analizada en los tramos de túnel con afloramientos de agua o con grados de saturación variados, y también en estado seco, se pudieron deducir las siguientes conclusiones y comentarios.

Para movilizar la expansividad tanto de hinchamiento o retracción, es necesario que exista un cambio en las condiciones de humedad, liberando las fuerzas de succión entre partículas de suelo por tensión capilar con el incremento de humedad w %, que engrosa el espesor de la capa de adsorción entre partículas.

Geotécnicamente, se denomina humedad de equilibrio w_e , en el fenómeno de hinchamiento por expansividad, al contenido de humedad a partir del cual el hinchamiento se estabiliza, y deja de ser susceptible a los cambios por incremento de w %.

La figura 6 resume en forma gráfica ([5] L. Tissera "2° Simposio Hispano-Luso" CEDEX-Madrid, 2003) el comportamiento geomecánico del hinchamiento de las margas, tanto de Presión de hinchamiento P_h como de deformación libre en la cara superior de las probetas inundadas Δ_h , siguiendo el camino evolutivo que marcan los cambios de humedad w % durante la fase de ensayo.



Experimentalmente, se ha comprobado que la humedad de equilibrio de hinchamiento corresponde aproximadamente al valor de $w_e \cong w_p + 2$ %.

En los ensayos mecánicos de laboratorio, se ha podido comprobar el notable incremento de presión de hinchamiento $\Delta P_h'$, partiendo desde un valor de humedad natural (punto O_w), que determina la rama de presión de hinchamiento $P_h = O_w A_2 B_2 C_2$ y la deformación libre asociada $\Delta H = O_w A_1 B_1 C_1$ características. La rama teórica del hinchamiento de una muestra desecada previamente partiendo de un punto O de humedad seca $w = 0$ %, determinará una rama evolutiva de presión de hinchamiento $P_h = O A_2' B_2' C_2'$ y la rama asociada en deformación $\Delta H = O A_1' B_1' C_1'$ también con mayor magnitud en valores relativos $\Delta H'$.

Por lo expuesto con anterioridad, se deduce que la condición ideal en contenido de humedad es la humedad de equilibrio $w_e \cong w_p$, puesto que desde dicho valor en adelante la arcilla no es susceptible a los cambios de tipo físico estructurales de hinchamiento, ya sea de presión P_h y/o deformación libre ΔH .

Desde el punto de vista práctico, cualquier valor de humedad natural w % comprendida en el intervalo entre $O - w_e$, la cantidad de agua puede considerarse como estable, mientras se mantenga constante y no se produzca ningún cambio en más o menos humedad. Así pues, este comportamiento

estable tiene un carácter relativo y se podría considerar como con un contenido de humedad en condición de equilibrio inestable. En este sentido, la humedad seca $w = 0 \%$, entraña un riesgo latente de mayor magnitud de interacción por efecto de hinchamiento, como lo demuestra la ley de variaciones de Presión $P_h = OA'_2$, de mayor valor relativo ΔP_h respecto $\dot{P}_h = OA_2$.

La caída de presión de hinchamiento " P_h " y de hinchamiento libre " Δ_h ", para incrementos teóricos de humedad natural $w \%$ superiores a la del límite líquido $w_L \%$, lleva consigo una representación teórica de caída brusca hasta anularse el potencial de expansividad, reflejado tanto del parámetro de presión " P_h " y/o hinchamiento libre " Δ_h ", medido este último en términos de deformación.

5.1. Túnel de las Hechiceras (Huesca)

En lo que respecta a las deformaciones de convergencia horizontal $H1$, que se produce al excavar el túnel se comprobó el diferenciado hasta cota de avance según diversas zonas de marga (fig. 7).

Las mayores convergencias horizontales $H1 = 35 - 60 \text{ mm}$, se localizan entre el p. k. 518+000 al 518+168. En esta zona la marga tiene afloramientos de agua. La deformación $H1$ se estabilizó en 30-40 días.

5.2. Túnel Horcajada-Naharros (Cuenca)

Se requiere una importante desecación para incrementar la presión de hinchamiento, y que resultaron ser inferiores a $P_h < 40 \text{ KPa}$ ($0,40 \text{ kg/cm}^2$) y el hinchamiento libre $E_h < 3 \%$. El potencial expansivo de la arcilla puede considerarse bajo o nulo.

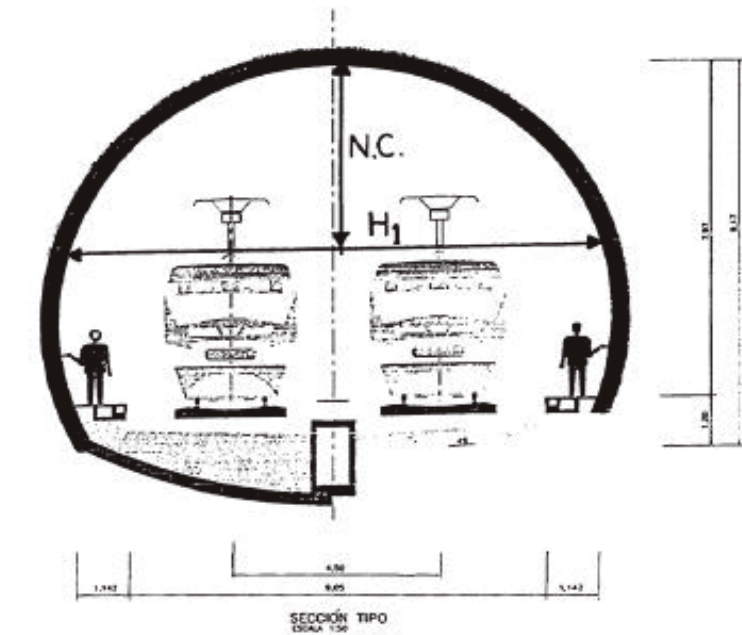
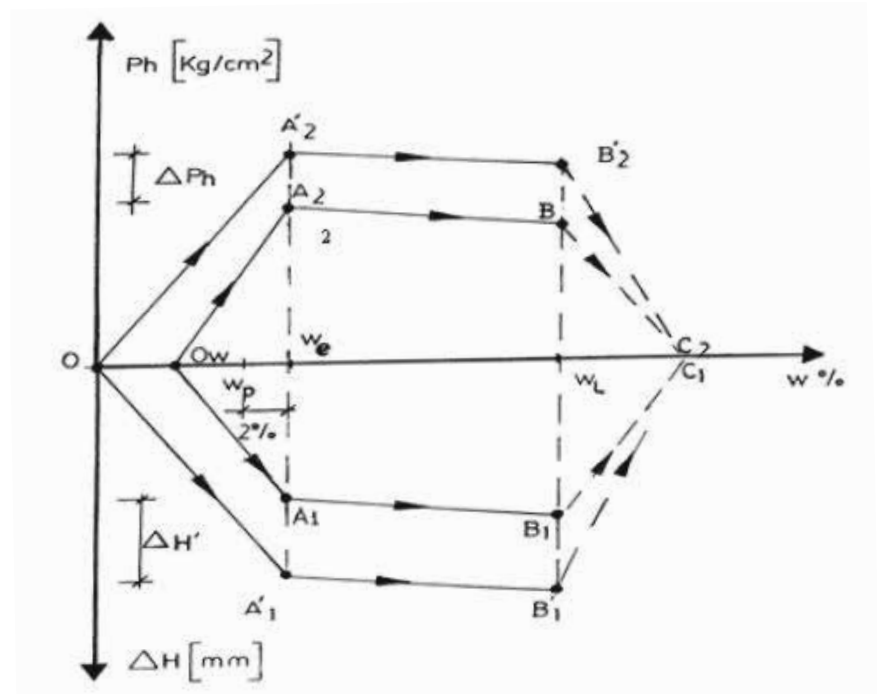
La solución para evitar la desecación por efecto medioambiental, es la construcción inmediata del sostenimiento en el frente de la excavación del túnel.

5.3. Falso túnel de Antequera

Los ensayos in situ de expansividad por hinchamiento libre in situ $E_h \% > 10 \%$, y la presión de hinchamiento $P_h = 3,0 \text{ kg/cm}^2$ (300 KPa), son valores representativos para la presión de interacción suelo-estructura, de verificación del diseño estructural desde el punto de vista geotécnico, y la base para el control durante la fase de la obra (figuras 8 y 9), para determinar a modo de contraste los parámetros de estado y los ensayos físicos.

Fig. 6. Comportamiento geomecánico esquemático de las margas expansivas, en el túnel de las Hechiceras, y en el falso túnel de Antequera

Fig. 7. Sección del túnel con medidas de convergencia.





6 Análisis práctico para el diseño

La construcción de un túnel sobre suelos metaestables, genera un cambio de humedad debido a la desecación natural medioambiental.

Finalizada la estructura de revestimiento de fondo, se producirá inexorablemente una migración de humedad al sustrato de apoyo, movilizándose así la fuerza expansiva por efecto de hinchamiento. Por ello la solera de fondo deberá diseñarse geoméricamente y estructuralmente, para resistir los esfuerzos de interacción suelo-estructura de su presión, para situaciones adversas de humedad-sequedad, según el parámetro de presión de hinchamiento " P_h " e hinchamiento Libre " E_h ", que sea más representativo.

El conocimiento geomecánico de la arcilla expansiva para túneles excavados en mina, permite prever y diseñar un sistema de sujeción, mediante una malla de bulones adecuada de sostenimiento, como así del revestimiento de bóveda, en el entorno de hastiales y contrabóveda.

Como complemento a los elementos de sujeción y no menos importante que otros detalles del diseño estructural del túnel, fue la adopción de drenajes superficiales y profundos según los casos, para dominar y controlar la escorrentía de entrada y salida de aguas por bocas del túnel, y la consecuente infiltración.

La importancia del cambio de sus propiedades de estado en los materiales potencialmente expansivos, se relaciona y son la base de las verificaciones oportunas del diseño de la estructura revestimiento, para establecer los modelos de cálculo, con una presión de hinchamiento y la deformación estimada en situación de hinchamiento libre, sobre la sección de revestimiento en túneles excavados en mina, y de la contrabóveda para el caso del falso túnel, con el contra empuje de tierras en su recubrimiento superficial.

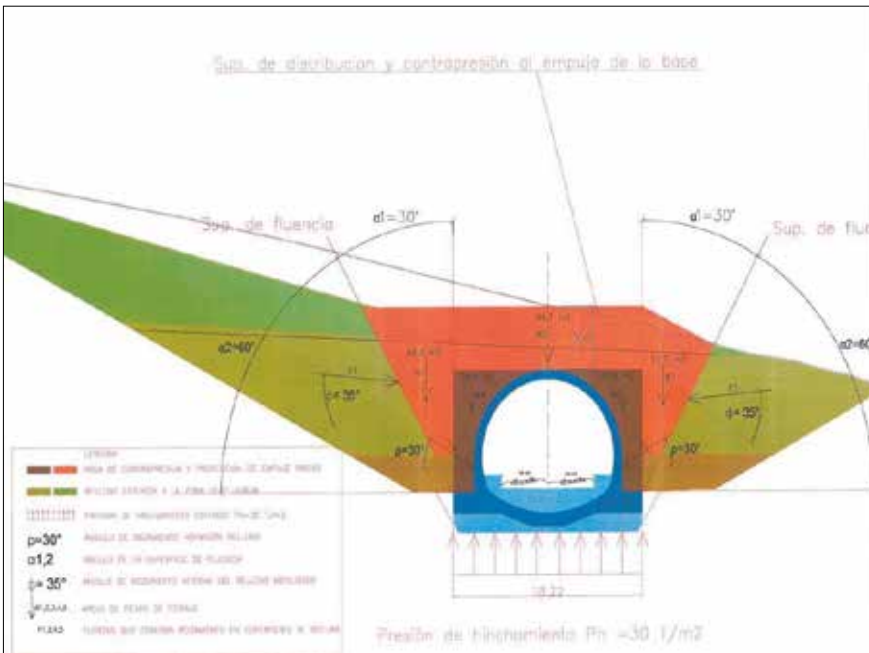


Fig. 8. Sección falso túnel, y contrabóveda en boca 1, pico de flauta

Fig. 9. Esquema de fuerzas y empujes entorno al falso túnel, con relleno previsto

Para el caso de falso túnel en particular, los avances cortos de excavación e impermeabilización inmediata del fondo, son las medidas más eficaces para dominar, los cambios medioambientales y sin estructura terminada. En dichas condiciones, el comportamiento del hinchamiento libre in situ E_h %, es lo más representativo y puede afectar alterando el terreno y al conjunto terreno-estructura en fase de construcción.

Las zonas de acceso a las bocas de túnel, y de transición de explanada desmonte-boca de túnel, son las zonas más vulnerables, que requieren tratamiento de terreno y medidas de drenaje superficial y/o profundo.

Los modelos de cálculos tienen que ser sensibles a los parámetros geotécnicos, y sus circunstancias de obra, siendo por tanto la fase inicial de obra la más vulnerable, en el proceso de verificación de interacción suelo-estructura. Por ello, debemos de verificar la estabilidad con el parámetro geotécnico más representativo, y saber de antemano como solucionar cualquier tipo de situación adversa, que ponga en riesgo la construcción racional del conjunto revestimiento-terreno.

Los trabajos de auscultación durante la fase de obra, y durante la vida útil, son la herramienta más sencilla y eficaz del control deformacional, de la estructura-terreno, aplicando por ej. topografía de precisión-convergencias, células de presión, líneas de deformación continua, placas de deformación, piezómetros caso de afluencia de agua, etc.

7

Conclusiones

Para los casos de obra estudiados, se ha podido comprobar la utilidad práctica de los ensayos de hinchamiento libre in situ E_h %, con topografía de precisión.

Los ensayos de hinchamiento libre in situ son ensayos a escala natural representativos que han reflejado en comportamiento inicial del subsuelo arcilloso potencialmente expansivo, con deformaciones iguales o superiores al 10 % en dos de los casos de túnel analizados.

El hinchamiento libre del subsuelo soporte de las contrabóveda de túnel, en fase inicial de excavación, tiene una buena correspondencia y de complemento, con los ensayos físicos de laboratorio: hinchamiento libre y presión de hinchamiento.

En síntesis, los ensayos in situ de hinchamiento libre in situ, son prácticos y operativos para túneles excavados en mina o en falso túnel; y aportan junto a los ensayos laboratorio de presión de hinchamiento " P_h ", los datos para dominar el terreno en la fase de proyecto y de obra. ☺

AGRADECIMIENTOS

Al equipo de compañeros del túnel de las Hechiceras (Huesca), túnel Horcajada-Naharros (Cuenca), y túnel de Antequera, de la UTE Acciona-Construcciones Cámara, del Tramo de AVE Antequera-Peña de los Enamorados (Málaga), que apoyaron y estimularon al autor del presente trabajo.

REFERENCIAS

- [1] J. Salas "Geotecnia y Cimiento" Tomo I.
- [2] J. Salas "Hacia una Mecánica del Suelo Semisaturado" - Conferencia ETSICCy P Madrid (Mayo, 1986).
- [3] Ensayos Triaxiales - UNE 103.402-98
- [4] Succión Controlada ASTM D4511-11
- [5] L. Tissera "2º Simposio Hispano-Luso" CEDEX-Madrid, 2003
- [6] E. Alonso; A. Gens and A. José, "A constitutive model for partially saturated soils", Geotechnique, 40,405-430 (1990)
- [7] R. Schiava y G. Etse. "Simulación de ensayos empleando el modelo MRS LADE, extendido para suelos parcialmente saturados", Mecánica Computacional Vol XXIII, Bariloche-Argentina (Nov. 2004)

Evaluación de la respuesta de un anillo de dovelas

a la ruptura de una falla activa

ÁNGEL Del Amo

Ingeniero de Caminos, Canales
y Puertos.
Aldea Services (California,
EE UU)



ROBERT J. Goodfellow

MSc. Civil Engineering (Imperial
College).
PE, Aldea Services (Maryland,
EE UU)



RESUMEN

En la actualidad, numerosos proyectos subterráneos en zonas sísmicas se ven afectados por el cruce de fallas activas, en estos escenarios, es fundamental evaluar la respuesta del túnel mediante modelos numéricos tridimensionales. En este artículo, se describen varios tipos de sostenimientos que pueden ser empleados para acomodar los desplazamientos impuestos en un túnel debido a la ruptura de una falla activa. Finalmente, se proporcionan recomendaciones de diseño para mejorar la respuesta de los túneles durante las rupturas de fallas.

PALABRAS CLAVE

Análisis sísmico, Fallas Activas, Modelos numéricos, Anillos de Dovelas, Estimación de Daños

ABSTRACT

Several underground projects in seismic areas are currently dealing with active fault crossings, in such locations the tunnel lining performance is a key element for the project's success. This paper describes various special tunnel lining systems that could be designed to accommodate the imposed displacements on the tunnels due to the risk of a strike slip fault rupture when moderate movements are anticipated. It also emphasizes the lining response in oblique crossings compared to perpendicular crossings. Numerical analyses included advanced three-dimensional numerical models and special structural details. Finally, it provides recommendations to improve the tunnel performance during a fault movement.

KEYWORDS

Seismic analysis, active faults, numerical models, segmental lining, damage assessment

1 Introducción

La respuesta sísmica de las obras subterráneas es diferente a la de las estructuras situadas en la superficie del terreno. En términos generales, los túneles son conocidos por tener una buena respuesta a los efectos sísmicos en comparación con estructuras superficiales debido a que, entre otras razones, no están sometidas a fuerzas inerciales de la misma manera. Durante rupturas del terreno extremas, como puede ser el movimiento de una falla activa, los túneles pueden experimentar daños que pueden ir desde moderados a severos debido a los desplazamientos impuestos.

Este artículo presenta una serie de parámetros importantes que deben ser considerados a la hora de evaluar la respuesta de un anillo de dovelas durante la ruptura de una falla.

Finalmente, se proporcionan recomendaciones para mejorar el comportamiento estructural del túnel durante eventos sísmicos extremos.

2 Algunas experiencias previas y casos históricos

Si bien existen numerosos estudios sobre túneles sometidos a desplazamientos impuestos por fallas, la mayoría han estado

siempre enfocados a la respuesta de tuberías enterradas. La respuesta de un anillo de dovelas a los movimientos impuestos por la rotura del terreno difiere sustancialmente del comportamiento de una tubería enterrada debido a la existencia de juntas radiales y circunferenciales.

Hasta la fecha, existe información bastante limitada tanto de casos reales como de literatura técnica del empleo de túneles revestidos con dovelas sometidos a la ruptura de una falla activa. A modo de referencia, la tabla 1 recoge proyectos recientes (algunos de ellos aún en fase de estudio) de túneles de dovelas de hormigón (o acero) afectados en algún punto de su trazado por fallas activas.

Cabe destacar que, si bien otros autores han investigado el efecto de rupturas de fallas en anillos de dovelas, en todos los casos se asumió siempre una rotura perpendicular al eje del túnel. Como se verá más adelante, el ángulo formado entre el plano de falla y el eje del túnel juega un papel fundamental ya que no solo determina el número total de anillos que serán afectados, sino que además induce movimientos longitudinales (elongación o compresión) a lo largo del eje del túnel.

3 Tipos de sostenimiento

Si bien existen numerosos tipos de sostenimiento, este artículo se refiere en exclusiva a la respuesta de anillos de dovelas de hormigón frente a la rotura del terreno. En la actualidad, este

Proyecto	Tipo de terreno	Falla (s)	Movimiento impuesto (cm)	Diámetro interior (m)	Espesor del anillo (m)	Detalles Singulares
Westside Purple Line Extension 2 & 3 (Los Angeles, EE UU)	Suelo	Santa Monica	13 cm – 17 cm	5.75 m	30-33 cm	Hormigón armado. Armadura circunferencial continua
The South Bay Tunnel Outfall Project (San Diego, EE UU)	Suelo	Coronado y Rose Canyon	8 cm	3.4 m	23 cm	Hormigón armado. Armadura circunferencial y longitudinal continua
State Route 75/282 Transportation Corridor (San Diego, EE UU)	Suelo	Coronado	35-56 cm	10.4 m	45 cm	Hormigón armado. Tratamientos del terreno para evitar la entrada de suelo y agua a través de las juntas
JWPCP Effluent Outfall Tunnel (Carson, EE UU)	Roca	Palos Verdes (PVF) y Los Cabrillos (CF)	10-50 cm	5.75 m	30 cm	PVF: Anillo post-tesado CF: Solución sándwich (hormigón-material compresible-acero)
SR 710 North Study (Los Angeles, EE UU)	Roca	Raymond, Eagle Rock y San Rafael	10-100 cm	6.7-17 m	50 cm	Revestimiento de anillos de acero
Metro de Tesalónica (Grecia)	Suelo	Pylaia	15-25 cm	5.7 m	30 cm	Dovelas y anillos unidos mediante conectores sísmicos (amortiguadores y disipadores)

Tabla 1. Experiencias Previas

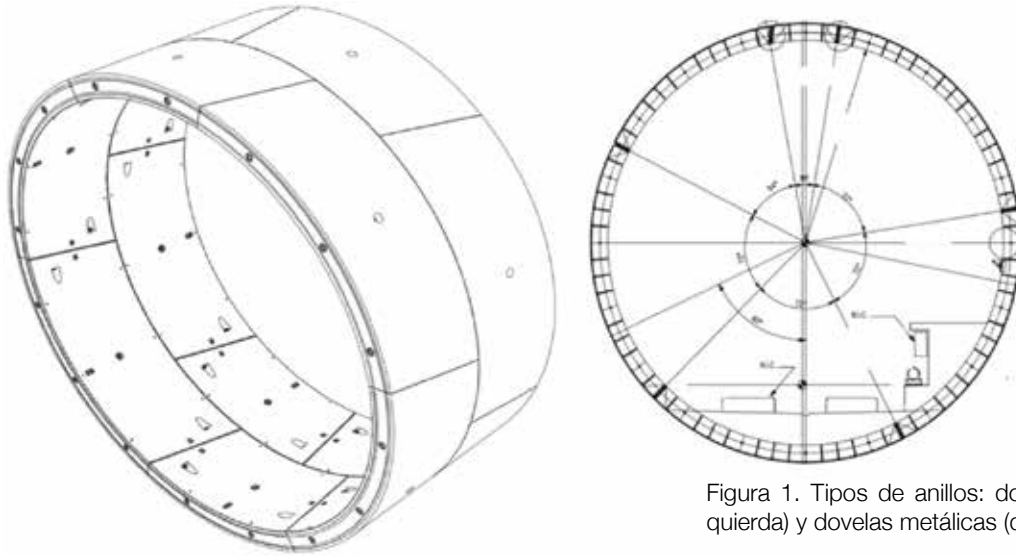


Figura 1. Tipos de anillos: dovelas de hormigón armado (izquierda) y dovelas metálicas (derecha)

tipo de sostenimiento se emplea con profusión tanto en suelos como en rocas, siendo instalados en la cola del escudo de las máquinas tuneladoras.

Con el fin de proveer a nuestro estudio de una mayor representatividad, los análisis numéricos consideran un túnel con un diámetro interior de 5,75 m, 30 cm de espesor y una longitud de anillo de 1,50 m. Estas dimensiones corresponden a valores típicos empleados a menudo en líneas de metro y túneles hidráulicos (figura 1).

Dependiendo de la magnitud del movimiento de la falla, otras soluciones estructurales más dúctiles como anillos de acero pueden ser también empleados debido a las siguientes ventajas:

- Habilidad de resistir grandes deformaciones previas a la rotura (ductilidad).
- Capacidad de responder de una manera eminentemente elástica (con mínimas deformaciones inelásticas).
- Reparaciones estructurales mínimas después del evento sísmico.
- Flexión de los bordes de las dovelas (alas) reduciendo la apertura de las juntas.

En el caso de roturas de fallas máximas del orden de 10-15 cm, tanto el empleo de dovelas de hormigón armado como de dovelas metálicas son, a priori, factibles.

4 Cruces de falla

4.1. Tipos de Fallas

En términos generales, existen cuatro tipos diferentes de fallas: (1) normales, (2) inversas, (3) de cizalla y (4) oblicuas.

Dependiendo del tipo de falla y del ángulo de incidencia formado con el eje del túnel, la respuesta estructural del anillo puede variar sustancialmente. Las fallas normales inducen tracciones en el sentido longitudinal del túnel mientras que las fallas inversas suelen inducir compresiones. Por otro lado, una falla de cizallamiento causará principalmente movimientos del terreno horizontales incrementando las presiones sobre el anillo. El ángulo de incidencia entre el túnel y la falla puede llegar a producir deformaciones longitudinales (de compresión o tracción) (Figura 2).

Si bien en el resto del artículo nos referimos siempre a fallas de cizallamiento, al tratarse de un túnel de sección circular, la mayoría de recomendaciones y conclusiones son también aplicables en el caso de fallas normales o inversas.

4.2. Movimiento Relativo

Un túnel cruzando una falla está sometido a desplazamientos de cortante que pueden variar desde pocos centímetros a varios metros. Dependiendo de las condiciones del terreno y de las características de la falla, los desplazamientos pueden estar concentrados en una zona muy estrecha (plano de falla) o distribuidos a lo largo de una cierta distancia.

En nuestro caso particular, se consideró un desplazamiento lateral de 13 cm (5,1 pulgadas) a lo largo de la falla de cizallamiento.

4.3. Orientación

La orientación entre el plano de rotura de la falla y el túnel (ángulo de incidencia β) juega un papel fundamental en la respuesta del anillo de revestimiento. En el caso de dovelas prefabricadas de hormigón armado, los movimientos de falla que someten al anillo a fenómenos severos de compresión (estallido o lajeo) tienden a ser más dañinos en comparación con los movimientos que inducen una elongación del túnel (apertura de juntas circunferenciales). En ambos casos, la potencial inundación del túnel debe ser considerada si bien existirá mayor riesgo cuando el túnel es elongado por la rotura de la falla.

Diferentes ángulos de incidencia entre el túnel y el plano de falla fueron considerados para evaluar la respuesta del túnel ante tres situaciones diferentes (Figura 2):

- Caso perpendicular ($\beta = 90^\circ$)
- Caso de compresión ($\beta = 35^\circ$)
- Caso de elongación ($\beta = 125^\circ$)

4.4. Condiciones del terreno

En términos generales, una rotura de falla en un terreno rígido (roca) someterá al túnel a un daño severo localizado a lo largo de la intersección con el plano de falla (rotura de cortante). Por otro lado, una rotura en un material menos rígido (suelo) tenderá a inducir un movimiento de serpienteo o "snaking".

Si bien existe cierta creencia de que la respuesta habitual de un túnel es el serpienteo o "snaking", los autores del presente artículo han podido comprobar mediante simulaciones numéricas que la rotura pura de cortante es también posible en condiciones tipo suelo (Figura 3).

5 Estados límites bajo respuesta sísmica

Cuando se analiza un evento sísmico excepcional como la rotura de una falla, es importante definir con precisión los criterios de daño (estados límite) aceptables de la obra subterránea. La

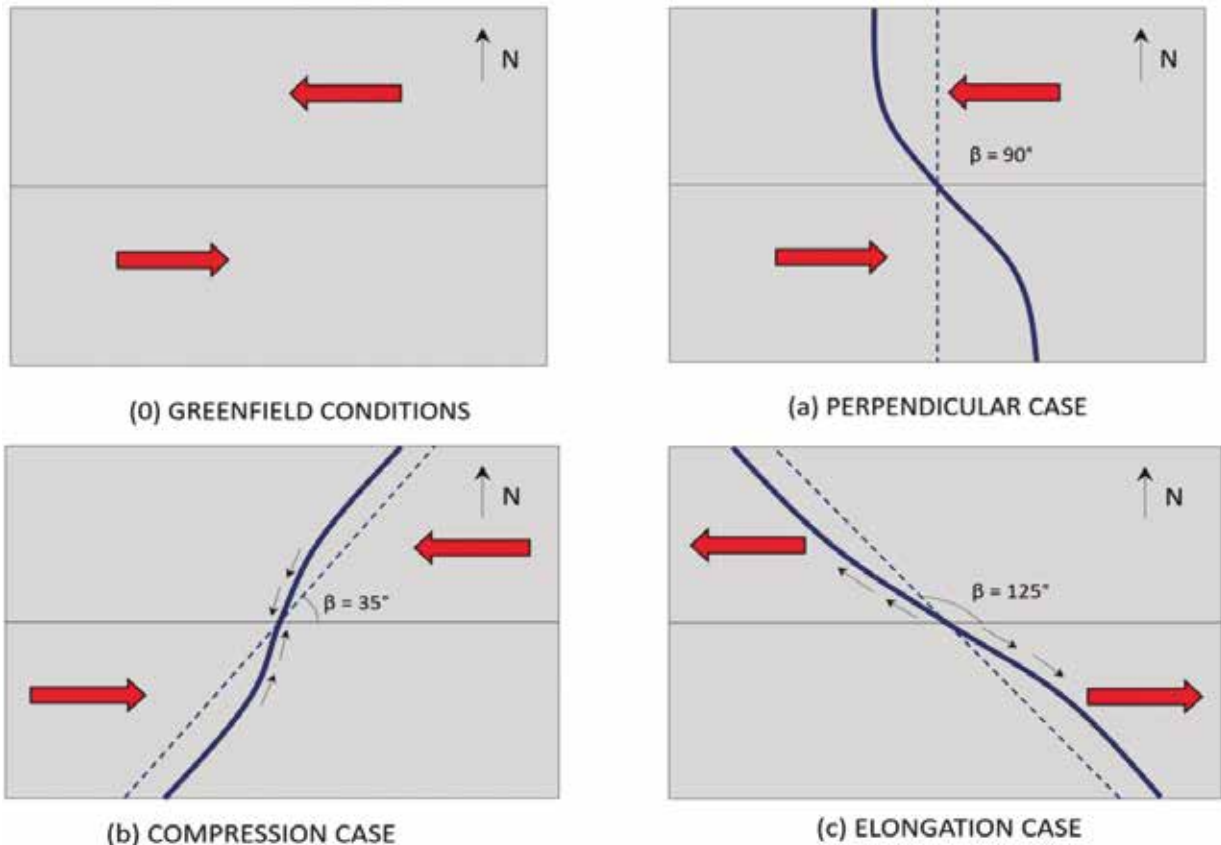


Fig. 2. Efectos de la orientación relativa entre el plano de falla y el eje del túnel

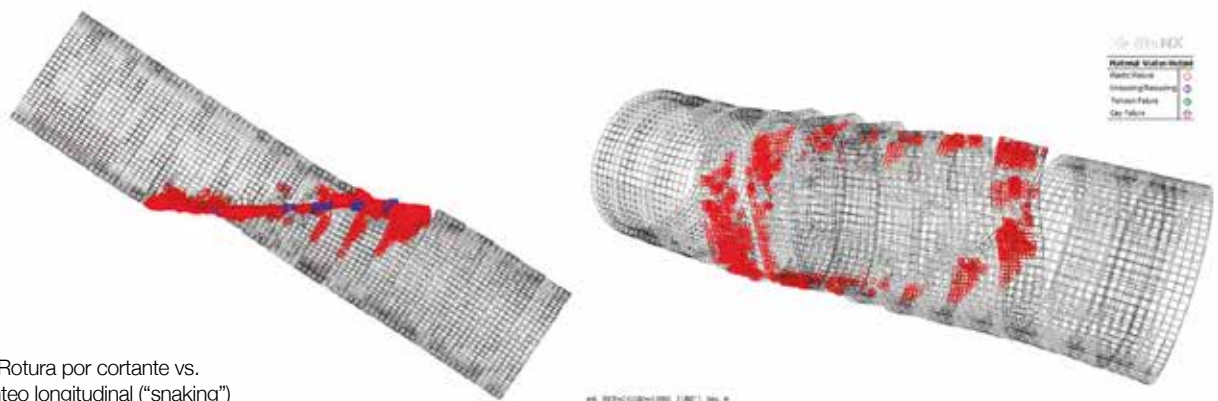


Fig. 3. Rotura por cortante vs. Serpienteo longitudinal ("snaking")

práctica internacional consiste en definir dos tipos de eventos sísmico: "Operating Design Earthquake" (ODE) y "Maximum Design Earthquake" (MDE).

5.1. Operating Design Earthquake (ODE)

Para el ODE, el criterio básico es que la funcionalidad del túnel se mantenga inmediatamente después del evento sísmico. El túnel podrá presentar ciertas cejas entre anillos y dovelas ("stepping") y fisuras de flexión localizadas, pero nada que requiera reparaciones inmediatas.

5.2. Maximum Design Earthquake (MDE)

El MDE representa una probabilidad de rotura de falla baja asociada a un alto periodo de retorno. En este caso, el objetivo de diseño principal debe ser el de evitar el colapso catastrófico del túnel, evitar la inundación del mismo, garantizar la no formación de chimeneas en superficie y, en general, comprobar que el daño en el revestimiento será controlable.

Existen experiencias previas de anillos de dovelas prefabricadas de hormigón armado diseñados para resistir roturas de falla varios centímetros (5 a 25 cm). En cualquier caso, la aparición de fisuras/fracturas en el hormigón, apertura localizada de juntas circunferenciales y radiales, etc. parece inevitable en los anillos directamente afectados por la falla. En estos casos es necesario prever procedimientos de reparación con posibles interrupciones temporales de la operación dentro del túnel.

6 Anillos de dovelas de hormigón armado especiales

El principal objetivo del diseño debe ser conseguir un anillo tan robusto como sea posible para garantizar que los anillos continuarán serán capaces de seguir transmitiendo compresiones circunferenciales y minimizar el daño en el hormigón.

A tal fin, es necesario evaluar ciertos detalles de diseño específicos que permitan mejorar la ductilidad del revestimiento con el fin de garantizar que el anillo "sobrevive" a la rotura de la falla (Figura 4):

- Armadura circunferencial continua del anillo mediante barras de acero o sistemas de post-tesado.
- Elementos de contracción mediante perfiles de acero tubulares embebidos en las dovelas capaces de colapsar bajo fuerzas de compresión longitudinales elevadas.
- "Packers" de polietileno situados en las juntas circunferenciales de gran espesor (~10 mm).
- Mallas electrosoldadas con poco espaciado situadas en el intradós de las dovelas con la capacidad de retener el hormigón dañado en su sitio.

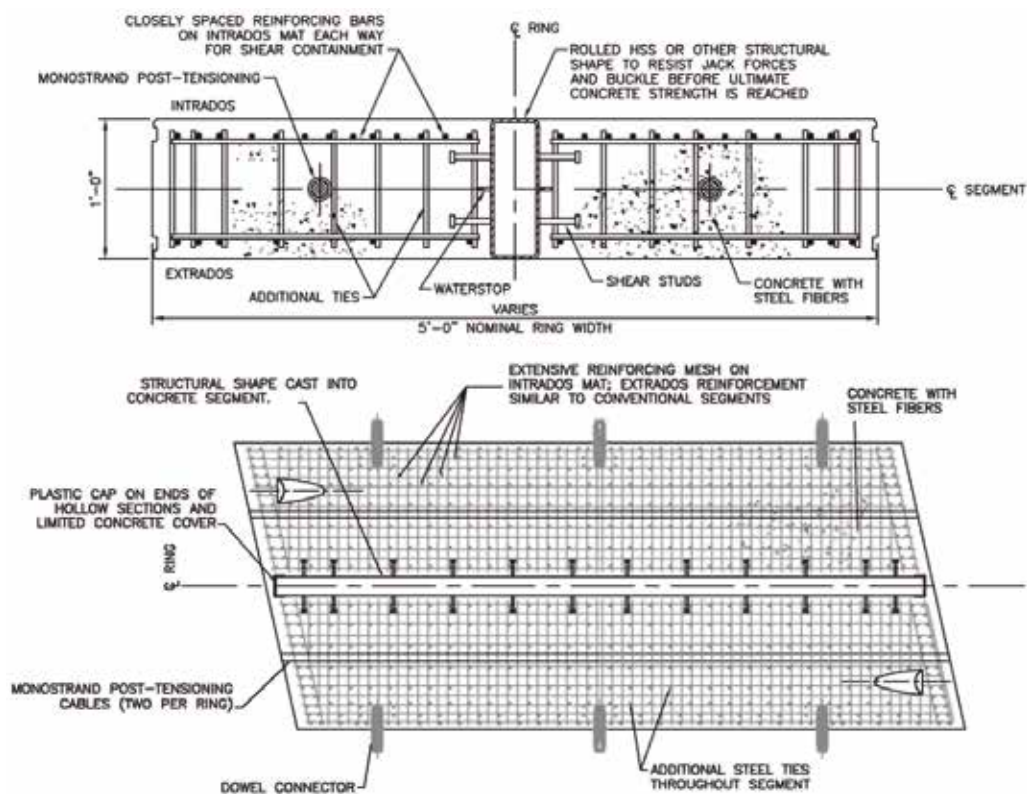


Fig. 4. Anillos de dovelas prefabricadas de hormigón armado especiales (post-tesado, malla electrosoldada en intradós y elementos de contracción mediante perfiles de acero)

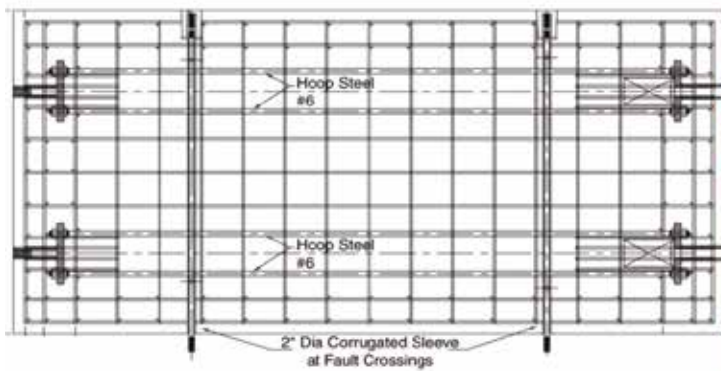


Fig. 5. Armadura continua en anillos de dovelas. San Diego, EE. UU (2000)

- Adición de fibras de acero para mejorar la ductilidad del hormigón en post-rotura.

En el proyecto del túnel hidráulico de San Diego (EE UU) ya se empleó hace un par de décadas un sistema de armadura continua (circunferencial y longitudinal) para el cruce de la falla de Rose Canyon (Figura 5).

7

Modelos numéricos 3D para la rotura de falla

Con el fin de determinar los efectos de la rotura de la falla sobre el sostenimiento, varios modelos 3D fueron desarrollados.

7.1. Metodología de Diseño

El estudio de la rotura de la falla comienza con la selección de las condiciones de contorno del modelo, definición del plano de falla, análisis de la respuesta en campo libre ("Greenfield conditions") y evaluación de la interacción suelo-estructura.

7.2. Condiciones de Contorno

El modelo se dividió en dos bloques distintos, un primer bloque fijo o estacionario con condiciones de contorno estándar y un segundo bloque móvil sobre el cual se aplicaron los desplazamientos impuestos de la falla.

Para el contacto entre bloques se empleó un elemento interfase con el fin de simular un desplazamiento abrupto entre bloques (Figura 7).

7.3. Campo Libre

Campo libre se refiere a la respuesta del modelo en ausencia del túnel y se trata del primer paso necesario para calibrar el modelo previo a la evaluación de la respuesta suelo-estructura.

Varios modelos en campo libre fueron realizados para analizar las condiciones de contorno y con el fin de garantizar que el desplazamiento buscado de 13 cm sucedía exactamente a la profundidad del túnel.

La rigidez del terreno juega un papel fundamental en la respuesta del modelo. En las proximidades al plano de falla las deformaciones de cortante son muy elevadas produciéndose una respuesta no-lineal de la rigidez de terreno. Por este motivo, se decidió emplear un modelo constitutivo avanzado del tipo hardening soil-small strain.

7.4. Modelos de Detalle con Interacción Suelo-Estructura

El propósito de estos modelos era simular los efectos de distintos ángulos de incidencia (β) en la respuesta del anillo de dovelas. En los modelos se incorporaron las juntas circunferenciales entre anillos, así como los elementos de conexión entre anillos con el fin de simular correctamente la respuesta de las juntas debido al movimiento de la falla. A partir de estos modelos se consiguió evaluar:

- Esfuerzos en el anillo (axiales, flectores y cortantes).
- Tensiones y deformaciones en el hormigón y en las armaduras.
- Movimientos relativos y rotaciones relativas entre anillos.
- Efecto de los elementos de contracción reduciendo las tensiones de cortante en el hormigón.

Con respecto a la rigidez del hormigón, se analizaron rigideces correspondientes al 100% y al 35% del valor inicial. Este último valor tiene como función simular la respuesta inelástica del hormigón y la fisuración durante la ruptura de la falla correspondiente al caso pésimo (MDE). De acuerdo con los resultados obtenidos, se espera que los anillos directamente interceptados por la falla (2-12 anillos dependiendo del ángulo de incidencia) estén sometidos a distorsiones y ovalización considerables, siendo la rigidez del 35% de la original la más representativa de esta serie de anillos.

7.5. Resultados

En el caso del túnel perpendicular al plano de falla, la extensión del daño se prevé que esté muy limitado debido a la presencia de las juntas circunferenciales. Lo anterior es debido a que las juntas permiten el deslizamiento relativo entre anillos mini-

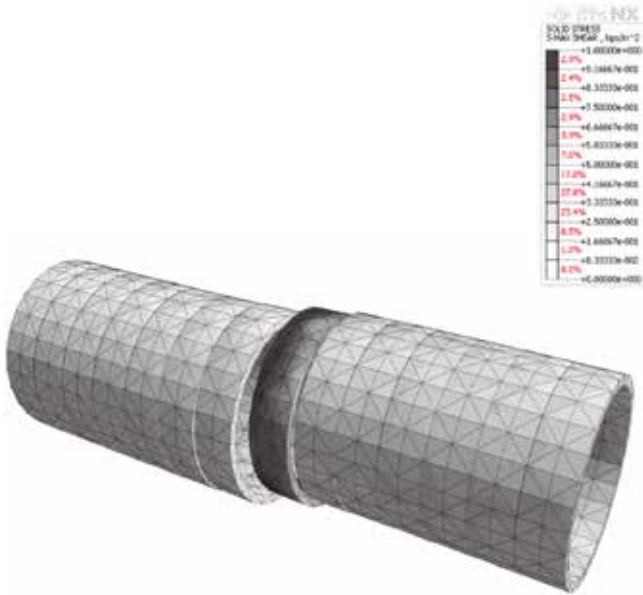
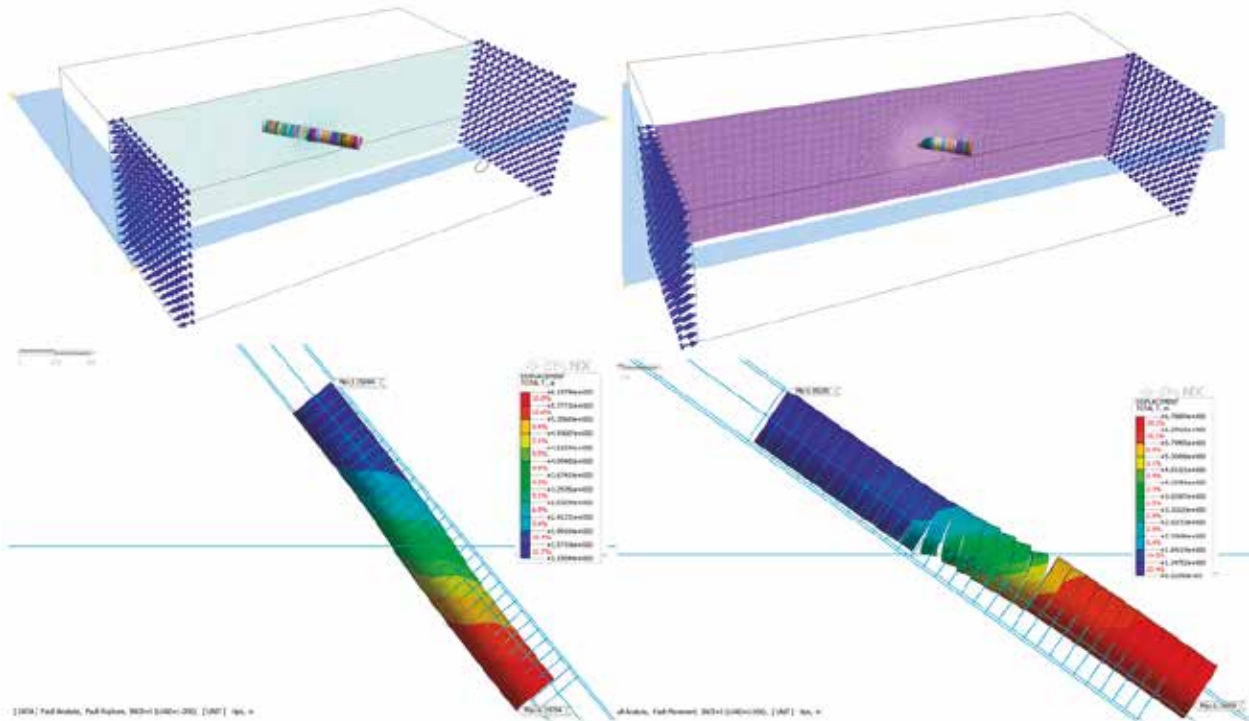


Fig. 6. Caso perpendicular ($\beta = 90$ grados) – Deformada del túnel (apertura entre juntas)

Fig. 7. Izquierda: Caso de compresión ($\beta = 35$ grados) – Derecha: Caso de elongación ($\beta = 125$ grados)



mizándose las tensiones de cortante a zonas muy concretas (Figura 6).

En general, se obtuvieron aperturas de juntas y rotaciones para el caso de $\beta = 125$ grados (Figura 12) mientras que, debido a las elevadas compresiones entre anillos, no se apreció apertura de las juntas en el caso de $\beta = 35$ grados si bien el modelo arrojó pequeñas cejas (“stepping”) entre anillos (Figura 13).

Con el fin de evaluar la extensión y el patrón de daños en los cruces de las fallas, se simuló el hormigón a través de un modelo de comportamiento elasto-plástico gobernado por propiedades equivalentes de Mohr-Coulomb. La figura 8 muestra (en rojo) las plastificaciones o zonas dañadas en el anillo.

Aunque es probable que muestre fisuración generalizada, elevadas distorsiones, “stepping” y, en el caso de elongación ($\beta = 125$ grados), apertura de juntas; se espera que el túnel sea estable en estas condiciones. Otros efectos secundarios asociados estarán relacionados con las entradas de agua y, en menor medida, suelo. En cualquier caso, la ruptura de la falla requerirá de labores de reparación puntuales (sellado de juntas, tratamientos del terreno, etc.).

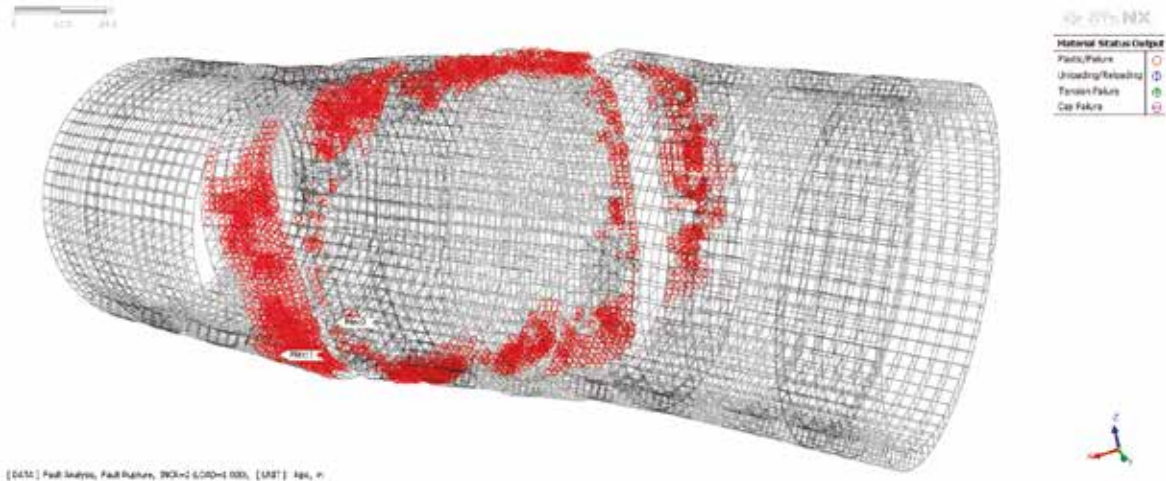


Fig. 8. Plasticidad en las dovelas

8

Conclusiones

En el caso de roturas de fallas máximas del orden de 10-15 cm, tanto el empleo de dovelas de hormigón armado como de dovelas metálicas son, a priori, factibles.

La zona de falla impone una concentración de tensiones y desplazamientos diferenciales en el sostenimiento del túnel. Los modelos indican que el daño podría estar limitado a las zonas directamente en contacto con el plano de falla con daños adicionales en la proximidad de las juntas circunferenciales.

El ángulo de incidencia entre el plano de falla y el túnel (β) juega un papel fundamental en la respuesta de la estructura puesto que, en el caso de que el cruce no sea perpendicular, inducirá compresiones o tensiones severas en el sostenimiento.

A la hora de simular la respuesta suelo-estructura, debe prestarse especial atención al comportamiento non-lineal de la rigidez del terreno.

Finalmente, cabe mencionarse que, a pesar de que la mayor parte de la literatura técnica publicada hasta la fecha se refiere exclusivamente al movimiento de serpiente o “snaking” del túnel como respuesta al movimiento de la falla, la rotura pura de cortante es también probable en el caso de anillos de dovelas de hormigón armado.

REFERENCIAS

Boyce. G, Klein. S, Sun. Y, Feldsher. T and Tsztoo. D (2010), New Irvington Tunnel Design Challenges, North American Tunneling Conference 2010, pp. 325-336.

Del Amo. A, et al. (2018), Evaluation of a Segmental Tunnel Lining Response to a Strike Slip Fault Rupture, North American Tunneling Conference 2018.

Federal Highway Administration (2004), Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures: Part 2 – Retaining Structures, Slopes, Tunnels, Culverts and Roadways, pp. 145-242

Gregor. T, Garrod. B and Young. D (2007), Analyses of underground structures crossing an active fault in Coronado, California. Underground Space – the 4th Dimension of Metropolises, pp. 445-450.

Jacobs Associates/CH2M Hill (2014), SR 710 North Study. Preliminary Design Concepts for Fault Crossings. Technical Memorandum 6.

Metro Rail Design Criteria (2017), Section 5. Structural/Geotechnical. Los Angeles County Metropolitan Transportation Authority (LACTMA).

Navin. S, Kaneshiro. J, Stout. L and Korbin. G (1995), The South Bay Outfall Project San Diego, California, Rapid Excavation Tunneling Conference 1995, Chapter 40.

Van Greunen. J, Sun. Y, Hughes, Geraili. R, Kaneshiro. J, Haug. D and Vanderzee. M (2016), Technical Approach to Lining Design for Internal Pressure and Fault Offsets on the JWPCP Effluent Outfall Tunnel, World Tunneling Congress 2016, San Francisco.

Young. D, Dean. A, Warren. S, Haldin. A and Gregor. T (2008), Preliminary Seismic Design Considerations for a Highway Tunnel in Coronado, California, pp. 405-416

La transformación digital de la infraestructura ferroviaria

Posible aplicación a la auscultación e inspección de túneles



JOSÉ CONRADO
Martínez

Ingeniería Industrial Eléctrica y Mecánica .

Jefe del Área de Desarrollo de Proyectos de I+D+i de Adif

RESUMEN

La gestión de la infraestructura ferroviaria, y principalmente su mantenimiento, son actividades que experimentarán en los próximos años un gran avance al aplicar la transformación digital que desde hace unos años ya ha comenzado en otros sectores. Entre los avances a experimentar se encuentra la orientación paulatina a un mantenimiento de tipo predictivo, basado en la condición del activo. Para ello es fundamental la adquisición de información, su tratamiento y la toma de decisiones final. En el caso de los túneles, se propone que la adquisición de información sea realizada a través de vehículos de inspección especialmente diseñados para este fin. Se trata de vehículos que permitan combinar distintos tipos de información procedentes de diferentes sistemas: El propio túnel, la vía, etc. Toda esta información será tratada mediante plataformas analíticas que hagan uso de nuevas técnicas analíticas.

PALABRAS CLAVE

Transformación digital, mantenimiento predictivo, adquisición de información, tratamiento, vehículo especial.

ABSTRACT

The management of the railway infrastructure, and mainly its maintenance, are activities that will undergo a great advance in the coming years when applying the digital transformation that for a few years has already begun in other sectors. Among the advances to be experienced is the gradual orientation to a maintenance of a predictive type, based on the condition of the asset. For this, the acquisition of information, its treatment and the final decision making is fundamental. In the case of tunnels, it is proposed that the acquisition of information be done through inspection vehicles specially designed for this purpose. These are vehicles that allow combining different types of information from different systems: The tunnel itself, the track, etc. All this information will be treated through analytical platforms that make use of new analytical techniques

KEYWORDS

Digital transformation, predictive maintenance, information acquisition, treatment, special vehicle

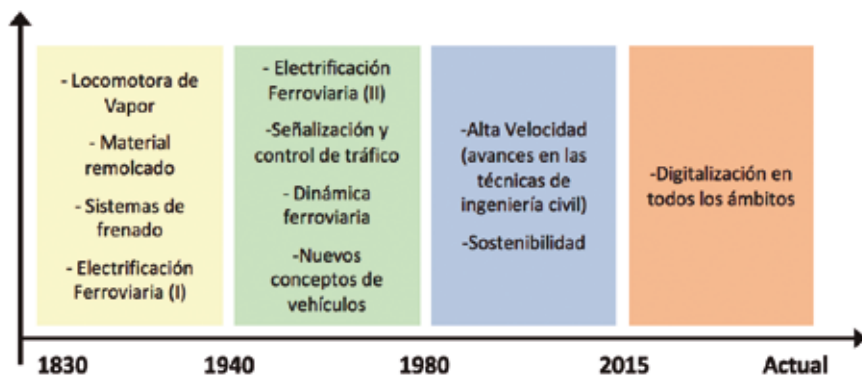


Fig. 1. Representación general de las distintas etapas tecnológicas experimentadas por el FFCC. Fuente: autor.

Fig. 2. Tecnologías consideradas por Adif/Adif Alta Velocidad en la nueva estrategia PT2020 (período 2018-2020). Fuente: autor.

- Almacenamiento de Energía
- Big Data
- BIM
- Cloud Computing
- Conectividad 5.0
- Distributed Acoustic Sensor (DAS)
- Drones
- GNSS Europeo y Satélites
- Inteligencia y Visión Artificial
- IoT y sensores de última generación
- Machine Learning
- Modelización y Simulación
- Open Data
- Realidad Virtual y Aumentada



mismo una transformación digital de la gestión actual de la infraestructura ferroviaria.

Al igual que se ha hecho y se está haciendo en otros sectores, el sector ferroviario debe poder aprovechar esta nueva transformación digital y posicionarse para no perder ventaja competitiva frente a otros modos de transporte. Particularizando en su caso concreto, se podría afirmar que se está en disposición de afrontar una nueva etapa tecnológica del ferrocarril (Figura 1).

Cabe destacar aquí que en el caso de Adif/Adif Alta Velocidad, esta transformación vendría representada a grandes rasgos por la introducción de las tecnologías indicadas en la Figura 2.

1 Situación de partida

A diferencia de otros sectores, el ferroviario ha sido un sector tradicionalmente muy conservador a la hora de implantar nuevas tecnologías. Posiblemente uno de los factores que más influyen en este hecho es su amplio marco normativo, sobre todo en el caso del mantenimiento y operación de la infraestructura.

Actualmente el mantenimiento absorbe en torno al 50% del presupuesto total que las administraciones ferroviarias europeas destinan a las infraestructuras ferroviarias. El envejecimiento de esta infraestructura representa en gran medida una de las causas de este gasto masivo. Otro aspecto que influye está relacionado con las carencias detectadas en relación al empleo de sistemas

que permitan la recopilación y gestión de la información que es precisa considerar para una mejor planificación del mantenimiento a efectuar.

En este sentido, el mantenimiento ferroviario se caracteriza principalmente por emplear una alta cualificación humana y una baja automatización, con lo que conlleva al empleo de inspecciones de tipo manual. Además se identifica una cierta dispersión de la información, habida cuenta que los diferentes elementos que componen la infraestructura se gestionan de manera independiente, sin atender a las posibles relaciones que pueden existir entre ellos.

Sin duda alguna esta situación podría mejorarse de manera notable incorporando a los procesos productivos nuevas tecnologías de la información así como nuevas técnicas de análisis de la información, lo que representaría en sí

2 Mantenimiento inteligente

En las últimas décadas las administraciones ferroviarias han mejorado notablemente sus estrategias de mantenimiento (Figura 3), evitando en todo lo posible el Mantenimiento de tipo Correctivo (aquel que se realiza tras producirse una avería de forma que su objetivo es reparar el fallo para restablecer la productividad).

El mantenimiento que normalmente se aplica es un mantenimiento preventivo periódico. Tiene por finalidad adelantarse a la avería reparando o sustituyendo los elementos de una instalación y por tanto respetando la vida útil de los mismos y que vendrá definida por el criterio del fabricante. Para ello se realizan seguimientos continuos de estos elementos a partir de la documentación que proporciona (el fabricante).

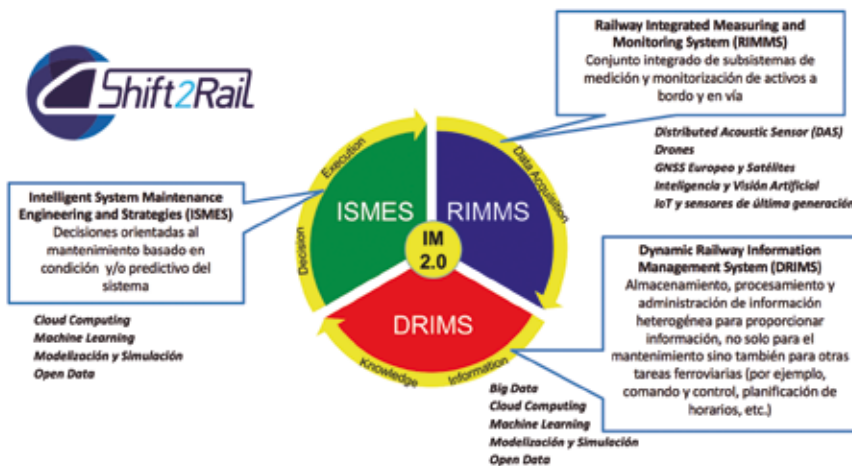


Fig. 3. Diferentes tipos de mantenimiento en el ferrocarril. Fuente: autor

Fig. 4. Representación general de los niveles de actuación según la iniciativa de I+D+i europea Shift2Rail. Fuente: autor con información de Shift2Rail

Sin lugar a dudas el mejor rendimiento de la infraestructura ferroviaria se puede lograr con estrategias asociadas a un mantenimiento predictivo o basado en la condición. Este mantenimiento se fundamenta en el uso de herramientas con el fin de adquirir información del deterioro de los elementos y crear una base de conocimientos que permita inferir riesgos de fallo y desarrollar estrategias para decidir cuándo realizar la intervención o retrasarlo en su caso. Se trata de un proceso monitorizado en el que el objetivo es disponer de la máxima cantidad de datos que ayuden a determinar el momento en el que se producirá una avería y determinar así el momento oportuno para actuar.

Este tipo de mantenimiento, que comienza a ser conocido en ciertos ámbitos como Mantenimiento Inteligente,

implica la utilización masiva de las tecnologías de la comunicación y la información, las cuales han avanzado de manera espectacular en los últimos años. Se basa en la idea de utilizar grandes volúmenes de datos para permitir que los equipos existentes se utilicen tanto como sea posible. Si los datos de inspección y diagnóstico pueden ser apropiadamente analizados, los puntos débiles del equipo podrán ser identificados en gran medida.

Cabe destacar que la implantación de un nuevo modelo de mantenimiento pasa por cambiar la mentalidad actual en las organizaciones ferroviarias y dar más importancia al dato como fuente y origen del proceso. Normalmente existe gran cantidad de información a nivel de la infraestructura pero no se la extrae toda la utilidad.

A grandes rasgos la implementación del Mantenimiento Inteligente supondrá la puesta en práctica de tres niveles de actuación: Adquisición de la información a tratar; Tratamiento; y Toma de Decisiones (Figura 4).

Respecto al primer nivel, la Tabla 1 recoge, en términos generales, cómo se adquiere esta información en el momento actual y cómo se prevería hacerlo en un plazo futuro. Sin considerar las actuales inspecciones manuales, el uso de sensores instalados en tierra y de vehículos ferroviarios con características especiales, se postula como la manera más óptima de afrontar este proceso.

3 Aplicación al caso de los túneles

La transformación digital de la infraestructura permitiría en el caso concreto de los túneles:

- Reducir el mantenimiento correctivo de sus distintos elementos y tender a un mantenimiento predictivo según se ha indicado en el apartado anterior.
- Reducir los tiempos de inspección mediante el desarrollo de procedimientos y herramientas ad-hoc.
- Mejorar el diagnóstico de las inspecciones y su valor añadido a través de un

mejor uso de la información adquirida al combinarla con la información de otros subsistemas.

- Mejorar la toma de decisiones.

Cabe destacar que por sus propias características constructivas, el mantenimiento del túnel y de los elementos que lo conforman es una de las operaciones más complejas en la fase de explotación de la línea, sobre todo en el caso de túneles de gran longitud. Y es que se trata de zonas confinadas que no permiten compatibilizar los trabajos de mantenimiento con la circulación de los trenes, por lo que las bandas de mantenimiento son muy reducidas, sobre todo en el caso de líneas con alta densidad de tráfico como es el caso de líneas de alta velocidad.

Como puede observarse en la Tabla 1, actualmente se realizan inspecciones de tipo manual que implican el recorrido a pie de todo el túnel por parte del personal de mantenimiento. En el caso de Adif y Adif Alta Velocidad, puntualmente se emplean vehículos especiales según la naturaleza de los trabajos que hay que desarrollar, si bien no existe de manera específica un tipo de vehículo para este fin. Por otra parte, el uso de sensores distribuidos para verificar diferentes variables y parámetros del túnel es una técnica que será potenciada en los próximos años, todo ello debido a la existencia de sensores de bajo coste y a las técnicas de procesamiento existentes.

Centrando el análisis en el caso de los vehículos, Adif comenzó a evaluar hace unos años qué características debería reunir un vehículo específico para la inspección de túneles, que permitiera adquirir información de la manera más óptima posible, reduciendo la inspección manual y mejorando la toma de datos. Estas características fueron finalmente las siguientes:

- Vehículo bi-vial (dotado de ruedas neumáticas para circulación por carretera y ruedas de acero con pestaña para la circulación por vía) para una mayor flexibilidad de uso. Cabe destacar que esta solución ha tomado más interés desde el momento en el que un gran número de nuevos túneles adoptan una solución de vía en placa. La característi-

Información obtenida mediante:

Área	Inspección manual	Vehículo	Sensores en tierra (IoT)
Vía	Sí (actual)	Sí (actual)	Sí (largo plazo)
Vía (aparatos)	Sí (actual)	Sí (actual)	Sí (medio plazo)
Estructuras	Sí (actual)	No	Sí (medio plazo)
Túneles	Sí (actual)	Muy puntualmente. Potenciación a medio plazo	Sí (medio plazo)
Taludes	Sí (actual)	No	Sí (medio plazo)
Línea Aérea de Contacto	Sí (actual)	Sí (actual)	Sí (medio plazo)
Señalización	Sí (actual)	Sí (actual)	Sí (actual)

Tabla 1. Resumen general de la manera de adquirir información en los distintos sistemas de la infraestructura ferroviaria. Fuente: Autor

ca bi-vial impondrá por normativa interna que no pueda circular a más de 20 km/h sobre la vía.

- Vehículo no invasivo para las instalaciones.

- Vehículo dotado de manera integrada de todas aquellas tecnologías que permitan inspeccionar al mismo tiempo diferentes subsistemas del túnel.

- Empleo de herramientas que permitan el procesamiento de toda esta información de una manera holística, lo que redundará en un mejor diagnóstico de las posibles patologías.

- Operación opcional sin conductor, lo que sería especialmente interesante en túneles de gran longitud (túneles de base) en los que el vehículo podría operar de manera autónoma entre el portal de entrada y de salida sin tener apenas que movilizar a operarios.

Si bien la toma de información por parte de estos vehículos debería poder complementarse con la toma de informa-

ción mediante sensores instalados en el propio túnel, el uso de los primeros es inicialmente más interesante para el gestor ferroviario por el hecho que requiere la toma continua de información a medida que el vehículo se va desplazando. Lógicamente esta función no puede ser realizada con sensores, que toman información de manera discreta en los puntos en los que se encuentran instalados.

Con todo ello este tipo de vehículos debería extraer información de la siguiente naturaleza:

- Patologías propias del túnel.

- Estado de la vía y principalmente de los carriles de rodadura.

- Estado de la Línea Aérea de Contacto.

- Aspectos operativos: Gálibo, estado de las puertas de emergencia, etc.

- Otros elementos auxiliares: Luminarias, señalización lateral fija y luminosa, etc.

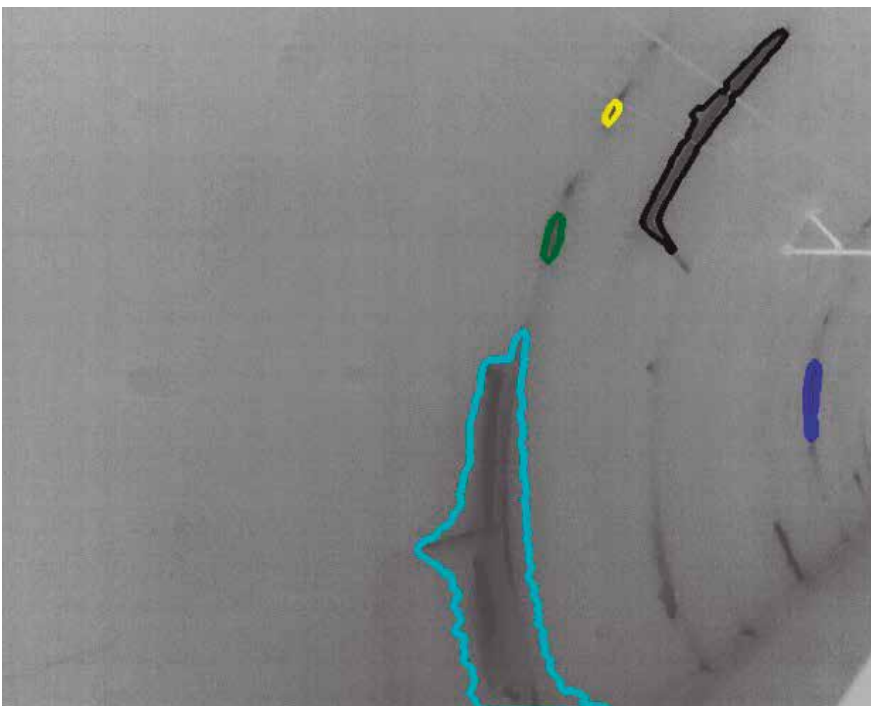


Fig. 5. Vista general del vehículo con equipos instalados en la jornada de pruebas. Fuente: Consorcio "Tunnel Curiosity".



Fig. 6. Imágenes panorámicas de la cámara 360° en el interior del túnel. Resultado de los sistemas de iluminación instalados. Fuente: Ingeniería In Situ.

Fig. 7. Resultado del proceso de detección de humedades. Fuente: Ingeniería In Situ.



Cabe destacar que la inspección detallada de los carriles de rodadura es una acción de gran valor añadido pues en muchas ocasiones la propia situación del carril en el túnel, sin apenas iluminación o incluso sin ella, no propicia la identificación de posibles defectos superficiales, principalmente en la zona inferior del patín.

4 Proyecto 'Tunnel Curiosity'

Entre 2015 y 2018 Adif ha materializado un prototipo de vehículo con las características anteriores mediante un proyecto tecnológico de colaboración público-privada al amparo del programa de ayudas ININTERCONECTA del Centro para el Desarrollo Tecnológico e Industrial (CDTI). Junto a Adif han participado en el proyecto las empresas ALSTOM Transporte (Líder del proyecto), Ferrovial, Vías, Ingeniería In Situ y Tinámica. Cabe destacar que estas últimas empresas, de base muy tecnológica, son especialistas en el empleo de nuevos sistemas de inspección mediante Lidar y de tratamiento masivo de la información de manera respectiva.

El vehículo desarrollado es un vehículo que cumple las características indicadas anteriormente (Figura 5). Para cumplir las funciones también definidas en el apartado anterior, ha sido equipado con los siguientes elementos principales:

- Cámara 360° y sistema de iluminación asociado que permite obtener imágenes panorámicas RGB (Figura 6).
- Cámara termográfica cuyas imágenes permiten localizar, aplicando algoritmos

Fig. 8. Imágenes de las nubes de puntos Lidar. Fuente: Ingeniería In Situ.

Fig. 9. Segmentación de anillos. Fuente: Ingeniería In Situ.

Fig. 10. Detección de puntos pertenecientes a los cables de la Línea Aérea de Contacto. Fuente: Ingeniería In Situ.



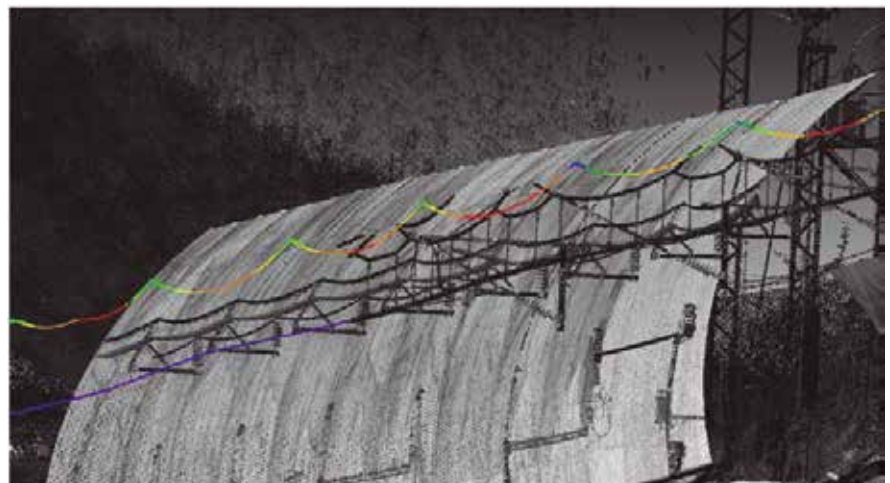
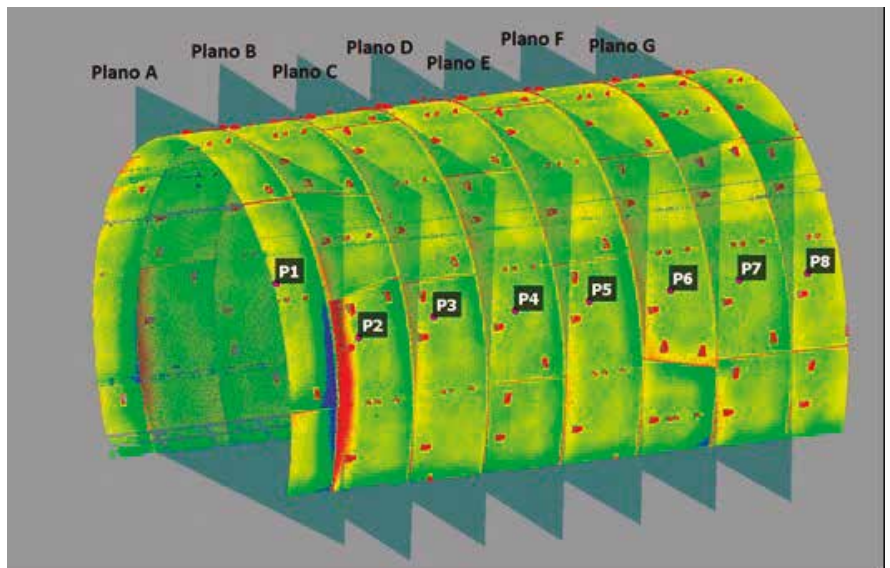
de detección, las zonas del túnel que presentan humedades (Figura 7).

- Láser con tecnología Lidar de última generación para generar nubes de puntos en el interior del túnel (Figura 8) y que posteriormente son procesadas con el objeto de extraer toda aquella información de interés. De manera específica y mediante la aplicación de algoritmos de segmentación se obtiene información, entre otros, de la envolvente del túnel, de las juntas, de los anillos, de los cables de la línea aérea de contacto (Figura 10), de las puertas de emergencia y de las luminarias.

- Equipos de inspección de vía y de carriles. Estos equipos vienen representados por dos sistemas independientes: Una viga de inspección cuya principal función es la de analizar la geometría de la propia vía; Un prototipo para la inspección superficial del propio carril basado en la técnica PMFL (Pulsed Magnetic Flux Leakage) o de dispersión del flujo magnético pulsado, con una matriz de 48 sensores, que permite obtener información de los defectos sub – superficiales en la cabeza de los carriles a una velocidad de inspección de entre 5 y 10 km/h.

- Sistema de navegación/posicionamiento para poder georreferenciar los datos de cada uno de los elementos anteriores (imágenes panorámicas, imágenes termográficas, Lidar, etc.).

Con todo este equipamiento el vehículo es capaz de adquirir la información identificada como necesaria y más importante aún, su procesamiento conjunto mediante el empleo de una plataforma analítica de BIG DATA (Figura 11).



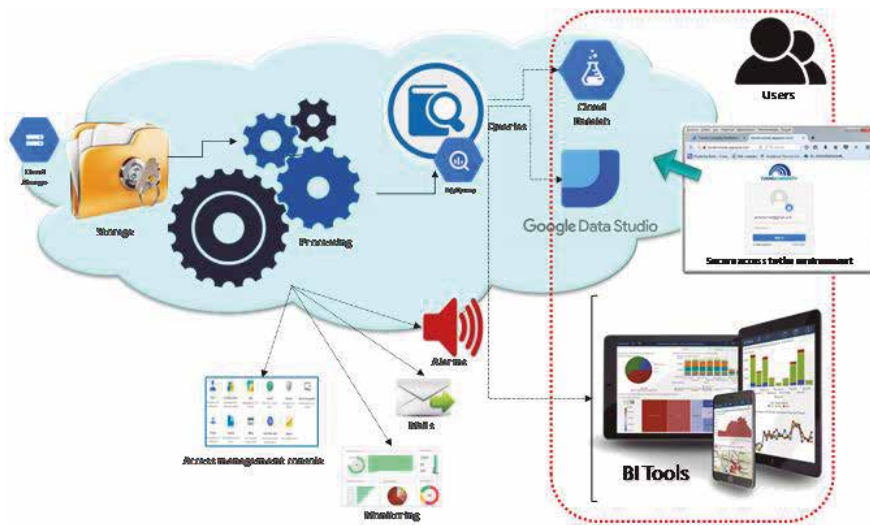


Fig. 11. Plataforma analítica. Fuente: Tinámica

5 Conclusiones

Como conclusiones principales se tienen las siguientes:

1. La gestión de la infraestructura ferroviaria debe apoyarse de manera paulatina en la transformación digital que otros sectores ya han iniciado o han implantado con total éxito. En el caso concreto del mantenimiento de la infraestructura ferroviaria, debe ser orientado a un mantenimiento de tipo predictivo, basado en la obtención de los datos de manera óptima y en su tratamiento posterior para la toma de decisiones.

2. El caso de los túneles es clave por lo complejo de su mantenimiento durante la fase de operación de la línea ferroviaria. El poco tiempo existente en las bandas de mantenimiento aconseja el desarrollo de nuevas herramientas que permitan obtener información de la manera más óptima posible.

3. Así, para una misma inspección y/o auscultación del túnel, debe considerarse la posibilidad de integrar todo tipo de datos y así extraer mejores conclusiones para la detección y seguimiento de las distintas patologías.

4. El uso de vehículos dedicados para este fin se considera en principio viable, pudiendo ser complementado con el uso de sensores a lo largo del túnel. En todo caso, el vehículo podrá obtener una inspección completa de todos los sistemas durante su movimiento.

5. El vehículo prototipo "Tunnel Curiosity", desarrollado por un consorcio de empresas bajo un programa de financiación del CDTI, es un ejemplo de este tipo de herramientas. En el caso concreto de "Tunnel Curiosity" se combina la información procedente de las herramientas de inspección óptica del propio túnel con la información de equipos de inspección de la vía y del carril entre otros, todo ello mediante una plataforma analítica de BIG DATA. 📍

REFERENCIAS

- John Laurent M.Sc., P.E.; Richard Fox-Ivey; Fernando Sanchez Dominguez and José Antonio Ramos Garcia. Use of 3D Scanning Technology for Automated Inspection of Tunnels. Proceedings of the World Tunnel Congress 2014.

- C. Balaguer, R. Montero, J. G. Victores, S. Martínez, A. Jardón. Towards Fully Automated Tunnel Inspection: A Survey and Future Trends. The 31st International Symposium on Automation and Robotics in Construction and Mining (ISARC 2014).

- Dong Zhan, Long Yu, Jian Xiao and Tanglong Chen. Multi-Camera and Structured-Light Vision System (MSVS) for Dynamic High-Accuracy 3D Measurements of Railway Tunnels. Sensors 2015, 15, 8664-8684; doi:10.3390/s150408664.

- Informe Técnico 1.1 del Proyecto de I+D+i Tunnel Curiosity (Análisis y definición de los valores y características de los parámetros críticos a evaluar en la inspección de túneles ferroviarios). Consorcio Tunnel Curiosity.

- Informe Técnico 1.2 del Proyecto de I+D+i Tunnel Curiosity (Especificaciones para la inspección múltiple de túneles ferroviarios: Parámetros de interés y tolerancias estimadas para las medidas). Consorcio Tunnel Curiosity.

- Bridge/tunnel inspection vehicles. Catálogo comercial empresa SRS.

- Proyecto de I+D+i ROBINSPECT. Información variada.

NOVEDAD STRUCTURALIA

iklox

**LA MAYOR BIBLIOTECA DE
CONTENIDOS FORMATIVOS DIGITALES
EN INGENIERÍA**

Pruébalo gratis en www.iklox.com

1

Cientos de cursos especializados para el desarrollo de tu empleabilidad

2

Total flexibilidad para tu crecimiento continuo

3

Contenidos siempre actualizados y con continuas novedades

**Por 1€ al día, accede a
formación técnica continua
para tu desarrollo profesional**

NUEVA CONVOCATORIA AYUDAS AEFP

Máster universitario en gestión avanzada de la promoción y explotación de infraestructuras por la Universidad Alfonso X el Sabio

7 especialidades
Ayuda AEFP del 20%
Doble titulación oficial



**Executive MBA Internacional
en empresas del sector de
las infraestructuras**

**Executive MBA Internacional
en empresas del
sector energético**

Ayuda AEFP del 41%
Doble titulación



**Ayudas Europeas a la Formación
disponibles hasta el 4 de Octubre**

CENTRO
CERTIFICADO
Bentley

CENTRO
ASOCIADO
buildingSMART
Center Home of OpenBIM

PROGRAMA
DE AYUDAS
AYUDAS | **AEFP**

INSTITUCIÓN
ADJUNTA A

MEDALLA DE ORO AL
MÉRITO AL TRABAJO

ESTRELLA DE ORO AL
MÉRITO PROFESIONAL

SMART CITY
EXPO 2015

Asociación Europea
de Exceles y Competitividad

Exceles

Y además: BIM, nuevas tecnologías aplicadas y otros posgrados de especialización en ingeniería, edificación o energía.

¡INFÓRMATE!

www.structuralia.com - cursos@structuralia.com

FONDOS DE INVERSIÓN PREMIER

Decida el rumbo de sus inversiones.

Gestifonsa Cartera Premier 10, F.I. (Nº REG. CNMV: 5157)

Categoría CNMV: Renta Fija Mixta Internacional.

Política de inversión: Fondo de fondos con inversión máxima del 10% en activos de renta variable.

Comisiones:

Gestión: 0,40% (*)

Depositaria: 0,10%

Perfil de riesgo CNMV

< Potencialmente
menor rendimiento >
< Menor riesgo >

Potencialmente
mayor rendimiento >
Mayor riesgo >

1	2	3	4	5	6	7
---	---	---	---	---	---	---

(*) Cuando la rentabilidad de la deuda española a 2 años sea inferior al 0,75%. Cuando sea igual o superior al 0,75% e inferior al 1,00%, la comisión será del 0,60% y cuando sea superior al 1,00% la comisión será del 0,80%.

Gestifonsa Cartera Premier 25, F.I. (Nº REG. CNMV: 5155)

Categoría CNMV: Renta Fija Mixta Internacional.

Política de inversión: Fondo de fondos con inversión máxima del 25% en activos de renta variable.

Comisiones:

Gestión: 0,75% (*)

Depositaria: 0,10%

Perfil de riesgo CNMV

< Potencialmente
menor rendimiento >
< Menor riesgo >

Potencialmente
mayor rendimiento >
Mayor riesgo >

1	2	3	4	5	6	7
---	---	---	---	---	---	---

(*) Cuando la rentabilidad de la deuda española a 2 años sea inferior al 0,75%. Cuando sea igual o superior al 0,75% e inferior al 1,00%, la comisión será del 0,90% y cuando sea superior al 1,00% la comisión será del 1,10%.

Gestifonsa Cartera Premier 50, F.I. (Nº REG. CNMV: 5156)

Categoría CNMV: Renta Variable Mixta Internacional.

Política de inversión: Fondo de fondos con inversión máxima del 50% en activos de renta variable.

Comisiones:

Gestión: 1,15% (*)

Depositaria: 0,10%

Perfil de riesgo CNMV

< Potencialmente
menor rendimiento >
< Menor riesgo >

Potencialmente
mayor rendimiento >
Mayor riesgo >

1	2	3	4	5	6	7
---	---	---	---	---	---	---

(*) Cuando la rentabilidad de la deuda española a 2 años sea inferior al 0,75%. Cuando sea igual o superior al 0,75% e inferior al 1,00%, la comisión será del 1,30% y cuando sea superior al 1,00% la comisión será del 1,40%.

IMPORTANTE: Rentabilidades pasadas no garantizan rentabilidades futuras. Para invertir en estos productos es necesario tener conocimientos y experiencia en los Mercados conforme a la Normativa MiFID. Existe riesgo de pérdida de capital invertido. Las cifras y datos contenidos en este anuncio no constituyen recomendación de compra o venta de una inversión y tienen estricto contenido publicitario. Los Fondos de Inversión disponen de un folleto informativo y documento con los datos fundamentales para el inversor (DFI) que pueden consultarse en las oficinas de Gestifonsa SGIIC SAU, Nº Registro Administrativo CNMV-123, C/ Almagro, 8-5ª planta, 28010 Madrid, en la página web del Grupo Banco Caminos-Bancofar www.bancocaminos.es, en el apartado Gestifonsa y en la página web de la Comisión Nacional del Mercado de Valores (www.cnmv.es). La Entidad Depositaria de los Fondos de Inversión es Banco Caminos SA, Entidad de Crédito registrada en el Banco de España con el código de entidad 0234. Estos fondos pueden no ser adecuados para inversores que prevean retirar su dinero en un plazo inferior a 2 años.

Banco Caminos Madrid

Calle Almagro, 8 y 42 • 28010 Madrid • Tel. 91 310 95 50
info@bancocaminos.es

Banco Caminos Barcelona

Vía Augusta, 153 • 08021 Barcelona • Tel. 93 277 06 00
barcelona@banccamins.cat