



La revista de los  
Ingenieros de Caminos,  
Canales y Puertos

3612 SEPTIEMBRE 2019

# ROP

REVISTA DE  
OBRAS PÚBLICAS

70 70 70  
RECUERDE LA  
SEÑALIZACIÓN



MONOGRÁFICO

**Túneles y obras subterráneas**

Número realizado en colaboración con AETOS



# XV Máster en Túneles y Obras Subterráneas

año académico  
**2019/2020**

**Inscripción a módulos I a IX en Modalidad Online (períodos lectivos: noviembre a abril y mayo a octubre) y Tesina Fin de Máster (mayo a octubre).**

**ABIERTO  
PLAZO de  
INSCRIPCIÓN**

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**



Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos





# EDITORIAL

Se presenta un nuevo número especial de la ROP sobre Túneles y Obras Subterráneas, como continuación de la colaboración que la Asociación Española de Túneles y Obras Subterráneas (AETOS) y la Revista de Obras Públicas (ROP), viene desarrollando desde el año 2009, para publicar monográficos, que difundan las experiencias relativas a las actuaciones en túneles y obras subterráneas.

El cumplimiento del objetivo de AETOS de promover el estudio y la investigación de las obras subterráneas, facilitando el contacto entre profesionales y la colaboración con organizaciones afines se concreta, entre otros, con la publicación de este monográfico.

En 2019 hemos sufrido pérdidas dolorosas en la Asociación, pues han fallecido entre otros, figuras muy reconocidas entre los expertos en obras subterráneas: Carlos Oteo Mazo (Director del Master de Túneles y Obras Subterráneas que este año celebra su decimocuarta edición), Enrique Fernández González (Miembro de la Junta Directiva de AETOS y Profesor de nuestro Máster), Antonio Soriano Peña (Socio de AETOS y Profesor de nuestro Máster), Miguel Fernández Bollo (Vicepresidente de AETOS y nuestro Representante en ITA y BEFIPS), y hace solo unos días, Felipe Mendaña Saavedra (Profesor de nuestro Máster, Socio de Honor de nuestra Asociación y colaborador asiduo de estos monográficos hasta este número de 2019).

Esta circunstancia nos obliga a esforzarnos en nuestra tarea, para dar continuidad a sus esfuerzos y reconocer sus muchos méritos. Sirva este número especial como homenaje a todos ellos, permitiéndonos también manifestar públicamente nuestro agradecimiento por su trabajo y dedicación.

Cuenta con la colaboración de distintos expertos que han redactado los artículos seleccionados, y reflejan el desarrollo actual del diseño, ejecución, conservación y explotación de las obras subterráneas en la que están presentes y reconocidos a nivel nacional e internacional los técnicos y las empresas españolas.

Se describe en el artículo referido a la ampliación de la estación de Bank, en el sistema de transporte ferroviario de Londres, como la innovación en la forma de contratar es un nuevo campo donde han participado los técnicos y las empresas españolas. La utilización de dovelas innovadoras (reforzadas solo con fibras no metálicas), nos acercan a nuevos conceptos de “sostenibilidad mejorada”, consiguiendo revestimientos de alta durabilidad para los túneles del futuro.

La reutilización de infraestructuras subterráneas abandonadas para usos alternativos a los previstos se recoge en el artículo sobre la restauración del túnel de Laminoria del antiguo ferrocarril vasco-navarro, y es una muestra de cómo poner en valor el patrimonio del que disponemos a las necesidades actuales y futuras.

La utilización de los resultados de las investigaciones y su aplicación a la construcción de túneles por medios mecánicos avanzados, se reflejan en los artículos referidos a los hidroescudos y su gestión de la excavación, así como la experiencia obtenida con los sistemas de control del frente de presión, mediante la modelización numérica para evitar asentamientos, en la ejecución de un túnel bajo el aeropuerto de Barcelona, con una tuneladora tipo EPB. También los modelos estáticos y dinámicos empleados para el diseño de la caverna en el sistema de transporte de Los Ángeles, teniendo en cuenta las condiciones de sismo. Igualmente se aprecia en el artículo que describe la relación existente entre el desgaste de cortadores en tuneladoras que trabajan en roca dura, con su rendimiento en la excavación, o el que refleja el análisis de los sistemas para trenes de rodadura, utilizados en el traslado de encofrados de túnel para la realización de su revestimiento.

En el artículo sobre los túneles de la M30, se describe la metodología utilizada para realizar la inspección sistemática de un conjunto complejo de túneles, como herramienta necesaria para conocer su estado y diseñar y programar las acciones requeridas para un correcto mantenimiento, conservación y explotación.

Finalmente se incorpora un artículo, con el punto de vista de su autor, para recopilar ideas para la mejora de la movilidad en la ciudad de Madrid.

**Manuel Arnaiz Ronda**  
Presidente de AETOS



REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS Nº 3612  
SEPTIEMBRE 2019. AÑO 166. FUNDADA EN 1853

**Consejo de Administración**

**Presidente**

Miguel Aguiló Alonso

**Vocales**

Juan A. Santamera  
José Polimón  
Vicent Esteban Chapapría  
Tomás Sancho  
José Javier Díez Roncero  
Francisco Martín Carrasco  
Benjamín Suárez  
José Luis Moura Berodía  
M<sup>a</sup> del Camino Blázquez Blanco

**Comité Editorial**

Pepa Cassinello Plaza  
Vicent 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**

Túneles de la M-30, en Madrid

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

**Director**

Antonio Papell

**Redactora jefe**

Paula Muñoz

**Diseño**

Julían Ortega

**Maquetación y edición**

Diana Prieto

**Publicidad**

Almagro, 42 - 4<sup>a</sup> 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](mailto:suscripcionesrop@ciccp.es)  
T. 91 308 19 88

## Monográfico **TÚNELES Y OBRAS SUBTERRÁNEAS**

8

### AMPLIACIÓN DE LA ESTACIÓN DE BANK, EN LONDRES. UNA INNOVADORA FORMA DE CONTRATACIÓN

JUAN ARES, ALEJANDRO SANZ Y  
ENRIQUE FERNÁNDEZ

18

### DOVELAS INNOVADORAS DE ALTA DURABILIDAD REFORZADAS SOLO CON FIBRAS NO METÁLICAS

PAZ NAVARRO, MARÍA N. SÁNCHEZ,  
ELENA MARTÍN, IGNACIO SEGURA,  
JANILL DE LA CRUZ Y ALBERT DE LA FUENTE

28

### ACONDICIONAMIENTO Y RESTAURACIÓN DEL TÚNEL DE LAMINORIA EN EL TRAZADO DE LA VÍA VERDE DEL ANTIGUO FERROCARRIL VASCO- NAVARRO

JAIME OTAZUA Y JAVIER MAÑERO

# SUMARIO

- 38 **CONTROL DE PRESIÓN DEL FRENTE EN UN TÚNEL EPB PARA LA REDUCCIÓN DE ASIENTOS A SU PASO BAJO EL AEROPUERTO DE BARCELONA**  
XAVIER TORELLÓ CIRIANO,  
XAVIER GOST MAYANS Y  
HELENA CASTELLVÍ
- 44 **ANÁLISIS DINÁMICO PARA EL DISEÑO DE CAVERNA EN LOS ÁNGELES**  
CARLOS HERRANZ, JUSTIN LIANIDES Y  
DEREK PENRICE
- 56 **TÚNELES DE LA M-30. CÓMO SE HA ABORDADO LA INSPECCIÓN DEL TÚNEL URBANO MÁS LARGO DE EUROPA**  
CRISTINA HEREDIA IBÁÑEZ Y SONIA  
SUÁREZ MORENO
- 66 **HIDROESCUDOS. FUNCIONAMIENTO DEL SISTEMA DE GESTIÓN DE LA EXCAVACIÓN**  
MANUEL VILLAMIL MILLÁN
- 76 **EXPERIENCIAS CON TUNELADORAS DE ROCA DURA PREDICCIÓN DE RENDIMIENTOS Y CONSUMO DE CORTADORES**  
JAVIER MACIAS
- 84 **COMPARATIVO DE SISTEMAS DE TRASLACIÓN PARA EQUIPOS DE ENCOFRADO PARA REVESTIMIENTOS DE TÚNEL**  
JOSÉ VICENTE RAJADELL
- 89 **LA GRAN VÍA DE MADRID. LA POLÉMICA SUSCITADA POR LAS ELECCIONES MUNICIPALES Y EL FUTURO DESARROLLO DE LA CIUDAD**  
FELIPE MENDAÑA





3149

2

NE

**MONOGRÁFICO**

**TÚNELES Y OBRAS SUBTERRÁNEAS**

# Ampliación de la estación de Bank, en Londres

Una innovadora forma de contratación



JUAN  
**Ares**

Ingeniero de Caminos  
Canales y Puertos.  
Lead Design Manager, HS2  
Euston Station, Londres  
(Reino Unido)



ALEJANDRO  
**Sanz**

Ingeniero Industrial y Civil Engineer.  
gGravity Engineering.  
Jefe del Servicio de Obras  
Subterráneas



ENRIQUE  
**Fernández**

Ingeniero de Minas.  
gGravity Engineering

## RESUMEN

La estación de Bank se encuentra situada en el corazón de la City de Londres y constituye un importante intercambiador dentro de la red de transportes londinense. El nuevo proyecto prevé mejorar la funcionalidad de la estación, lo que requiere actuar en infraestructuras realizadas en distintas épocas, con materiales diversos y con poco espacio físico disponible para trabajar, tanto por la concentración y proximidad de las galerías existentes como por el nivel de congestión y las limitaciones en superficie. El texto describe las particularidades del proyecto y la ejecución de esta ampliación.

## PALABRAS CLAVE

ICE, contrato, innovación, hormigón proyectado

## ABSTRACT

*Bank station is located in the heart of London and is an important interchange within the London transport network. The new project aims to improve the station functionality, which requires acting on infrastructures built at different times, with different materials and with limited physical space available to work, both by the concentration and proximity of existing galleries and by the level of congestion and surface limitations. This paper describes the ICE model, the challenges encountered at design stage and the solutions applied during the construction in order to minimise the impact on the operational railway.d.*

## KEYWORDS

*ICE, contract, innovation, SCL*



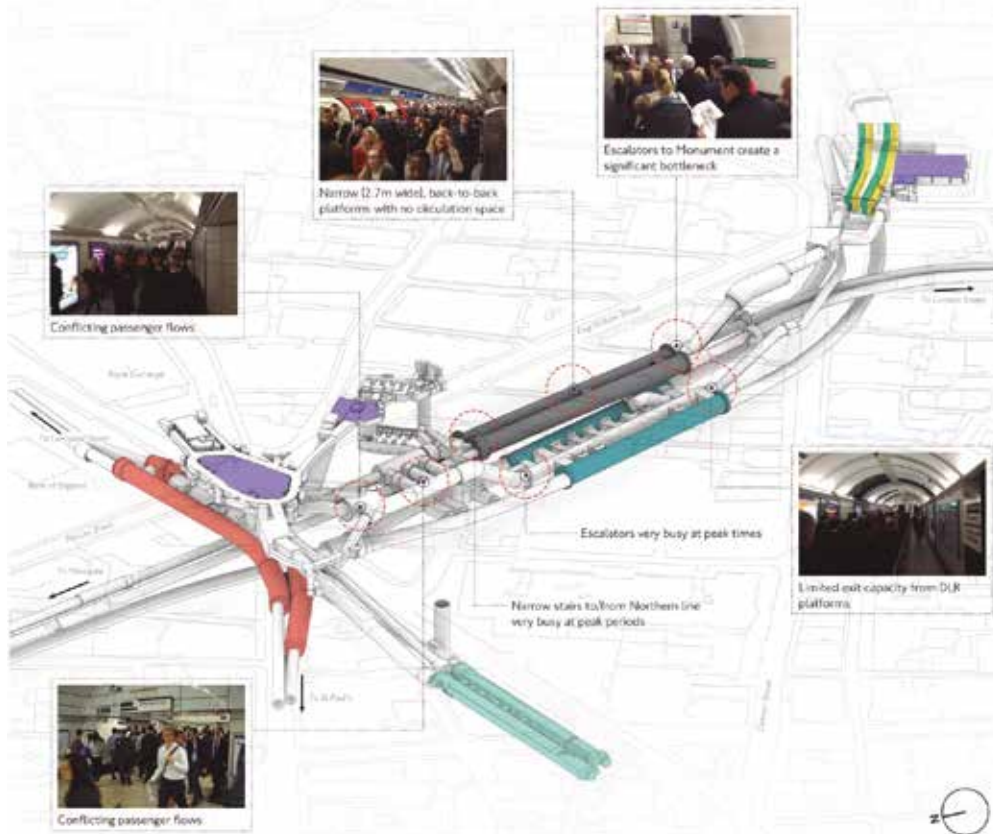


Fig. 1\_ Perspectiva de la configuración existente del intercambiador de Bank

# 1

## Introducción

La estación de Bank se encuentra situada en el corazón del distrito financiero de la City de Londres y constituye un importante intercambiador dentro de la red de transportes londinense. La estación abrió por primera vez en 1884 con una única línea de Metro, realizándose posteriormente tres ampliaciones que incorporaron líneas de Metro adicionales y la conectaron con la estación de Monument, quedando esta configuración operativa desde 1900. La estación de Bank-Monument, comúnmente denominada “Bank”, no sufrió modificaciones significativas hasta 1991, cuando se amplió el Docklands Light Railway (DLR) hasta la estación de Bank, disponiéndose los nuevos andenes bajo los andenes existentes de la Northern Line.

El incremento de pasajeros experimentado en años recientes puso de manifiesto la necesidad de mejorar la funcionalidad de la estación, algo que no era tarea fácil puesto que requería actuar en infraestructuras realizadas en distintas épocas, con materiales diversos y con poco espacio físico disponible para trabajar, tanto por la concentración y proximidad de las galerías existentes como por el nivel de congestión y las limitaciones en superficie.

Por este motivo London Underground (LU) desarrolló un diseño preliminar que sirvió de base para realizar una oferta de diseño y construcción, incentivando la mejora funcional del mismo. La obra fue adjudicada en 2013 a Dragados, encontrándose en la actualidad en fase de construcción.

# 2

## Descripción de la estación. Situación inicial

Bank es un nudo estratégico que da servicio a seis líneas de Metro a diferentes niveles y es vital para la economía británica al ser un punto clave de acceso para trabajadores y turistas. Varias líneas convergen en esta estación, la Northern Line, Central, Waterloo & City, District & Circle, y el Metro Ligero de Docklands (DLR).

Desde 2013, la estación de Bank ha experimentado un incremento vertiginoso de pasajeros, con un aumento del 25 % en entradas, 29 % en salidas y 41 % en intercambio entre las distintas líneas, haciéndose inevitable la mejora y modernización de la estación. A lo largo del día, hasta 400.000 pasajeros utilizan este intercambiador, con un pico en la mañana de más de 100.000 pasajeros en 3 horas.

Para hacer frente a este problema, el proyecto de renovación de la estación de Bank (*Bank Station Capacity Upgrade – BSCU* – en inglés) tiene como objetivos básicos:

- Incrementar la capacidad de pasajeros en la estación
- Reducir los tiempos de conexión entre las diferentes líneas
- Proveer de accesos libres de escaleras entre los niveles del nuevo vestíbulo en superficie, la Northern Line y el Docklands Light Railway (DLR)
- Proveer de medidas de evacuación en caso de incendio que cumplan con la normativa de London Underground

Todo ello prácticamente sin afectar al normal funcionamiento de la estación.

### 3 El procedimiento de licitación *Innovative Contractor Engagement*

Una lección aprendida por London Underground, en proyectos previos de diseño y construcción fue que la innovación tenía que ser identificada en las etapas iniciales del proceso de licitación para poder hacerla viable y así poder maximizar los beneficios que esta innovación pudiera traer consigo. Por este motivo London Underground decidió implementar un nuevo modelo de licitación, el *Innovative Contractor Engagement* (ICE).

El modelo ICE se diseñó para incentivar la innovación temprana, buscando que las ideas interesantes puedan ser incorporadas a tiempo en el diseño, para que así al pedir los correspondientes permisos o expropiaciones sean tenidas en cuenta y no sean desestimadas por problemas procedimentales. El modelo se apoya en dos pilares básicos para fomentar la implicación de los contratistas y la innovación:

- Protección comercial de las ventajas competitivas de innovación propuestas por cada ofertante, de modo que las propuestas únicas y originales solo pueden ser utilizadas por el grupo que las propone. Las ideas y propuestas son secretas hasta la adjudicación, momento en el cual el grupo adjudicatario puede comprar ideas o innovaciones al resto de los grupos, de modo que las ideas interesantes generan valor a sus proponentes incluso si no son adjudicatarios.
- Evaluación de las ofertas puntuando las “prestaciones” que ofrece el conjunto, en lugar de poner un precio a un diseño de licitación.

En noviembre de 2011, el diseño base del proyecto de Renovación de la estación de Bank estaba encarrilado para la licitación y, aunque cumplía con los requisitos mínimos establecidos por LU, no estaba optimizado en las siguientes áreas:

- Desplazaba la fecha de finalización del proyecto y excedía el presupuesto en más de £150 millones.
- La propuesta generaba puntos de aglomeración de pasajeros, que supondrían puntos conflictivos a lo largo de la vida del proyecto.
- El diseño estaba basado en la ejecución de las obras desde un único punto de acceso situado en 10 King William Street, al que únicamente se podía acceder tras demoler 6 edificios.

- La ejecución del proyecto requería una orden del secretario de Estado de Transporte bajo el Transport and Works Act (TWA), y LU no tenía garantías de que ese diseño base pudiera lograr dicha orden como esquema óptimo.

En 2013, London Underground adjudicó a Dragados el proyecto de diseño y construcción, obteniendo una calificación de 72,5 puntos, 16,2 puntos por encima del segundo que obtuvo 56,3. Las propuestas de las distintas constructoras se evaluaron aplicando una serie de criterios referenciados al diseño base, y la propuesta de Dragados ofrecía considerables beneficios respecto al resto de competidores y al proyecto base del cliente. Los beneficios de la propuesta ganadora incluían:

- Incremento del 45,1 % en el ratio beneficio/coste, de 2,4:1 del esquema original hasta 3,5:1
- Reducción en más de 90 segundos del tiempo de tránsito medio actual, que es de 11 minutos.
- Reducción del 9,8 % en el coste final estimado
- Disminución en 5 semanas (22,7 %) de la duración de los cierres del servicio de la Northern Line necesarios para la ejecución de los trabajos.
- Incremento del 15,6 % en los ingresos durante la vida útil del proyecto
- Mejora en los accesos desde la calle a los andenes de la Northern Line y el Docklands Light Railway para personas de movilidad reducida
- Estrategia más eficiente de evacuación de la estación

### 4 Diseño de los túneles de Bank

Uno de los principales requisitos era minimizar la interrupción del servicio durante la fase de construcción, haciendo funcionar la nueva infraestructura lo más rápido y eficientemente posible. La mayor parte del diseño, la planificación y los trabajos preliminares se han realizado entre 2013 y 2016, mientras que los trabajos de construcción se ejecutan entre 2016 y 2022.

El diseño realizado para cumplir y mejorar los objetivos de London Underground incluye:

- Un nuevo vestíbulo de venta de billetes a nivel superficie, con entrada desde Cannon Street y con conexiones a los andenes de la Northern Line y el DLR a través de nuevos ascensores incluidos en el diseño base.

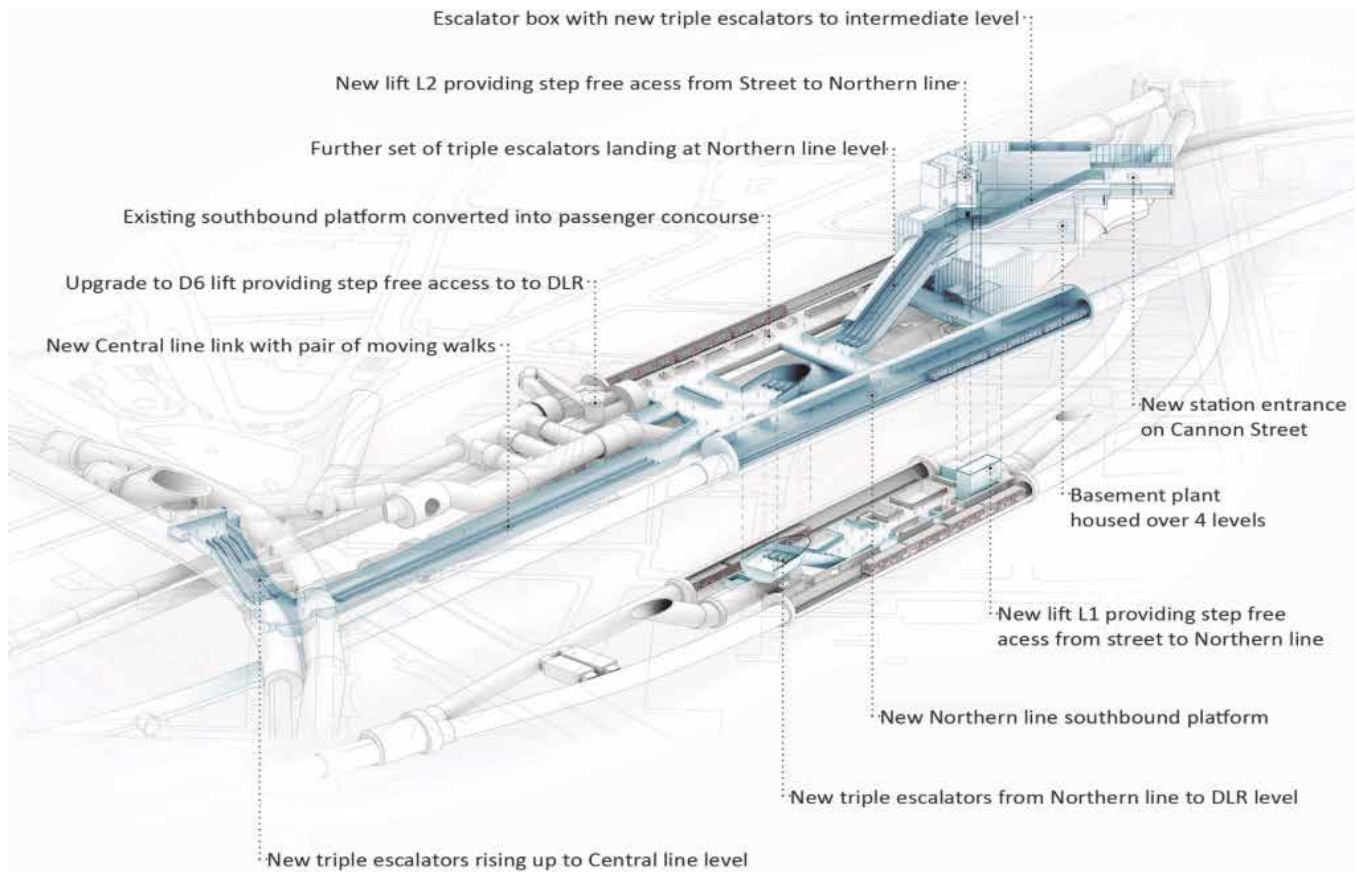


Fig. 2\_ Perspectiva de la configuración futura del intercambiador de Bank

- La construcción de un nuevo túnel que conforma un bypass de la Northern Line existente hacia el sur, 25 metros al oeste de la plataforma existente. La sección de excavación del nuevo túnel de la Northern Line tiene una sección transversal circular de 4,63 m de diámetro y la zona de andén tiene una sección de excavación de 9,90 m de diámetro.
- Adecuación del tubo sur existente de la Northern Line para transformarlo en un vestíbulo de circulación de pasajeros, a su vez unido a través de nuevas galerías transversales al nuevo tubo sur.
- Cuatro juegos de escaleras mecánicas triples, desde superficie a la Northern Line y de ésta al DLR y a la Central Line. Estas conexiones mejoran sustancialmente el diseño base original, en el que algunas de ellas eran por ascensor.
- Un nuevo pasillo rodante de 120 m de longitud entre la Northern Line y las nuevas escaleras mecánicas de la Central Line. Este pasillo rodante, ubicado en una galería de dimensiones generosas, supone igualmente una mejora significativa del diseño base que, junto con la mayor utilización de escaleras mecánicas, contribuyen notablemente a facilitar el flujo de usuarios y reducir el tiempo medio de tránsito.

En total, algo más de 1.300 m de longitud de excavación, con secciones de excavación entre 10 m<sup>2</sup> y 90 m<sup>2</sup>, incluyendo asimismo todos los trabajos mecánicos, eléctricos, de seguridad

y sanitarios, así como la adecuación arquitectónica de las nuevas estructuras.

#### **Filosofía del diseño de Bank**

La filosofía de este diseño consistía en diseñar una estructura eficiente desde el punto de vista operacional, que proporcionase una mejora sustancial de la capacidad de la estación en relación al tránsito de usuarios y que a su vez fuese construable minimizando la afección a las estructuras existentes y sin interferir en la operación del suburbano. Para ello, una vez el modelo geométrico a construir estaba definido, se emplearon varias estrategias (ver figura 5).

Por un lado, se planteó la ejecución de las obras desde un pozo temporal sobre el futuro bypass de la Northern Line, ubicado en Arthur Street, una calle estrecha y cercana al trazado, con relativamente poco tránsito de vehículos rodados y buena conexión con las principales vías de acceso rodado a la zona. Este acceso, aunque planteaba algunas dificultades técnicas, permitía anticipar el comienzo de los trabajos ya que el diseño base consideraba atacar las excavaciones tras la demolición de unos edificios en la zona del futuro vestíbulo de venta de billetes a nivel superficie. La idea de emplear este pozo auxiliar, clave en el programa de trabajos, fue posible gracias al empleo del sistema ICE, puesto que al incorporarse al diseño suficientemente pronto en el proceso, todos los permisos asociados al proyecto incluyeron en el mismo a este pozo auxiliar.



Fig. 3\_ Detalle del proyecto. En gris la infraestructura existente y en azul la ampliación

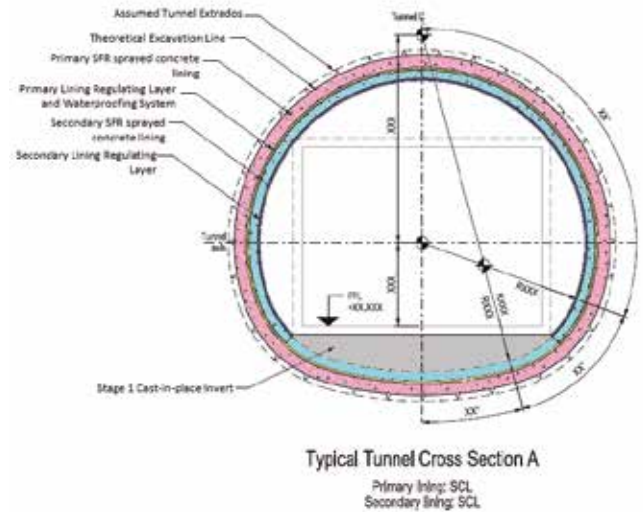


Fig. 4\_ Sección típica de túnel, con sostenimiento y revestimiento de hormigón proyectado

Por otra parte, la excavación de todas las galerías subterráneas se plantearon con medios mecánicos, mayoritariamente con sostenimientos a base de hormigón proyectado (también llamado en inglés el método SCL, siglas de *Sprayed Concrete Lining*). La ejecución de las excavaciones se planteó alrededor de la infraestructura existente desde accesos independientes, tratando de no interferir con el funcionamiento de la estación. Por ello, en los casos en los que la estructura nueva no requería modificaciones de la infraestructura existente, las galerías se excavaban hasta enlazar con las distintas estructuras existentes pero sin llegar a calarlas, realizándose los cales durante cortes nocturnos tras los cuales se vuelven a cubrir, esperando al momento final de apertura de la ampliación para materializar la conexión.

En el caso del túnel de *bypass* de la Northern Line, como en su conexión con el túnel de línea, en operación, requiere modificaciones importantes consistentes en la excavación de una caverna de entronque, este nuevo túnel de *bypass* se excava inicialmente hasta las proximidades de los dos puntos de conexión, sin interferir con la operación de la línea. De este modo se construye la mayor parte de la ampliación sin afectar prácticamente a la estación en uso, en un primer momento atacando únicamente a través del pozo temporal de Arthur Street y, posteriormente, atacando también desde la zona del nuevo vestíbulo en Cannon Street, aumentando así el número de equipos empleados y el ritmo de avance.

Una vez las excavaciones están completadas a falta de algunas conexiones, se procede a la ejecución de acabados y montaje de instalaciones, empleando principalmente el acceso de Cannon Street. Al finalizar estos trabajos, y con el acceso de Cannon Street limitado a trabajos menores y limpios por disponer de todos los acabados, el acceso a través del pozo en Arthur Street cobra de nuevo un papel fundamental, ya que permite acometer las excavaciones de conexión con el *bypass* de la Northern line, para lo cual únicamente es necesario realizar un corte temporal de uno de los túneles y algunas zonas de la estación. Estas conexiones se realizan además en una zona sin acabados complicados, lo que permite minimizar la duración del corte de la Northern Line, faci-

litando igualmente la apertura de la ampliación poco tiempo después de dicho corte.

### Geología del Proyecto

Todos los túneles se excavan en la arcilla de Londres (London Clay), una arcilla sobre consolidada, homogénea y compacta, que en la zona de la obra está presente entre 5 m y 50 m de profundidad aproximadamente. La arcilla de Londres es un material muy conocido y documentado, muy adecuado para la excavación de túneles tanto por sus propiedades mecánicas como por su impermeabilidad.

### Túneles en SCL en entorno urbano

En base a realizar las excavaciones íntegramente en la arcilla de Londres, se planteó un diseño basado mayoritariamente en hormigón proyectado, de cara a simplificar la ejecución y mejorar la durabilidad del mismo, con intención de que contribuya también con el revestimiento a largo plazo. En líneas generales, el soporte de las distintas galerías consiste en:

- Un sostenimiento primario de hormigón proyectado reforzado con fibra de acero instalado como parte del proceso de excavación y sostenimiento. Incluye una capa de sellado inicial.
- Una vez terminada la excavación, una capa de regulación de hormigón no reforzado con fibra, instalada para facilitar la instalación de la membrana de impermeabilización.
- Una membrana impermeabilizante proyectada o en lámina según el caso.
- Un revestimiento de hormigón reforzado con fibra, encofrado o proyectado según el caso
- Una capa de acabado de hormigón proyectado no reforzado, cuando el revestimiento es de éste material.

Tradicionalmente, el sostenimiento inicial se ha considerado temporal y de sacrificio después de cumplir la función de sostener la excavación durante un corto período de tiempo, únicamente para permitir construir la estructura final de revestimien-

to, calculado para soportar la carga total. Sin embargo, aquí se ha empleado el reciente enfoque que considera que el sostenimiento puede formar parte de la estructura final y contribuir al soporte de carga durante todo el ciclo de vida de la estructura.

El diseño estaba basado en secciones de excavación redondeadas, minimizando así la necesidad del refuerzo de barras de armado, reducido prácticamente a las conexiones entre galerías.

Gracias a este enfoque que minimiza los espesores de las estructuras y en consecuencia las secciones de excavación, en la mayor parte de los casos ha sido posible encajar el trazado de las nuevas galerías sin afectar a las estructuras existentes. En algunos casos esto no ha sido posible, como en el nuevo *bypass* de la nueva Northern Line que intercepta varios pilotes existentes que forman parte de las cimentaciones de varios edificios (ver figura 6), por lo que ha sido necesario recurrir a la flexibilidad que proporciona el sistema constructivo para encontrar soluciones adaptadas a cada circunstancia.

En función de las cargas soportadas por los pilotes existentes y considerando su ubicación real relativa a la sección del túnel a excavar, se consideraron varios escenarios diferentes, de cara a desarrollar la solución constructiva.

En los casos donde los pilotes interceptados no transmitían carga en la zona del túnel, al encontrarlos en el frente de excavación se aíslan, se cortan, y se coloca un material de separación compresible entre la parte inferior del pilote remanente y el sostenimiento del túnel.

En los casos donde los pilotes interceptados transmiten carga en la zona atravesada por el túnel es necesario crear una estructura de transferencia. Para ello es necesario realizar una excavación de mayores dimensiones, de modo que se pueda generar un sostenimiento más potente, al que se conecta el pilote antes de demoler la parte interceptada por el túnel. De este modo, la propia sección del túnel hace de estructura de transferencia de carga.

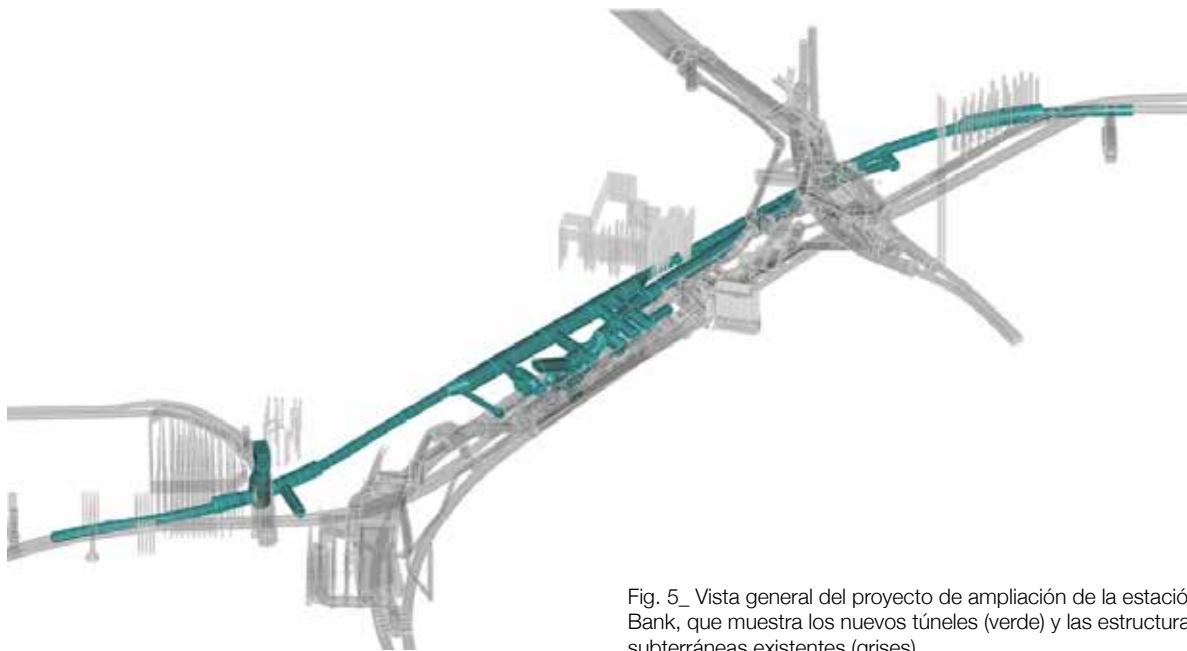


Fig. 5\_ Vista general del proyecto de ampliación de la estación de Bank, que muestra los nuevos túneles (verde) y las estructuras subterráneas existentes (grises)

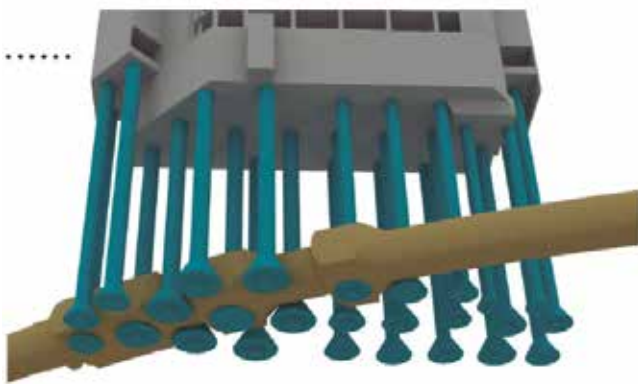


Fig. 6\_ Pilotes interceptados por la excavación del túnel



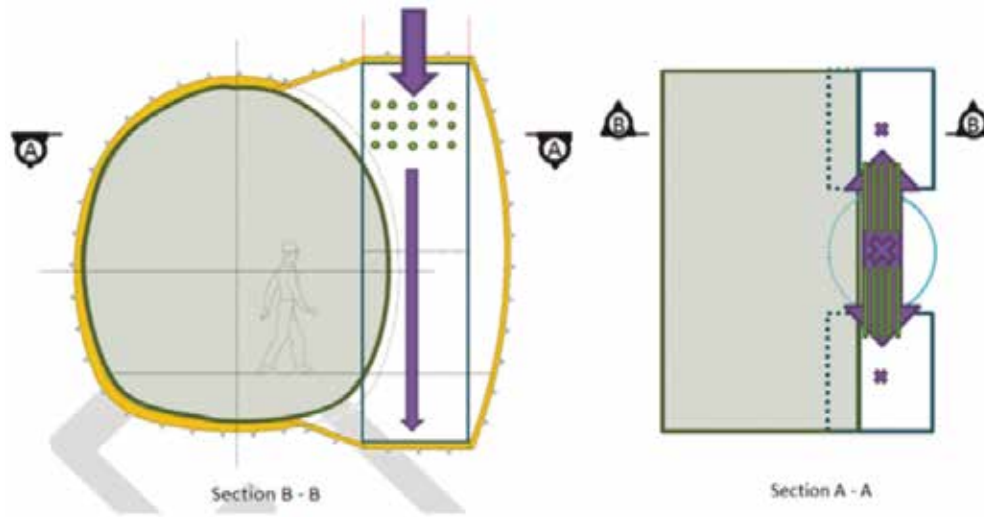


Fig. 7\_ Pilote parcialmente interceptado Vista transversal y en planta

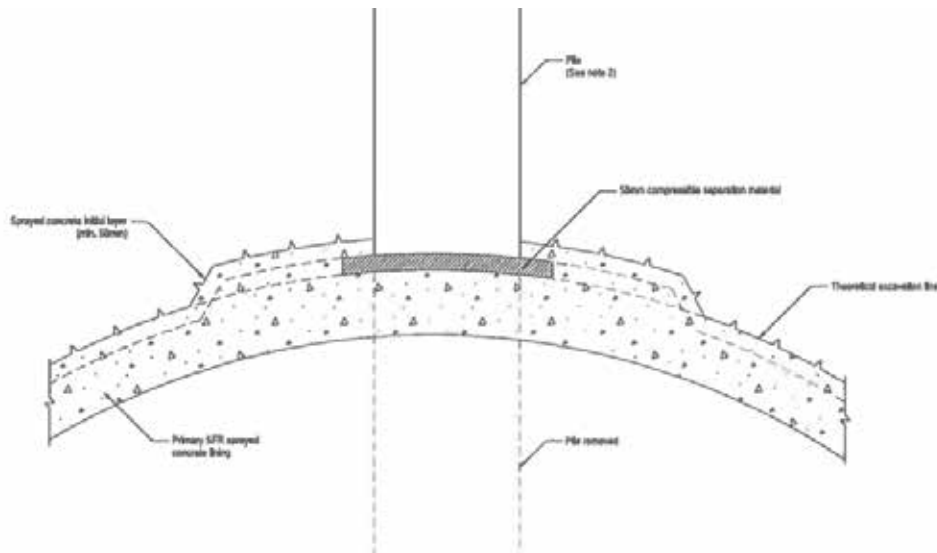


Fig. 8\_ Pilote interceptado y sin carga. Detalle del material compresible

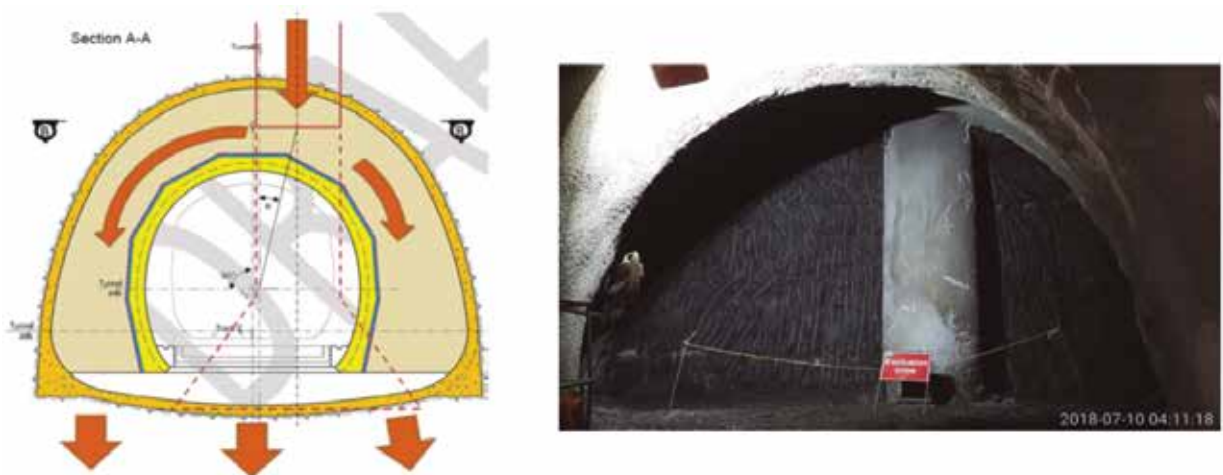


Fig. 9\_ Pilote totalmente interceptado y con carga. Vista transversal

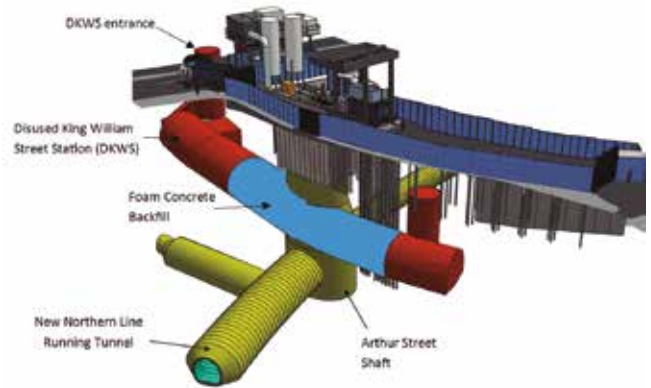


Fig. 10\_ . Pozo auxiliar de Arthur Street. Fotografía del exterior (izquierda) y modelo incluyendo la parte subterránea (derecha)

Finalmente se procede a ejecutar la impermeabilización y el revestimiento definitivo de la galería con hormigón proyectado reforzado con fibras metálicas en contacto con el material de aislamiento de ambas estructuras.

Para tener en cuenta las diferentes condiciones de carga entre el perímetro del túnel y la estructura de transferencia, se han colocado juntas en el revestimiento, en ambos extremos de dicha estructura de transferencia. Así mismo la impermeabilización presenta detalles constructivos específicos para esta solución.

## 5

### Ejecución de los túneles

La ejecución de los túneles se realiza desde el pozo de Arthur Street. Se trata de un pozo auxiliar ubicado en una calle estrecha, de entre 10 y 14 m de ancho, la cual se ha podido cortar al tráfico en unos 90 m, pero donde ha sido preciso mantener los accesos a los distintos edificios ubicados en la calle, tanto de viandantes como de vehículos a garajes.

En consecuencia, el espacio útil disponible en superficie para las instalaciones específicas, aparcamiento de maquinaria y logística es extremadamente reducido. Todo esto ha condicionado el enfoque utilizado, el número de equipos de trabajo, así como los rendimientos esperables.

Tras la ejecución del pozo y la adecuación de la antigua estación existente, se procedió a excavar un culatón de maniobras y aparcamiento de maquinaria subterráneo de unos 60 m de longitud, que posteriormente formará parte del ya mencionado *bypass* de la Northern Line. A continuación se procedió a excavar una sección de ancho ligeramente superior al estricto del túnel para permitir el cruce de maquinaria y conectado con este tramo se excavó una cámara de unos 30 m de longitud para acumular el escombros producido en aquellos periodos de tiempo en que no se puede evacuar por el pozo. Una vez realizadas estas excavaciones, algunas de ellas temporales, se pudo acometer la excavación del resto de la obra sin limitaciones de horarios por no poder retirar escombros y sin tantas limitaciones logísticas y de maquinaria.

A fecha de la redacción de este texto, junio de 2019, las excavaciones llevan un avance de aproximadamente el 80 % y la finalización de la obra se estima para 2022.

## 6

### Conclusiones

El modelo ICE ha permitido incorporar al diseño de la ampliación de la estación de Bank todas aquellas propuestas innovadoras que han facilitado y adelantado su ejecución con respecto a lo inicialmente planeado. Contratista, proyectista y propiedad han trabajado mano a mano, compartiendo ofici-



Fig. 11\_ Proyección de hormigón de sostenimiento



Fig. 12\_ Excavación de contrabóveda en las proximidades del frente con ITC 120

nas, en un ambiente distendido y de mutua colaboración, lo que, sin duda, va en beneficio del proyecto.

El modelo ICE es un ejemplo a seguir en los contratos de obras subterráneas, en los que la variable de la incertidumbre geológica obliga a asumir unos riesgos que deben ser compartidos adecuadamente. Así se ha hecho en este proyecto y a plena satisfacción de todas las partes. 📧

### **AGRADECIMIENTOS**

Nos gustaría recordar y agradecer a Enrique Fernández, fallecido recientemente, por su contribución a la redacción de este artículo y de muchos otros para la ROP, además de por sus enseñanzas, apoyo y confianza durante tantos años trabajando a su lado.



# 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](http://www.suez.es)

PAZ  
**Navarro**

Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos.  
gGRAVITY Engineering

MARÍA  
**N. Sánchez**

C.C.Q.Q.  
gGRAVITY Engineering

ELENA  
**Martín**

Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos.  
DRAGADOS

IGNACIO  
**Segura**

Dr. C.C.Q.Q.  
UPC

JANILL  
**De la Cruz**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
UPC

ALBERT  
**De la Fuente**

Doctor ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
UPC

# Dovelas innovadoras de alta durabilidad

reforzadas solo con fibras no metálicas

## RESUMEN

Los anillos de dovelas prefabricadas de HRF son un revestimiento habitual en túneles excavados con tuneladora. DRAGADOS-gGRAVITY Engineering-UPC han querido ir un paso más allá estudiando el comportamiento de dovelas reforzadas únicamente con fibras no metálicas. Las exigencias mínimas de durabilidad de los proyectos actuales alcanzan una vida útil de hasta 150 años que es difícil de asegurar con refuerzos metálicos. Se ha analizado el comportamiento estructural, de durabilidad, sostenibilidad y frente al fuego llegando a resultados muy positivos que abren la puerta a esta solución innovadora para estos elementos estructurales y otras muchas aplicaciones.

## PALABRAS CLAVE

Dovela, fibra, túnel, durabilidad, innovación

## ABSTRACT

*The SFRC precast segmental rings are a usual lining for TBM tunnels. DRAGADOS- gGRAVITY Engineering-UPC has wanted to go one step forward to study the non- steel fiber reinforced concrete segments behavior. The minimum durability requirements for current projects has achieved a life-cycle up to 150 years which is hard to assure with any kind of steel reinforcement. Structural, durability, sustainability and fire behavior have been analyzed obtaining very positive results which open the door to this innovative solution for these structural elements and other further applications.*

## KEYWORDS

*Segment, fiber, tunnel, durability, innovation*

# 1

## Introducción

Tradicionalmente, las dovelas prefabricadas de hormigón para túneles se reforzaban con armadura por las sollicitaciones a flexotracción durante las primeras horas de fabricación y a tracción cuando son empujadas por los gatos de las tuneladoras. Por ello, las dovelas se sobredimensionaban para cumplir con las resistencias exigidas para los estados iniciales.

Hace aproximadamente 15 años comenzó la aplicación de los hormigones reforzados solo con fibras (HRF) para dovelas. DRAGADOS-gGRAVITY Engineering han colaborado en el diseño e instalación de dovelas prefabricadas de HRF desde entonces, empezando con el proyecto de Crossrail C-305 (Londres, UK) y continuando con North West Rail Link (Sydney, AU), Combined Sewage Storage Tunnel (Ottawa) y Parallel Thimble Shoal Tunnel (Virginia, USA).

Con la intención de aportar una mayor durabilidad y sostenibilidad se ha querido dar un paso más en esta tecnología de materiales y reforzar las dovelas únicamente con fibras no metálicas. Se ha estudiado si se cumplen las exigencias estructurales, de durabilidad y a temperaturas extremas dentro del proyecto de I+D DURADOV, cofinanciado por el Ministerio de Ciencia, Innovación y Universidades y Fondos FEDER, desarrollado por DRAGADOS, gGRAVITY Engineering y la Universidad Politécnica de Cataluña durante los pasados 4 años.

Los resultados de este proyecto sirven para demostrar que el hormigón reforzado solo con fibras no metálicas puede cumplir con la función estructural exigida en proyectos de túneles, entre otras conclusiones que se describen a continuación.

# 2

## Nuevos tipos de fibras y mezcla de hormigón

### **Selección del tipo de fibras**

Lo primero que se realizó para llevar a cabo el proyecto fue una selección de las fibras a utilizar para los ensayos, partiendo de las fibras estructurales, macrofibras, más avanzadas disponibles en el mercado. El objetivo ha sido probar fibras de distintos materiales y características geométricas para evaluar su comportamiento estructural, de durabilidad y frente a temperaturas extremas. Así, se eligieron ocho macrofibras sintéticas de poliolefina (PP), dos de vidrio (FV), dos de basalto (B) y una de carbono (C).

### **Formulación del hormigón**

El HRF para dovelas debe cumplir una serie de características para que su puesta en obra sea adecuada y para que las fibras se acoplen bien a la mezcla. Generalmente, se piden resistencias a compresión medio-elevadas, 40-60 MPa, lo que exige ir a contenidos de cemento superiores a los 350 kg/m<sup>3</sup>. Además, suelen tener exigencias también de durabilidad, lo que implica utilizar contenidos altos de cemento y de agua bajos para crear unas estructuras poco porosas que sean difíciles de atacar. En cuanto a los áridos, es necesario diseñar una mezcla en la que se consigan curvas de áridos continuas y compactas para facilitar el obtener altas resistencias en el hormigón. Se debe tener en cuenta el tipo, forma y dimensiones de la fibra que se vaya a mezclar con el hormigón, ya que cada una de ellas está constituida por diferentes compuestos que pueden favorecer o dificultar el mezclado. Deben quedar perfectamente inmersas en la matriz del hormigón para que su adherencia sea máxima.

En este proyecto se ha trabajado con dos dosificaciones, una de hormigón convencional y otra de alta resistencia.

# 3

## Comportamiento estructural

El hormigón reforzado con fibras funciona mediante la superposición de tres factores: hormigón en masa, fibras y la interacción entre ambos materiales (condicionado por la pérdida de adherencia). La superposición de cada uno de estos fenómenos se refleja en la creciente contribución de las fibras tras la rotura de la matriz de hormigón hasta una tensión residual máxima que es condicionada por la interacción entre los materiales. Dicha interacción suele inducir una pérdida de adherencia y una reducción de la resistencia del conjunto formado por hormigón y fibra. A partir de ese punto, se aprecia una tendencia de estabilización de la respuesta mecánica obtenida.

En la fase previa a la fisuración, el comportamiento a flexión de los hormigones reforzados con fibras se asimila al del hormigón sin fibras y se considera elástico y lineal. Tras una pérdida instantánea de rigidez debida a la fisuración, en el punto A se inicia la contribución de las fibras, lo que supone un incremento de la carga resistida para un determinado ancho de fisura respecto al hormigón sin fibras. La contribución de las fibras crece hasta el punto B, momento en el que las fibras alcanzan su máxima contribución. El punto B y la pendiente del tramo AB, está gobernada por el tipo y cuantía de fibra. A partir del punto B, comienza la

| Componente                 | Dosificación (kg/m³) |      |
|----------------------------|----------------------|------|
|                            | HC                   | AR   |
| Arena 0/4                  | 995                  | 860  |
| Árido 4/10                 | 401                  | 440  |
| Árido 10/20                | 499                  | 490  |
| Agua                       | 148                  | 168  |
| CEM I 52.5 R               | 370                  | 420  |
| Aditivo superplastificante | 3,7                  | 3,15 |
| Relación arena/grava       | 1,11                 | 0,92 |
| a/c                        | 0,4                  | 0,4  |

Tabla 1\_ Dosificaciones de hormigón utilizadas

pérdida de adherencia y arrancamiento que se acentúa a partir del punto C.

Un mayor detalle del comportamiento a flexión de las dosificaciones estudiadas puede encontrarse en los resultados de las fases experimentales realizadas en el proyecto DURADOV (tabla 2). En estas fases de ensayos se obtienen los valores medios a los 28 días del límite de proporcionalidad ( $f_{lj}$ ) y las resistencias residuales a flexotracción ( $f_{Rj}$  [MPa]) especificadas en la norma EN 14651 (2005) para distintas aperturas de fisura fr1 (0,5 mm), fr2 (1,5 mm), fr3 (2,5 mm), fr4 (3,5 mm) para distintos tipos de fibras y dosificaciones de hormigón convencional (HC) y alta resistencia (AR).

### Características mecánicas exigidas en dovelas HRF para túneles

En los proyectos de túneles con dovelas reforzadas con fibras se exigen unas ciertas características mecánicas:

- Resistencia a compresión en edades tempranas (desmoldeo, acopio y manipulación) habitualmente en torno a 12-15 MPa, y valores habituales a 28 días  $\geq$  40 MPa y a 90 días  $\geq$  50 MPa;
- Resistencia a tracción entre 4-5 MPa;
- Resistencia residual a flexotracción para distintas aperturas de fisura según distintos tipos de ensayo. Actualmente se suele exigir un mínimo de resistencia residual en el límite de proporcionalidad ( $f_{LOP}$ ) y también en una apertura de fisura en torno a 2,5 mm- 3,5 mm según se realice el ensayo de flexotracción europeo o americano. Estas resistencias residuales mínimas suelen estar en un rango de 4-5 MPa para  $f_{LOP}$  y para aperturas de fisuras de 2,5 y 3,5 mm suelen estar alrededor de 3-4 MPa. Por supuesto estos valores son orientativos ya que estas resistencias mínimas provienen en todos los casos de un cálculo estructural en cada proyecto.

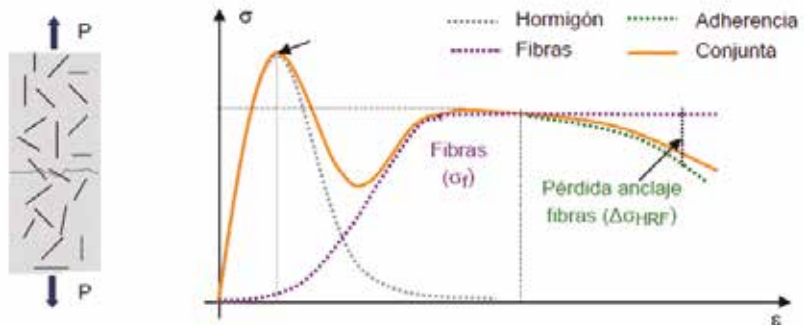


Fig. 1\_ Comportamiento de hormigón reforzado con fibras

|                  | AR_10_PP4 | AR_10_PP5 | AR_10_PP6 | AR_10_PP7 | AR_10_PP8 | AR_19,6_B2 |
|------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|
| fr lop (MPa)     | 4,72      | 3,99      | 4,22      | 4,46      | 3,67      | 3,81       |
| Desv. Est. (MPa) | 0,83      | 0,02      | 0,1       | 0,12      | 0,19      | 0,32       |
| CV (%)           | 17,67     | 0,58      | 2,42      | 2,8       | 5,15      | 8,45       |
| fr1 (MPa)        | 2,89      | 2,23      | 2,63      | 1,68      | 2,19      | -          |
| Desv. Est. (MPa) | 0,25      | 0,62      | 0,41      | 0,17      | 0,15      | -          |
| CV (%)           | 8,85      | 27,65     | 15,58     | 9,82      | 6,82      | -          |
| fr2 (MPa)        | 3,97      | 3,06      | 3,5       | 2,56      | 2,77      | -          |
| Desv. Est. (MPa) | 0,34      | 0,9       | 0,51      | 0,25      | 0,17      | -          |
| CV (%)           | 8,51      | 29,36     | 14,58     | 9,94      | 6,19      | -          |
| fr3 (MPa)        | 4,45      | 3,45      | 3,86      | 3,24      | 2,9       | -          |
| Desv. Est. (MPa) | 0,43      | 0,92      | 0,58      | 0,43      | 0,21      | -          |
| CV (%)           | 9,59      | 26,61     | 15,09     | 13,19     | 7,21      | -          |
| fr4 (MPa)        | 4,41      | 3,56      | 3,97      | 3,52      | 2,78      | -          |
| Desv. Est. (MPa) | 0,49      | 0,82      | 0,65      | 0,5       | 0,24      | -          |
| CV (%)           | 11,19     | 23,16     | 16,51     | 14,22     | 8,51      | -          |

Tabla 2\_ Resistencia residual a flexotracción AR (3ª fase de ensayos- DURADOV (Desv.Est.: Desviación estándar, CV (%): Coeficientes de Variación)

### **Campañas experimentales. Ensayos realizados.**

Se han llevado a cabo 4 campañas experimentales con un total de 455 probetas ensayadas para los siguientes ensayos para conocer la capacidad resistente:

- Resistencia a compresión a 7 y a 28 días;

- Comportamiento post-fisuración del hormigón. Ensayo de resistencia residual a flexotracción (UNE-EN 14651:2007) y el ensayo Barcelona de doble punzonamiento;

- Módulo de elasticidad mediante ensayo de velocidad ultrasónica.

Y también para conocer las características de durabilidad:

- Densidad y porosidad accesible al agua (UNE 83980:2004);

- Absorción de agua por capilaridad (UNE 83982:2008).

En las fases experimentales se ensayaron los siguientes tipos de fibra y dosificaciones (tabla 3):

|          | Número de fibras ensayadas en un mismo material | Material                         | Dosificación (kg/m³) | Tipo de hormigón*                      |
|----------|---|----------------------------------|----------------------|--|
| Fase I   | 3   | Poliiolefina                     | 6,4                  | HC y AR                                |
|          | 1   | Basalto                          | 19,6                 |  |
|          | 2   | Vidrio                           | 12,6-18,7            |  |
| Fase II  | 3   | Poliiolefina                     | 8                    | HC y AR, esqueleto granular modificado |
|          | 3   | Poliiolefina                     | 10                   |  |
|          | 1   | Vidrio reforzado con poliolefina | 20                   |  |
| Fase III | 5   | Poliiolefina                     | 10                   | AR                                     |
|          | 1   | Basalto                          | 19,6                 |  |
|          | 1   | Carbono                          | 9                    |  |
| Fase IV  | 2   | Poliiolefina                     | 10                   | AR                                     |
|          | 2   | Poliiolefina de 2 tipos          | 5+5**                |  |
|          | 2   | Poliiolefina de 2 tipos          | 3+7**                |  |

Tabla 3\_ Tipos de fibras y dosificaciones utilizadas

\* HC: hormigón convencional

AR: hormigón de alta resistencia

\*\* 5+5: 5 kg/m³ de PP3 + 5 kg/m³ de PP4 (PP3, PP4 dos tipos distintos de fibras de poliolefina)

\*\* 3+7: 3 kg/m³ de PP3 + 7 kg/m³ de PP4

### Comportamiento post-fisuración

Para el comportamiento post-fisuración del hormigón con fibras no metálicas para dovelas se han realizado ensayos de resistencia residual a flexotracción (UNE EN 14651) y Barcelona (UNE 83515). En la primera fase se observó que las fibras derivadas de la poliolefina son las que tenían un mejor comportamiento a flexotracción con una resistencia residual a flexotracción en el rango de 1,26-2,55 MPa con apertura de fisura 2,5 mm ( $f_{r3}$ ) y  $f_{LOP}$  de 3,71-5,14 MPa con una dosificación de 6,4 kg/m<sup>3</sup> (0,7 % del volumen). Estos resultados de resistencia residual eran bajos teniendo en cuenta las exigencias existentes en los proyectos, por lo que se decidió modificar el esqueleto granular de la mezcla de hormigón, aumentar la dosificación y ensayar ya solo con fibras de poliolefina y de vidrio por los malos resultados con las de basalto.

En la segunda fase de ensayos las fibras de poliolefina (PP1-PP3) dieron los mejores resultados respecto a las de vidrio (FV2). En esta fase se aumentó la dosificación a 8 y 10 kg/m<sup>3</sup> dando lugar a resistencias residuales de 2,40-3,81 MPa para  $f_{r3}$  y 3,50-4,92 MPa para el  $f_{LOP}$  para la dosificación de 10 kg/m<sup>3</sup>. Las fibras de vidrio dieron resultados bajos en el  $f_{r3}$  como se puede observar en el siguiente gráfico. El valor  $f_{LOP}$  viene influenciado principalmente por la matriz de hormigón y no por las fibras incorporadas.

La fibra PP3 tiene los mejores resultados en resistencia hasta alcanzar la apertura de fisura de 2,5 mm pero a partir de este momento sufre una pérdida de adherencia debido a la geometría y a la textura de dicha fibra, sobre todo por ser una fibra con gran esbeltez pero lisa.

En la tercera fase experimental queda confirmado que las macrofibras de poliolefina son aquellas que dan mayores resistencias en comparación con las fibras de basalto y de carbono. Se obtiene una resistencia residual a flexotracción  $f_{r3}$  de 4,45 MPa con 10 kg/

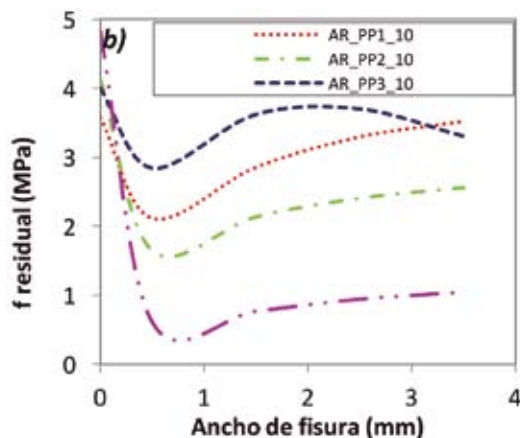


Fig. 2\_ Resistencias residuales a flexotracción de hormigón de alta resistencia en Fase II

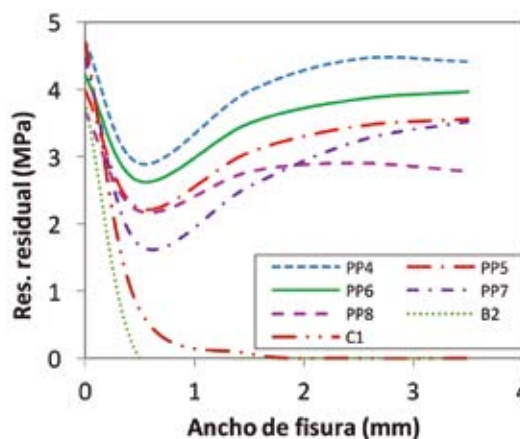


Fig. 3\_ Resistencias residuales a flexotracción de hormigón de alta resistencia en Fase III

m<sup>3</sup> con la fibra PP4, similar a lo que se había obtenido en la fase anterior con la fibra PP3 pero existe una mejora que es que su resistencia en mayor apertura de fisura se estabiliza e incluso aumenta para las fibras PP4 a PP7. De hecho, las fibras PP4 y PP6 con dosificación de 10 kg/m<sup>3</sup> obtienen un  $f_{r4}$  (CMOD: 3,5 mm) de 3,97-4,41 MPa.

En la Fase IV se obtienen excelentes resultados a flexotracción que se exponen a continuación para las distintas fibras y dosificaciones y los 9 ensayos hechos para la fibra PP4, con un máximo de  $f_{LOP}$  de 6,79 MPa y  $f_{r3}$  de 7,54 MPa, un promedio de  $f_{LOP}$  de 6,41 MPa y  $f_{r3}$  de 6,67 MPa que cumplen las exigencias a nivel estructural actuales holgadamente.

Los ensayos Barcelona confirmaron los resultados obtenidos con los ensayos a

flexotracción de que las fibras derivadas de la poliolefina tienen la mayor tenacidad y control de la fisuración.

### Ecuaciones constitutivas

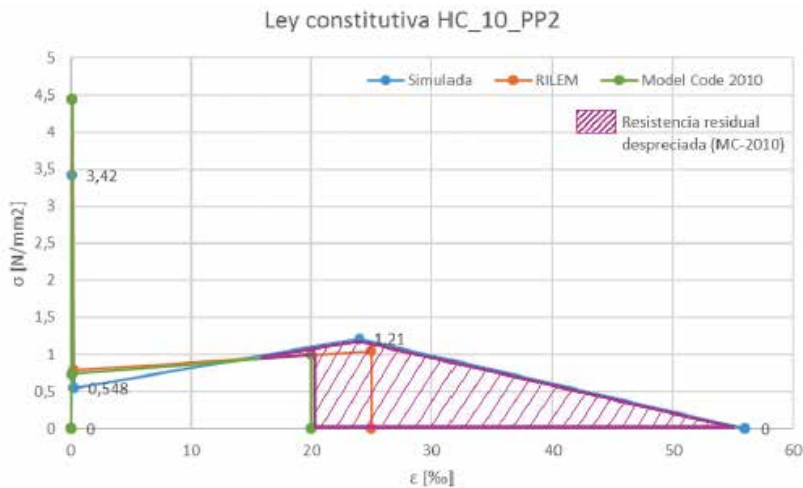
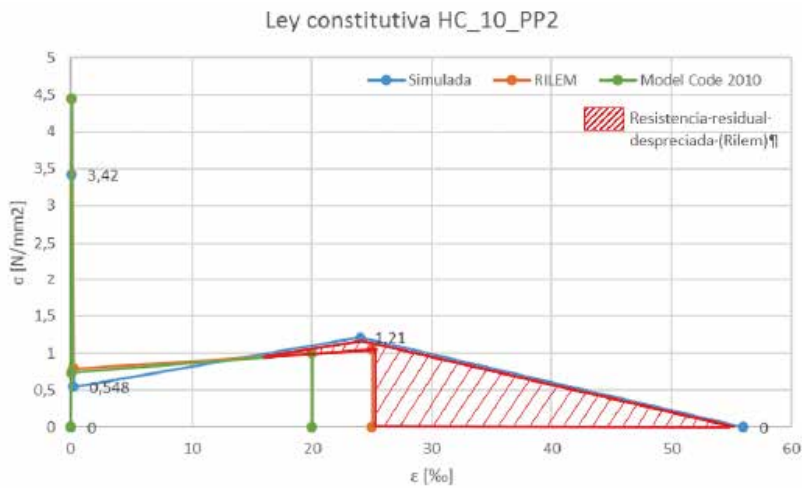
Se ha obtenido la ecuación constitutiva del hormigón reforzado con fibras no metálicas mediante análisis inverso y mediante las normativas (Model Code 2010 y RILEM) para compararlas. La conclusión fundamental es, entre otras, que el ajuste de las normativas respecto al análisis inverso no es muy bueno. En los primeros tramos el ajuste es aceptable, pero al ser las leyes constitutivas de las normativas tri-lineales, se desprecia la aportación extra de resistencia residual.

Adicionalmente, se realizó una comparación con el comportamiento de un hormigón con fibras metálicas y se llega a la conclusión de que las leyes cons-

| Fase IV       | Flop (MPa) | CV % | $f_{R,1}$ (MPa) | CV %  | $f_{R,2}$ (MPa) | CV %  | $f_{R,3}$ (MPa) | CV %  | $f_{R,4}$ (MPa) | CV %  |
|---------------|------------|------|-----------------|-------|-----------------|-------|-----------------|-------|-----------------|-------|
| AR_10_PP6     | 4,78       | 7,4  | 2,86            | 3,44  | 3,93            | 4,34  | 4,46            | 4,62  | 4,65            | 3,12  |
| AR_10_PP4     | 4,74       | 4,93 | 4,2             | 10,83 | 6,11            | 14,26 | 6,99            | 14    | 7,1             | 13,89 |
| ARm_5+5_PP3,4 | 5,08       | 2,21 | 3,98            | 5,36  | 5,42            | 6,58  | 6,01            | 6,47  | 6,17            | 7,9   |
| ARm_3+7_PP3,4 | 4,51       | 8,12 | 3,15            | 28,36 | 4,61            | 31,65 | 5,17            | 27,76 | 5,46            | 27,21 |

| 9 ensayos adicionales con PP4 | 1    | 2    | 3    | 4    | 5    | 6    | 7    | 8    | 9    | Promedio (MPa) | Desv. Est. (MPa) | C.V. (%) |
|-------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|----------------|------------------|----------|
| $f_{LOP}$                     | 6,79 | 7,13 | 6,22 | 7,51 | 6,51 | 5,34 | 5,68 | 6,51 | 5,96 | 6,41           | 0,69             | 10,77    |
| $f_{R1}$                      | 4,23 | 4,7  | 4,37 | 4,76 | 4,3  | 4,75 | 3,76 | 4,28 | 4,69 | 4,43           | 0,33             | 7,52     |
| $f_{R2}$                      | 5,89 | 6,48 | 5,72 | 6,5  | 5,75 | 6,92 | 4,95 | 6,08 | 6,77 | 6,12           | 0,62             | 10,12    |
| $f_{R3}$                      | 6,59 | 7,08 | 6,07 | 7,44 | 6,4  | 7,54 | 5,58 | 6,64 | 6,71 | 6,67           | 0,63             | 9,39     |
| $f_{R4}$                      | 6,77 | 7,01 | 6,09 | 7,26 | 6,31 | 7,7  | 5,54 | 6,12 | 6,54 | 6,59           | 0,67             | 10,1     |

Tabla 4\_ Resistencias residuales a flexotracción de hormigón de AR en Fase VI



Figs. 4 y 5\_ Leyes constitutivas donde se indica la parte de resistencia residual que desprecian las normativas, en rojo (RILEM) y en morado (Model Code-2010)

titutivas de las normativas se adaptan mejor que con fibras no metálicas. El valor post-pico de la tensión residual es menor que lo considerado en las normativas y existe una caída drástica desde la tensión de fisuración. El valor pico de la tensión residual para fibras metálicas se encuentra entre 8-15% de deformación de las normativas y la aportación de resistencia residual que se desprecia es menor.

Con el fin de ajustar mejor la ecuación constitutiva al hormigón reforzado con fibras no metálicas se propone una ley constitutiva cuatri-lineal transformando la deformación última de las Normativas vigentes en residual, añadiendo una deformación última de 40%, de esta manera se sigue estando del lado de la seguridad pero con una mayor aproximación a lo real.

## 4 Durabilidad

Para evaluar la durabilidad de los diferentes tipos de fibras ensayados durante el proyecto se ha realizado una campaña experimental en la que se ha sometido a la fibra a diferentes ambientes agresivos y exposiciones. Todos los ensayos se han realizado a través del hilo madre de la fibra, no de la fibra propiamente dicha, para poder caracterizar mejor las propie-

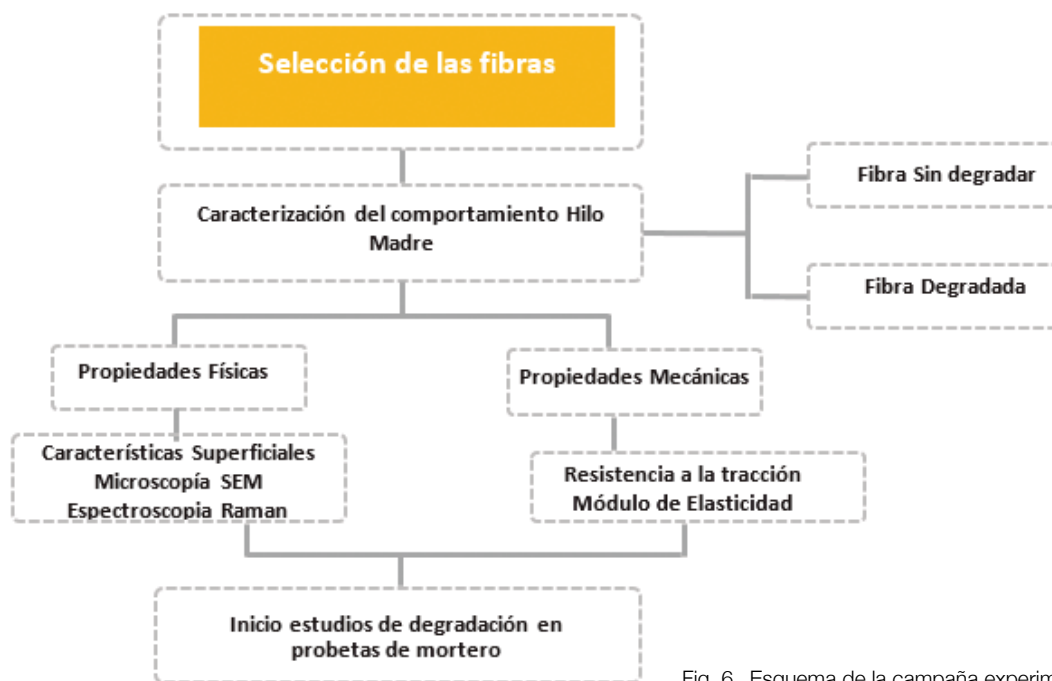


Fig. 6\_ Esquema de la campaña experimental

dades básicas y las características físico-químicas. Se han realizado ensayos sobre 8 fibras de poliolefina de diferentes características y una de basalto.

Se ha sometido a las fibras a siete disoluciones con diferentes iones agresivos, y con diferentes periodos de exposición:

El procedimiento seguido consiste en preparar las disoluciones, sumergir las fibras en cada una de ellas y mantenerlas en una cámara climática a la temperatura de ensayo. La exposición varía de 1 a 60 días. Se secan y se guardan en film transparente hasta el momento de ser ensayadas.

Los ensayos seleccionados para evaluar el comportamiento frente a los agentes agresivos son:

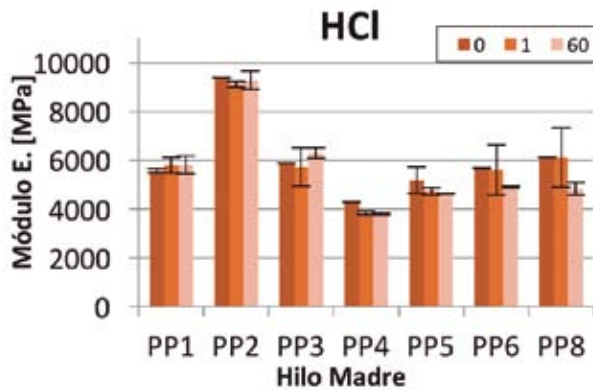
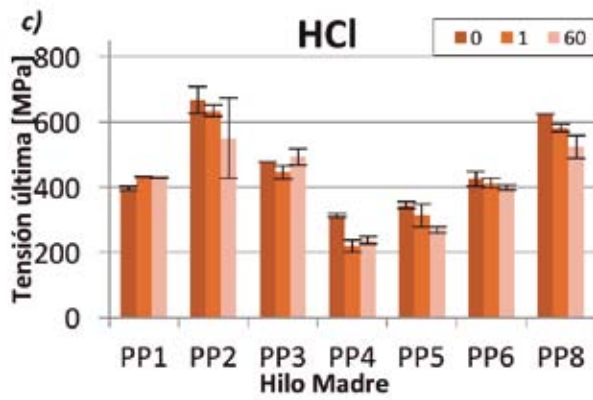
- Microscopía electrónica de barrido
- Espectroscopía Raman
- Características superficiales
- Resistencia a tracción y módulo elástico

Se exponen a continuación, como ejemplo, algunos resultados obtenidos en el proceso de ensayo.

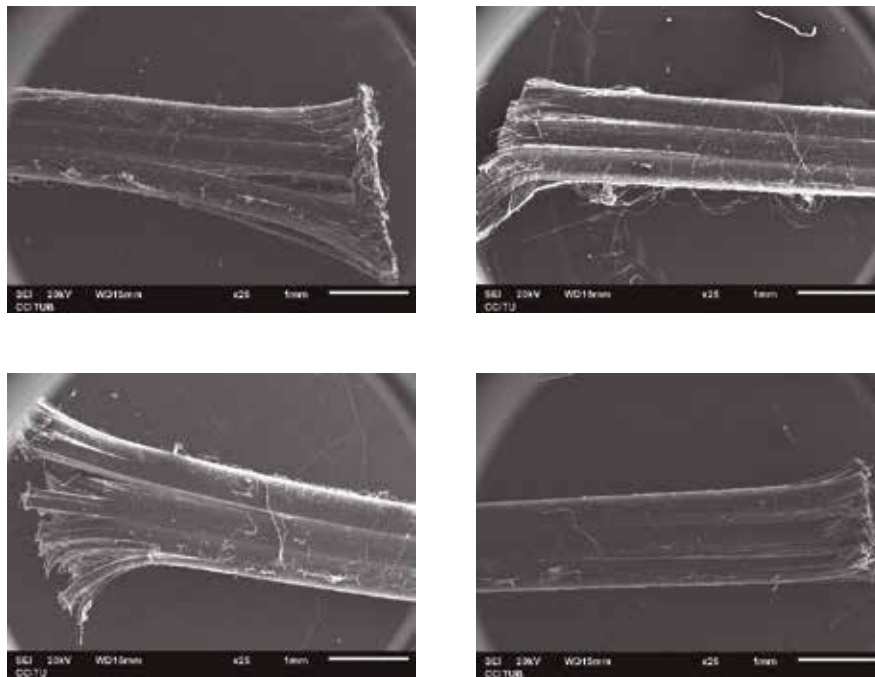
Los resultados obtenidos tras el periodo de inmersión y ensayo indican que no se aprecia degradación importante en ninguna de las muestras, manteniéndose las propiedades mecánicas y características superficiales muy similares a las iniciales. Las variaciones en la resistencia a tracción y módulo están de media en un 10-15 % de reducción. Los ensayos de microscopía de barrido y espectroscopía Raman no indican una alteración en las características de las fibras. Por lo tanto, los ensayos realizados avalan la alta durabilidad de las fibras de poliolefina cuando se las somete a diferentes agentes agresivos.

| Tipo de ataque químico | Medio       | Concentración | Nomenclatura                   | Temperatura | Duración |
|------------------------|-------------|---------------|--------------------------------|-------------|----------|
| Sales                  | Cloruros    | 3 %           | NaCl                           | 20 °C       | 1-60 d   |
|                        | Magnesio    | 5 %           | MgSO <sub>4</sub>              | 20 °C       |          |
|                        | Sulfatos    | 5 %           | NaSO <sub>4</sub>              | 20 °C       |          |
| Ácidos                 | Clorhídrico | 10 %          | HCl                            | 20 °C       |          |
|                        | Sulfúrico   | 5 %           | H <sub>2</sub> SO <sub>4</sub> | 20 °C       |          |
|                        | Acético     | 5 %           | CH <sub>3</sub> COOH           | 20 °C       |          |
| Básico                 | Álcalis     | 1M            | NaOH                           | 40 °C       |          |





Figs. 7 y 8\_ Resistencia a tracción y módulo de elasticidad tras exposición a HCl



Figs. 9\_ Micrografías electrónicas SEM de la fibra PP8 sin atacar, Ácido: HCl 10 %, H<sub>2</sub>SO<sub>4</sub> Básico: NaOH

## 5 Comportamiento a temperaturas extremas

### Características de comportamiento al fuego exigidas en proyectos

El objetivo de la resistencia al fuego de las dovelas de HRF es dotarlas de un comportamiento estructural tal que tras un fuego de una determinada intensidad y con una determinada duración, el anillo de dovelas tenga la suficiente resistencia residual para que continúe ejerciendo su función de soportar las cargas del terreno y siga siendo estable y seguro para vehículos y personas que transiten a través de él.

En la actualidad existen numerosas normativas, recomendaciones y/o guías para el diseño de estructuras de hormigón frente al fuego que exigen a éstas resistir una determinada curva de fuego para asimilar un incendio tipo y su efecto sobre el anillo de dovelas en este caso. A partir de la aplicación de una de estas curvas de fuego se analiza la respuesta térmica de la sección y el fenómeno del *spalling*.

Los requisitos para el diseño de la resistencia al fuego de las dovelas en los proyectos son:

- Cumplir con los requisitos de intervención y evacuación;
- Garantizar la resistencia residual suficiente tras el fuego;
- Cumplir la curva de fuego establecida y que exista integridad para permitir el rescate y la evacuación de las personas y la intervención de los equipos de rescate sin riesgo de colapso estructural;
- El criterio de fallo de las muestras ensayadas en una curva de fuego es que no se produzca un *spalling* significativo de las superficies expuestas al fuego. En dovelas reforzadas con fibras metálicas se le añade una pequeña dosificación de fibras de polipropileno mientras

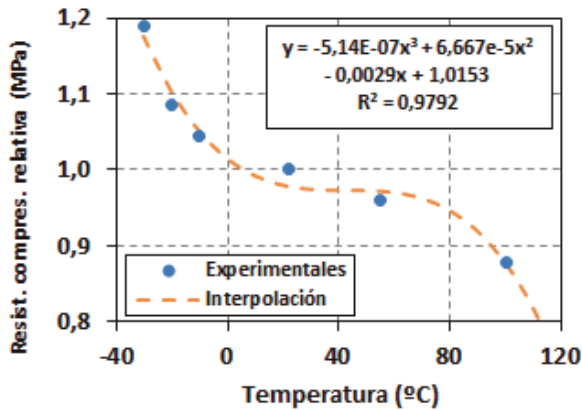


Fig. 10\_ Resultados de resistencia a compresión en términos de temperatura

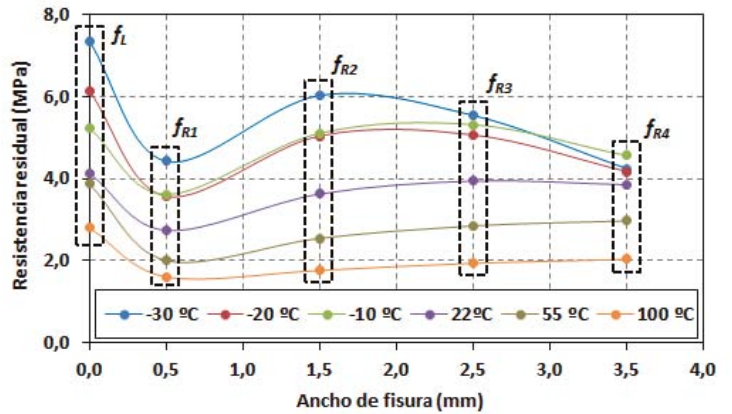


Fig. 11\_ Resultados de resistencia a flexotracción en términos de temperatura

que con fibras no metálicas no sería necesario.

### Ensayos a temperaturas extremas

Para esta campaña se utilizó la mezcla de hormigón con 10 kg/m<sup>3</sup> de fibras de poliolefina que mejores resultados dio en los ensayos de comportamiento mecánico.

Los ensayos realizados para caracterizar al hormigón son el de resistencia a compresión, el de flexotracción y el ensayo Barcelona, todo ello a distintas temperaturas que son: -30 °C, -20 °C, -10 °C, 22 °C, 55 °C y 100 °C.

Se observa que la resistencia a compresión disminuye a medida que aumenta la temperatura en un rango de 69,80 a 51,51 MPa.

Los resultados de los ensayos a flexotracción arrojan los mismos resultados, es decir, que con la disminución de temperatura aumenta la resistencia residual y viceversa.

Los resultados en los Ensayos Barcelona confirman lo ya expuesto. Además, se concluye que las fibras presentan un comportamiento estructural más homogéneo a temperatura ambiental de 22 °C, ya que sus coeficientes de variación son menores que a temperaturas por debajo de 0 °C.

### Ensayos a escala real

Se realiza una campaña de ensayos con dovelas a escala real para analizar el comportamiento de dovelas de hormigón reforzado con fibras sometido a

situaciones accidentales de incendio y carga exterior. Se ensayaron dovelas reales con la geometría de una obra hidráulica actualmente en construcción por DRAGADOS en Ottawa (Canadá). Estas dovelas tienen unas dimensiones de 3 m de diámetro y 3,40 m de diámetro exterior.

Para el ensayo al fuego se colocan las dovelas sobre un horno en cuyo interior se simula un incendio que alcanza los 1.100 °C utilizando la curva de hidrocarburos del Eurocódigo-1. Además, se ensayaron estas mismas dovelas a flexión. Se realizaron estos ensayos en dovelas de HRF metálicas (40 kg/m<sup>3</sup>) como los que se fabrican para la obra y en dovelas de HRF de poliolefina (10 kg/m<sup>3</sup>) con el fin de comparar ambos tipos de dovela.

Se ensayaron 4 dovelas, dos con fibras metálicas y dos con fibras de poliolefina. Una de cada se ensayó al fuego y después se sometió al ensayo a flexión y las otras dos solo se ensayaron a flexión para provocar el cambio en sus propiedades provocado por el fuego.

Para los ensayos al fuego se colocaron 12 termopares en la dovela para medir la distribución de temperaturas en la misma. Se concluye que el comportamiento térmico de las dovelas de hormigón en términos de evolución de la temperatura es independiente del tipo de fibra.

En el ensayo al fuego se observa en la inspección visual y en la medición del *spalling* que las dovelas con fibras me-



Foto 1\_ Dovelas antes de ser sometidas a los ensayos al fuego



Fotos 2 y 3\_ Colocación de la dovela en el horno

| Fibras metálicas (SFRC) |           |               | Fibras poliolefina (PFRC) |           |               |
|-------------------------|-----------|---------------|---------------------------|-----------|---------------|
| Máx. (mm)               | Min. (mm) | Promedio (mm) | Máx. (mm)                 | Min. (mm) | Promedio (mm) |
| 104                     | 5         | 32            | 43                        | 6         | 19            |

Fig. 12\_ Desprendimiento de los hormigones tras ensayar las dovelas al fuego

tálicas presentan desprendimientos de hormigón de mayor profundidad media pero menos extendidos. Esta mayor profundidad del *spalling* se traduciría en una reducción más severa del canto de la sección por lo que el número de fibras que cosen una sección se vería reducido. Esto se podría explicar debido a que la dilatación del acero provoca unas expansiones volumétricas de las fibras que el hormigón no es capaz de compensar, por lo que aparecen tensiones de tracción en él que facilitan el desprendimiento. Al contrario, las fibras de poliolefina funden a una temperatura de 200 °C, por lo que las tensiones que pueden generar en el hormigón en caso de incendio son muy reducidas.

En los ensayos a flexión se observa que la dovela de fibras metálicas tiene una pérdida en carga máxima obtenida de un 51 % (de 173,8 kN a 85,08 kN). Esto es debido tanto al deterioro del hormigón como a la reducción de espesor debido al *spalling*. En comparación, las dovelas reforzadas con fibra

de poliolefina tienen una pérdida en carga máxima de un 73 % (de 134,7 kN a 35,3 kN).

## 6 Conclusiones

Las dovelas de hormigón reforzado solo con fibras no metálicas son en el presente una solución muy ventajosa en términos de durabilidad y sostenibilidad para dar solución a la larga vida útil exigida en mucho proyectos que se diseñan en ambientes de cierta agresividad. En este artículo se demuestra que este material cumple con los requisitos estructurales que se exigen a nivel mundial por lo que a día de hoy pueden servir para el diseño de dovelas para túneles y otras aplicaciones. El estudio sobre el comportamiento al fuego que se ha realizado ofrece resultados buenos en comparación con las fibras metálicas y se espera ampliar el conocimiento en este campo con más ensayos en un futuro próximo. 📧

# Acondicionamiento y restauración del túnel de Laminoria

en el trazado de la vía verde del  
antiguo ferrocarril vasco-navarro



JAIME  
**Otazua**

Ingeniero de Minas.  
TPF Getinsa Euroestudios



JAVIER  
**Mañero**

Geólogo.  
TPF Getinsa Euroestudios

## RESUMEN

Dentro de los objetivos de trabajo del Departamento de Medio Ambiente y Urbanismo de la Diputación Foral de Álava se encuentra el túnel de Laminoria, de 2.200 m de longitud, construido entre 1919 y 1927 para el antiguo ferrocarril Vasco-Navarro entre Vitoria y Estella, que precisa ser acondicionado y reparado para completar los 61 km de trazado de la vía verde existente. Tanto la antigüedad del túnel, el método constructivo como las características geotécnicas particulares del terreno por el que discurre han influido en las numerosas patologías y derrumbes que presenta. Su reparación mejoraría sustancialmente la vía verde e impulsaría aún más su utilización.

A lo largo de este artículo se describen dichas patologías, sus causas así como las soluciones propuestas para su rehabilitación y nueva puesta en servicio para su uso dentro de la vía verde.

## PALABRAS CLAVE

Túnel ferroviario, acondicionamiento, reparación, patología, techo plano

## ABSTRACT

*One of the objectives of the Urbanism and Environmental Department pertaining to the Diputación Foral de Álava, is the refurbishment, repairing and adaptation of the 2000 m long "Laminoria" Tunnel, which was erected between 1919 and 1927 as a part of the Basque-Navarre railway line. The purpose of these works is the incorporation of the refurbished stretch to the existing bike & pedestrian green corridor, up to complete a length of 61 km. Due to the significant oldness of the existing tunnel, the construction methodology adopted when executed, and the singular geotechnical features of the ground through which tunnel runs, such tunnel presents numerous instabilities, raveling and water seepage. Its repairing probably would improve the green corridor alignment and enhance still its use.*

*In this paper the instability phenomena are described, their origin, and also the solutions proposed for its refurbishment, improvement and entry into service.*

## KEYWORDS

*Railway tunnel, refurbishment, repairing, structural defects, slabbing*

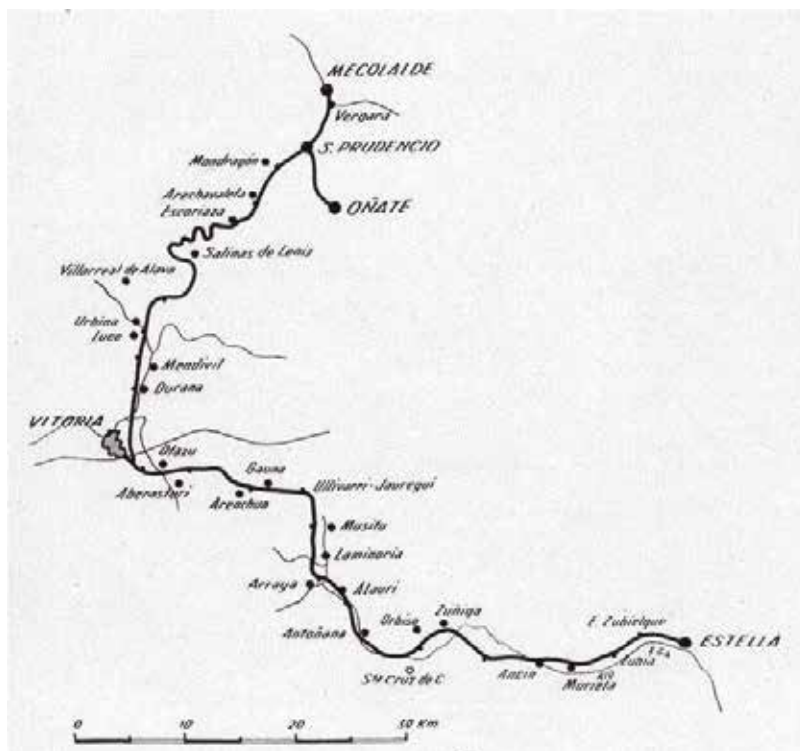


Fig. 1\_ Esquema de la red del Ferrocarril Vasco-Navarro según la memoria 1936-1941 de Explotación de Ferrocarriles por el Estado

# 1

## Introducción

Entre los años 1920 y 1927 se construye la línea de ferrocarril de Vitoria a Estella, denominado ferrocarril Vasco-Navarro. En ella se encuentra el túnel de Laminoria, de 2.200 metros de longitud, es el más largo del recorrido que atraviesa la Sierra de Andía pasando de la cuenca del Zadorra a la cuenca del río Ega; en su construcción se tardó dos años. Cerca del túnel se encontraba el apeadero de Laminoria, que con el tiempo cobró importancia por la explotación minera que se abrió en el lugar y que sacaba sus productos por la línea férrea.

La construcción del túnel se desarrolló entre los años 1919 y 1927, manteniéndose en servicio hasta 1967, año en el que quedó abandonado.

Este trazado ferroviario a su paso por el Territorio Histórico de Álava ha sido restaurado y acondicionado por la Diputación Foral de Álava como Vía Verde para peatones y ciclistas. En la actualidad existen en uso 61 km de itinerario habilitados y puestos en servicio, faltando únicamente para completar el recorrido el tramo del Túnel de Laminoria.

En marzo de 2017, el Servicio de Sostenibilidad Ambiental del Departamento de Medio Ambiente de la Diputación Foral de Álava decide contratar los trabajos de redacción del proyecto constructivo de acondicionamiento y restauración del Túnel de Laminoria

# 2

## Descripción del túnel

El proceso constructivo que parece que se estableció consistió en una excavación previa de la zona de avance, colocando en la bóveda un sostenimiento de hormigón pobre encofrado, para posteriormente excavar la destroza y colocar “apoyos” de mampuestos en las zonas donde el macizo rocoso es de peor calidad.

Durante el tiempo que estuvo en servicio no se dispone de datos sobre la existencia de problemas de estabilidad o daños en el revestimiento, aunque en este punto cabe mencionar

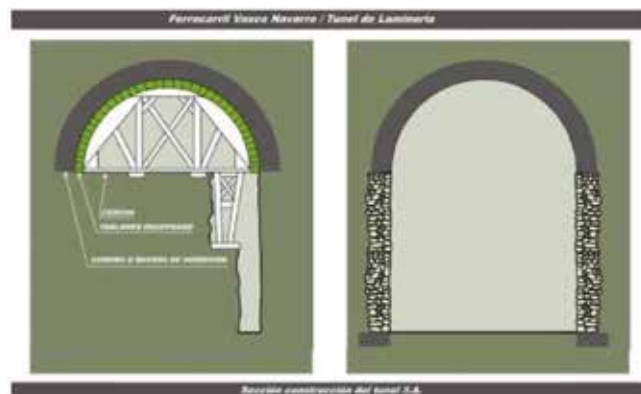


Fig. 2\_ Sistema constructivo túnel de Laminoria (Fuente: "Esta es la historia de la gran excavación del túnel de Laminoria" I.Armentia)

que tras la inspección llevada a cabo se han observado zonas donde se realizaron refuerzos de hormigón más recientes entre apoyos de revestimiento.



Fig. 3\_ Refuerzo del revestimiento

Para el suministro de agua potable al municipio de Alegría (distante 7,2 km de la boca Norte), en 1982 se instaló en el túnel una tubería de polietileno de 150 mm de diámetro



Fig. 4\_ Tubería de abastecimiento (Boca Sur)

En el año 1982 el túnel se utilizó como trasvase de agua desde la cuenca del río Ega (boca Sur) hacia la cuenca del río Zadorra (boca Norte), utilizando para tal fin una tubería de hierro hasta una compuerta situada en el interior del túnel, a 64 m de la boca Sur, donde se vertía el agua, quedando ésta embalsada.



Fig. 5\_ Tubería del trasvase (Boca Norte)

### 3

#### Registro histórico de daños

De la documentación revisada se pudo establecer una cronología del progresivo deterioro de la infraestructura:

- o Año 1982 (instalación trasvase de cuencas). Existía un pequeño desprendimiento lateral. Se podía ver la luz natural de una boca desde la otra.

- o Año 1989. Ya se había producido un desprendimiento a unos 500 m de la boca Norte, aunque se podía pasar por encima.

- o Año 1991. Se produjo el desprendimiento que cierra la sección a 475 m desde la boca Sur

- o En el inventario del año 1995 ("Proyecto de reparación y conversión del túnel de Laminoria en galería de servicios". Abril 1998. Redactado por INGEOTEC, S.A) se detectaron numerosos desprendimientos y desperfectos.

- o Año 1998. Se producen nuevos desprendimientos y los daños inventariados en el año 1995 han seguido progresando.

- o Años 2017/2018. El túnel se encuentra muy deteriorado, con ocho grandes caídas de las cuales seis son de sección completa, importantes filtraciones de agua y zonas completamente inundadas.



Fig. 6\_ Desprendimiento de bóveda



Fig. 7\_ Tramo inundado

## 4 Trabajos realizados

### Cartografía y topografía

Los trabajos de topografía se dividen claramente en trabajos de interior y de exterior (datos topográficos para realizar los cálculos hidráulicos de la vaguada que se encuentra en la boca Norte y los datos necesarios para diseñar un vial de conexión desde la boca Sur con la actual vía verde).

En relación con los trabajos de interior se ha utilizado una estación láser escáner, mediante la cual se ha obtenido una nube de puntos 3D. Tras el procesamiento de este conjunto de puntos se define el modelo topográfico del túnel

### Geología, hidrogeología y geotecnia

El trazado del túnel de Laminoria posee un trazado rectilíneo con una dirección de NNO-SSE. Cortando de forma oblicua una serie estratigráfica con un buzamiento de 20° hacia los 200°.

La serie estratigráfica es básicamente calcárea constituida por alternancias de calizas, margas calcarenitas, dolomías, margodolomías y limolitas.

Hidrogeológicamente, la transmisividad es baja y la carga hidrostática sobre el túnel es elevada.

Para completar la información geotécnica de proyectos anteriores se perforó un sondeo geomecánico. Se realizaron ensayos tipo Lugeon y se controlaron los niveles de agua.

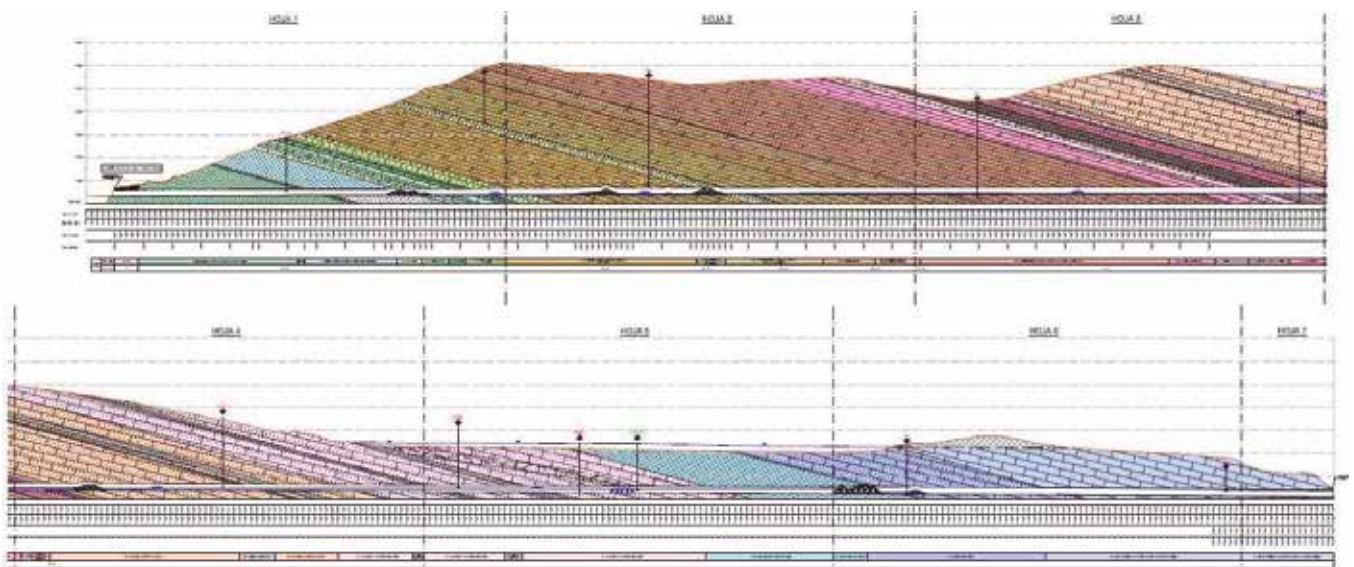


Fig. 8\_ Perfil geológico longitudinal del túnel

### Inspección del túnel. Caracterización de patologías

La estructura geológica (paralela al eje del túnel con ángulo de buzamiento bajo) y las abundantes filtraciones de agua, principalmente en la boca Norte y en la mitad Sur) son las causantes de las dos patologías más importantes detectadas durante la inspección del túnel. Estas dos patologías son, los derrumbes totales de la sección debido a los techos planos de la roca y la elevada presencia de agua.

Otras patologías detectadas han sido:

- Pérdida de apoyo de la bóveda de hormigón
- Desprendimientos por cuñas estructurales del macizo rocoso
- Abombamientos de mampuestos en los hastiales (pandeo)
- Fracturas y desprendimientos debidos a empujes de la roca
- Desconches y precipitación de hormigón y de mampuestos
- Erosión diferencial entre las diferentes litologías

Tras la inspección se concluye que el túnel se encuentra muy deteriorado y requiere un acondicionamiento y restauración tanto a nivel estructural y también a nivel de impermeabilización y drenaje.

## 5

### Origen de las patologías

En primer lugar hay que determinar el origen de los daños a partir de la caracterización de las patologías observadas y descritas en el apartado anterior. Para ello se parte de las siguientes hipótesis:

1. Se observa que existen desprendimientos laterales en los hastiales y abombamientos en algunas zonas de mampuestos, ello probablemente es consecuencia de empujes laterales producidos por pirámides de roca que se forman a través de las discontinuidades del propio macizo rocoso, empujes hidrostáticos y la existencia de un sostenimiento defectuoso.



Fig. 9\_ Desprendimiento lateral



Fig. 10\_ Abombamiento de hastial de mampostería

2. Los hundimientos de la bóveda se produce por una disposición desfavorable de la estructura del macizo rocoso, generando lo que se denomina “efecto techo plano”.



Fig. 11\_ Esquema efecto techo plano (Fuente: “Guía sobre control geotécnico en minería subterránea” Laboratorio Oficial J.M. Madariaga LOM. 2015)

La consecuencia es una rotura por la deformación y flexión de los estratos que forman el macizo rocoso; en mayor medida cuanto peor sea la calidad del macizo y también cuanto menor sea el espesor de los estratos.





Fig. 12\_ Evolución techo plano (Fuente: "Guía sobre control geotécnico en minería subterránea" Laboratorio Oficial J.M. Madariaga LOM. 2015)

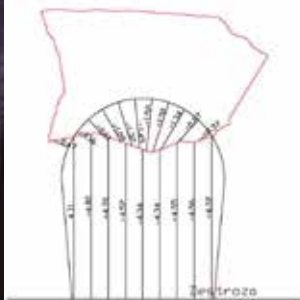


Fig. 13\_ Hundimiento por techo plano y perfil real obtenido con láser escaner

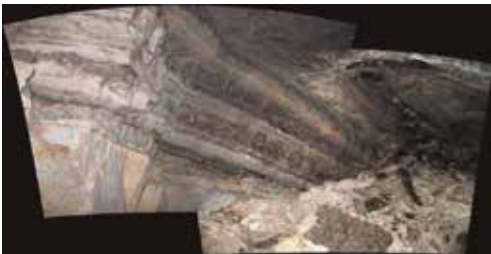


Fig. 14\_ Hundimiento por techo plano y perfil real del láser escaner

Las sobrexexcavaciones y los huecos sin rellenar entre el revestimiento y la roca en la clave favorecen la deformación del macizo rocoso, y en consecuencia influyen significativamente sobre la inestabilidad. Es muy probable que esta sea la causa de gran parte de los hundimientos en el túnel. Ello ha facilitado el desplome de los estratos con el tiempo. Por ello, como tratamiento generalizado se ha propuesto la inyección sistemática de la bóveda con lechada de cemento.



Fig. 15\_ Huecos entre revestimiento y roca

3. Los numerosos desconches del hormigón del revestimiento en bóveda se justifica por la mala calidad del mismo (pobre en cemento, árido excesivamente grueso, edad, etc)

4. Otros factores que favorecen o han podido influir en el proceso del deterioro del túnel:

o Ausencia de sostenimiento en hastiales



Fig. 16\_ Ausencia de sostenimiento en hastiales

o Filtraciones importantes de agua.



Fig. 17\_ Filtraciones de agua ("Anteproyecto constructivo de obras para restauración y acondicionamiento del túnel de Laminoria en el trazado de la vía verde del antiguo ferrocarril Vasco-Navarro". Marzo 2014. CRS Ingeniería)

## 6 Trabajos de reparación

### Reparación superficial (Sección Tipo 1)

Este tipo de reparación se aplicará en aquellas zonas donde no se aprecien daños aparentes y que presente nulas o pequeñas humedades. A la vista de numerosos desconches del hormigón del revestimiento se ha considerado necesario la protección contra el desprendimiento de lajas de mortero del revestimiento de dimensiones decimétricas.

La reparación consiste en:

- Regularización de la bóveda con mortero

- Colocación de pernos y malla de triple torsión sobre la bóveda original. Se colocarán pernos de acero de 30cm de longitud y 20 mm de diámetro, anclados con resina, sujetando la malla de triple torsión hexagonal (5x7- n°13).
- Ejecución del colector drenante (PVC ranurado de diámetro 400 mm)

En la siguiente figura se muestra la sección tipo correspondiente a la reparación superficial (Sección Tipo 1):

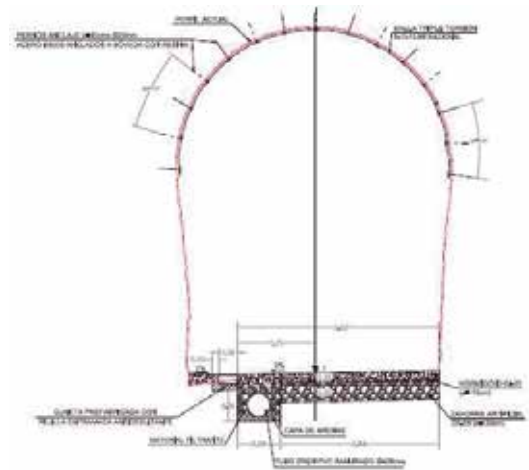


Fig. 18\_ Sección Tipo 1

### Solución global (Sección Tipo 2)

Este tipo de reparación se aplicará en aquellas zonas donde se aprecien daños significativos y/o que presenten humedades o filtraciones.

La reparación consiste en:

- Regularización con mortero tanto la bóveda como los hastiales. Relleno de hormigón en los hastiales donde exista hueco.
- Colocación de la lámina impermeabilizante (PVC de 2 mm + geotextil de gramaje 500 gr/m<sup>2</sup>) en el contorno del túnel. Se instalará el dren longitudinal a pie de hastial.
- Ejecución de ambas zapatas, con el armado y dejando esperas
- Ejecución del colector drenante (PVC ranurado de diámetro 400 mm)
- Preparación del resto del armado en toda la sección del túnel
- Colocación del carro de encofrado

- Hormigonado (HA-25) mediante bombeo de la sección completa (incluido el sobrehormigonado)

En la siguiente figura se muestra la sección tipo correspondiente a la reparación con anillo estructural (Sección Tipo 2)

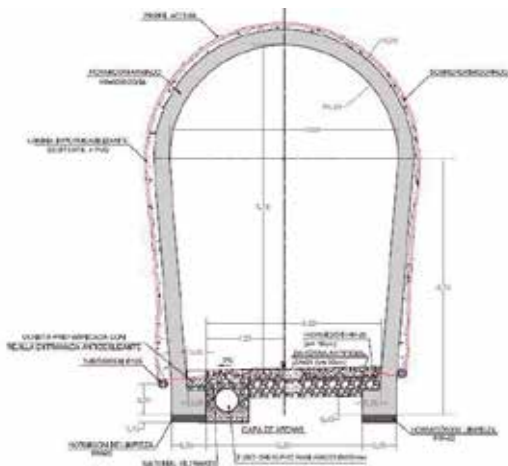


Fig. 19\_ Sección Tipo 2

### Tratamiento de grandes caídas sin “chimenea” (Sección Tipo 3)

Este tipo de reparación se aplicará en aquellas zonas donde existan desprendimientos sin rellenos en la clave, es decir, el desprendimiento no ha cerrado por completo la sección y existe una cavidad entre el derrubio y el macizo visto por encima de la sección teórica, lo que se denomina como zona de grandes caídas sin “chimenea”.

En este caso la reparación que se contempla en Proyecto consiste en:

- Colocación de cerchas metálicas de acero HEB-160 en la zona inmediatamente anterior al desprendimiento, chapas tipo “Bernold” de espesor 3 mm entre las cerchas y hormigón en masa bombeado HM-25, con un espesor mínimo de 40 cm, completándose el relleno de la clave. Previamente se coloca la lámina de impermeabilización en el contorno y el tubo dren en la base de los hastiales
- Cuando se llegue a la zona de desprendimiento (mínimo 1,00 m antes), se procederá a una retirada previa de parte del escombros de tal manera que permita realizar un gunitado de sellado sobre macizo rocoso del hueco, con un espesor mínimo de 10 cm.
- Conforme se va avanzando (con pases de 1,00 m) se colocan las cerchas y, las chapas Bernold (igual que en el punto anterior) y se va rellenando el trasdós hormigón HM-25 con

un espesor mínimo de 40 cm. En este caso, al existir un hueco en la clave, se rellenará la clave con un espesor mínimo de 2,00 m

- A medida que se avanza, se va retirando escombros y se irá repitiendo el proceso de gunitado y colocación del sostenimiento Bernold.
- Para finalizar se realizará un gunitado de espesor mínimo 4-5 cm sobre la cara vista de las chapas Bernold y las cerchas en todo la sección, a modo de recubrimiento. Se usará el hormigón proyectado HP/25/III.

- Ejecución del colector drenante (PVC ranurado de diámetro 400 mm)

En la siguiente figura se muestra la sección tipo correspondiente a la reparación de grandes caídas sin chimenea (Sección Tipo 3):

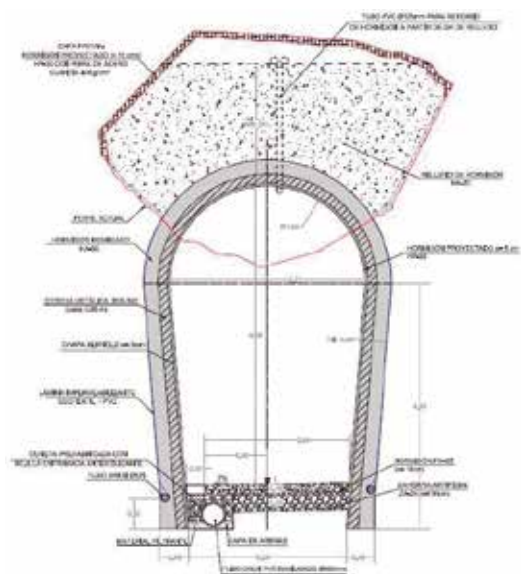


Fig. 20\_ Sección Tipo 3

### Tratamiento de grandes caídas con “chimenea” (Sección Tipo 4)

Este tipo de reparación se aplicará en aquellas zonas donde existan desprendimientos pero con rellenos en la clave, es decir, el desprendimiento ha cerrado por completo la sección y existe una cavidad rellena de derrubio por encima de la clave de la sección, lo que se denomina como zona de grandes caídas con “chimenea”.

En este caso la reparación que se contempla en Proyecto consiste en:

- Colocación de cerchas metálicas de acero HEB-160 en la zona inmediatamente anterior al desprendimiento, chapas tipo "Bernold" de espesor 3 mm entre las cerchas y hormigón en masa bombeado HM-25, con un espesor mínimo de 40 cm, completándose el relleno de la clave. Al igual que en la sección anterior, se coloca previamente los elementos de impermeabilización del sistema.
- Cuando se llegue a la zona de desprendimiento se ejecutará un paraguas de micropilotes autoperforantes de 88,9x8 mm con una inclinación de 10 ° y una longitud de 12,00 m, como medida de presostenimiento y se inyectará una lechada de cemento para formar una corona de inyección de espesor aproximado 2,00 m
- Se procederá a colocar las cerchas y las chapas Bernold rellenando el hueco entre el trasdós de la chapa Bernold y el paraguas de micropilotes, con un espesor mínimo de 40 cm.
- A medida que se avanza, se va retirando escombros y se repite el proceso de gunitado, impermeabilización y colocación del sostenimiento Bernold.
- Pasado el hueco se seguirá con el mismo procedimiento de sostenimiento tipo Bernold en al menos una longitud de 5,00 m.
- Para finalizar se realizará un gunitado de espesor mínimo 4-5 cm sobre la cara vista de las chapas Bernold y las cerchas en todo la sección, a modo de recubrimiento. Se usará el hormigón proyectado HP/25/III.
- Ejecución del colector drenante (PVC ranurado de diámetro 400 mm)

En la siguiente figura se muestra la sección tipo correspondiente a la reparación grandes caídas con chimenea (Sección Tipo 4):

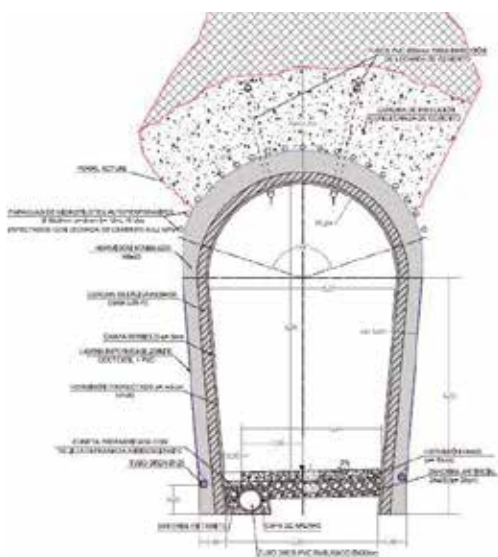


Fig. 21\_ Sección Tipo 4

### **Impermeabilización y drenaje**

La impermeabilización principal consiste en una lámina de geotextil de gramaje 500 gr/m<sup>2</sup> y una lámina de impermeabilización de PVC de 2 mm de espesor, confinada entre el sostenimiento original (bóveda de hormigón pobre y con mampuestos o roca vista en hastiales) y el sostenimiento definitivo (anillo de hormigón armado).

Existen zonas donde se ha detectado importantes fluencias de agua. Para ello está previsto una impermeabilización primaria (etapa provisional) que consiste en el taponamiento de filtraciones localizadas mediante cemento de fraguado ultra rápido y se completa con la colocación de medias cañas (drenes superficiales) en forma de "espina de pez" para captar y conducir grandes aportaciones de agua a los colectores longitudinales situados en la base mediante tubos de conexión de diámetro 125 mm.

El sistema de drenaje del túnel está formado por tubo ranurado de PVC ranurado de diámetro 125 mm a cada lado del túnel (a pie del hastial) y arquetas cada 50 metros, como máximo. Estas arquetas recogen el agua de infiltración, el agua de vertido accidental y el agua de lavado. Están situadas en el margen izquierdo de la sección.

### **Iluminación definitiva y ventilación provisional**

El sistema de iluminación en el interior del túnel consiste en la instalación de luminarias tipo LED espaciadas 14 m entre sí, que proporcionen una clase de alumbrado o nivel luminoso nocturno CE0, con una uniformidad media de 0,5.

El sistema será alimentado por 10 equipos autónomos. Cada equipo contiene integrados los paneles solares, las baterías, la electrónica de carga, el ondulator y las protecciones correspondientes, saliendo de ellas los 3 cables (2 fases y tierra) hasta el grupo de luminarias correspondiente. Cada grupo lo forman 16 luminarias.

El encendido es por medio de detectores de presencia y de pulsadores diseñados de tal modo que siempre hay 120 m de túnel iluminado al paso del peatón o ciclista.

También se ha diseñado un sistema de ventilación de obra, necesario ya que el túnel se encuentra totalmente cegado y por tanto no existe tiro natural. El sistema de ventilación se dimensiona para conseguir una velocidad de aire en el interior del túnel que permita el arrastre de polvo y partículas en suspensión. Este caudal es suficiente también para diluir los gases de combustión de la maquinaria de obra por debajo de límites admisibles, criterio que a priori para los caudales manejados de aire limpio es menos restrictivo

### **Firmes y pavimentos**

Al tratarse de una antigua vía férrea existe una plataforma previa, pero esta se encuentra por lo general con una capa

de balasto en mal estado, ya sea por encontrarse inundada o por contaminación con lodos o material desprendido. Por tanto, previamente se tendrá que escarificar la capa actual, regularizar la superficie y crear una nueva capa de apoyo del pavimento de hormigón

Se crea un firme compuesto por una capa de apoyo de zahorra artificial (ZA-25) de 30 cm de espesor debidamente compactada

Sobre dicha capa de apoyo se dispondrá un pavimento rígido de hormigón monocapa tipo HM-25/B/20/I+H de 16 cm de espesor. En dicha capa se deberán disponer juntas de contracción cada 3,50 m y juntas de dilatación en los bordes (contra las cunetas y hastiales)

#### **Descripción de las obras hidráulicas en la boca norte**

El tramo inicial del túnel de Laminoria, en su boca Norte, se traza bajo un arroyo que desciende del paraje de Cinco Cruces. El cauce del arroyo se encuentra a escasa distancia de la clave del túnel, al menos en los últimos 50-60 metros. En los reconocimientos del túnel realizados, bajo unas condiciones meteorológicas de importantes precipitaciones, revelaron una gran interferencia del curso del agua en la infraestructura, tanto en el interior del túnel (filtraciones) como en el exterior (aporte directo del caudal sobre la trinchera de embocadura del túnel).



*Boca norte del túnel de Laminoria (Fuente: Anteproyecto constructivo de obras para restauración y acondicionamiento del túnel de Laminoria en el trazado de la vía verde del antiguo ferrocarril Vasco-Navarro, febrero 2015)*

Fig. 22\_ Entrada de grandes caudales del arroyo de la boca norte

La solución proyectada consiste en derivar el agua del arroyo, desde un punto ubicado a unos 50 metros aguas arriba de la boca Norte, mediante un muro y un encauzamiento dirigiendo el agua (un caudal correspondiente a un periodo de retorno de 10 años), hacia un antiguo cauce existente, del cual se tiene que reacondicionar 54 m.

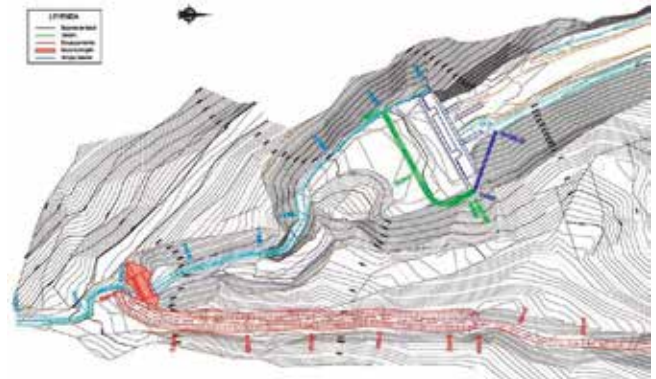


Fig. 23\_ Obras de captación y derivación de caudales del arroyo en la boca norte

## 7

### **Consideraciones finales**

La preservación del patrimonio ingenieril en primer lugar debe tener un enfoque histórico/ cultural pues permite al individuo entender el territorio donde se ubica.

En segundo lugar y compatible con el anterior, se le puede dar un enfoque utilitario adecuado a las necesidades actuales y futuras.

La adaptación de antiguas infraestructuras civiles a nuevos usos, ferroviario a vía verde ciclable como es nuestro caso, puede resultar un trabajo costoso sobre todo cuando se tratan de obras con 100 años de antigüedad y escaso o nulo mantenimiento.

Ante la falta de una alternativa más económica (un nuevo túnel resultaría más costoso) la reparación y adaptación del túnel ferroviario para su incorporación a la vía verde Estella-Vitoria supondría una mejora sustancial en el recorrido frente al trazado actual por superficie, atravesando la sierra de Andía, promoviendo de esta manera el uso de la misma y consolidándola como polo de atracción de la zona. Del mismo modo, esta infraestructura una vez reparada puede ser útil para el paso de otras redes de servicios (abastecimiento de agua, canalizaciones de fibra, electricidad, etc) tal y como se hizo en el pasado.

Para garantizar los mínimos de seguridad requeridos se requiere una serie de trabajos realizados por técnicos expertos en diseño y construcción de túneles focalizados principalmente en la inspección y registro de las patologías, análisis de las causas y soluciones de reparación. ☺



## XAVIER Torelló Ciriano

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Director del Departamento de Estructuras de TYP SA Cataluña



## XAVIER Gost Mayans

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Director del Departamento de Geotecnia TYP SA Cataluña



## HELENA Castellví

Ingeniera de Caminos, Canales y Puertos.

Departamento de Geotecnia TYP SA Cataluña

# Control de presión del frente

## en un túnel EPB para la reducción de asientos a su paso bajo el aeropuerto de Barcelona

### RESUMEN

La ejecución mediante *Earth Pressure Balance* del túnel de conexión ferroviaria de ADIF con la terminal T1 del aeropuerto de Barcelona ha presentado principalmente dos condicionantes: una geología deltaica con materiales de baja resistencia y elevada deformabilidad, y unas limitaciones muy exigentes en los desplazamientos máximos admisibles por los elementos sensibles existentes en la zona de influencia. El túnel se ha ejecutado con éxito mediante el empleo de un rango de presiones alto para la montera del túnel,

empleándose formulaciones analíticas y métodos numéricos para la previsión de las presiones de frente.

### PALABRAS CLAVE

EPB, rango de presiones, DAUB, comportamiento hidrogeológico acoplado

### ABSTRACT

*Tunnelling with an Earth Pressure Balance the ADIF railway connection tunnel with terminal T1 of the Barcelona Airport has mainly presented two conditioning factors: a deltaic geology*

*with materials of low resistance and high deformability, and very strict limitations in the maximum displacements allowed because of the sensitive elements in the area of influence. The tunnel has been successfully executed by using a high pressure range for the tunnel overburden, using analytical formulations and numerical methods for the design of face pressures.*

### KEYWORDS

*EPB, Range of pressures, DAUB, coupled hydrogeological behavior*

# 1

## Introducción

En la construcción de túneles del tipo *Earth Pressure Balance* (TBM-EPB), resulta crítico el diseño del rango de presiones de trabajo en el frente debido a que supone un “soporte primario” del túnel.

Convencionalmente, la presión de frente de diseño se considera como la aplicación de una carga equivalente en el frente de excavación. Sin embargo, hay muchos aspectos del proceso constructivo que influyen en la correcta selección del rango de presiones de diseño.

En este artículo se ejemplifican algunos de estos aspectos en el nuevo túnel ferroviario de acceso al Aeropuerto de Barcelona, recientemente ejecutado con EPB, donde se han considerado detalles geotécnicos y constructivos en el diseño del rango de presiones de frente.

# 2

## Descripción del túnel ferroviario de acceso al aeropuerto de Barcelona

El nuevo túnel de acceso al Aeropuerto de Barcelona conecta la Terminal 1 (T1) con la estructura existente de la estación de la Terminal 2 (T2). De esta manera se conecta la T1 con la Red de Cercanías y con la Línea 9 del metro de Barcelona.

La tuneladora utilizada fue el Escudo de Herrenknecht EPB S-485, con un diámetro de perforación de 10,585 m, que estuvo en operación entre septiembre de 2017 y diciembre de 2018. Los anillos son del tipo 6+1, de 9,6 m de diámetro interior, grosor de 320 mm, y 1,6 metros de longitud cada anillo.

El trazado de la conexión consiste en 4,5 km de longitud, siendo 2,8 km excavados mediante EPB a una profundidad máxima de 25 m y el resto excavado entre pantallas. Los pozos de emergencia, la estación intermodal con la Terminal T2 y el pozo de extracción de la tuneladora junto a la Terminal T1 son sus puntos singulares.

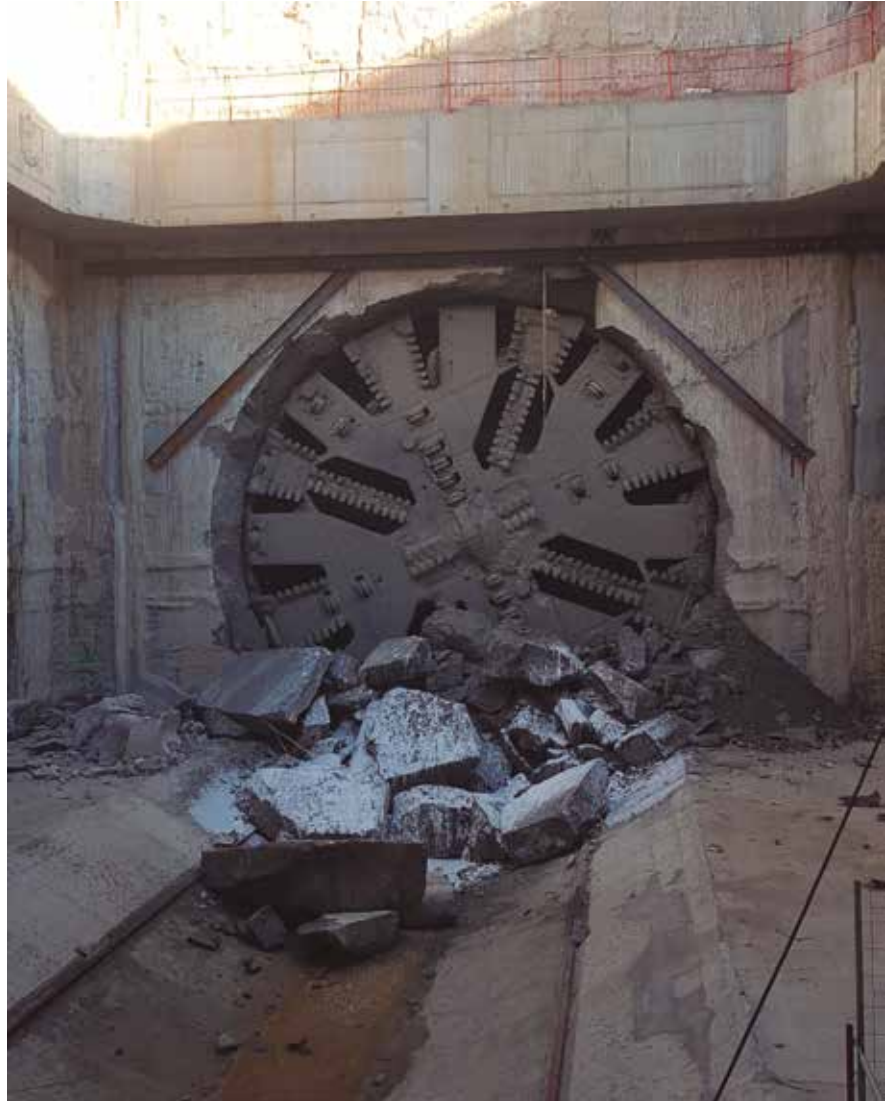


Fig. 1\_ Llegada de la EPB al pozo de extracción

A lo largo de su trazado, el túnel pasa bajo la autopista C-31, la terminal T2, una pista de aterrizaje y zonas de estacionamiento y rodadura. Las características de estos pasos (especialmente el paso bajo pista) limitan de manera estricta los asientos admisibles máximos.

# 3

## Características geotécnicas del delta del Llobregat

El Delta del Llobregat es una formación geológica reciente (Holocena) situada al sur-oeste de la ciudad de Barcelona.

Se trata de una llanura aluvial de morfología muy suave formada por depósi-

tos cuaternarios de una potencia que puede llegar a los 100 metros, situados sobre un basamento pliocénico.

La estratigrafía de la zona, definida de techo a suelo es la siguiente:

- UG-0: Rellenos antrópicos y tierra vegetal.
- UG-1: Arcillas y limos continentales.
- UG-2: Arenas limosas, finas y gruesas.
- UG-3.1: Arcillas y limos arenosos.
- UG-3.2: Limos arcillosos con intercalaciones arenosas.
- UG-4: Arenas gruesas y gravas.

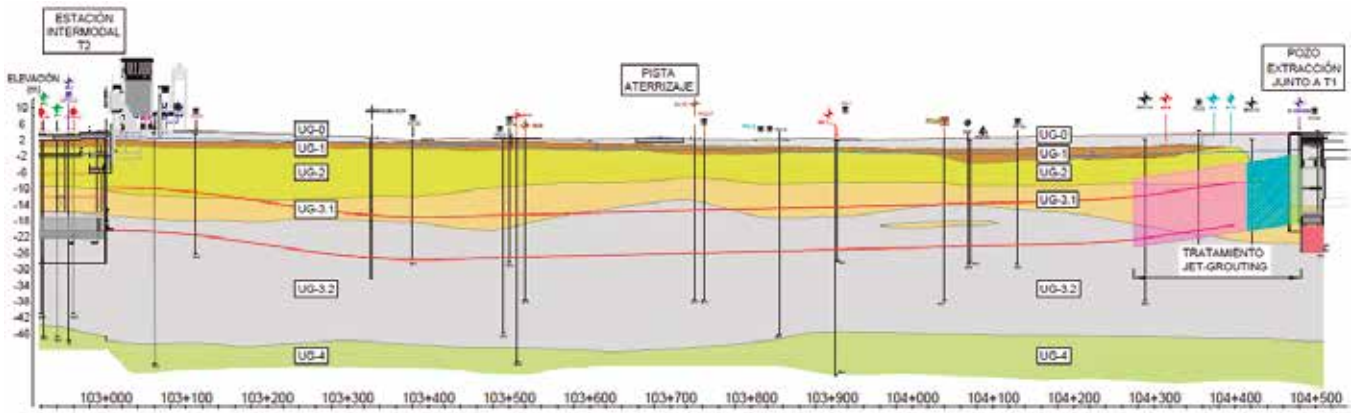


Fig. 2\_ Perfil geológico del último kilómetro y medio del trazado entre T2 y T1

Cabe destacar que las unidades UG-3.1 y UG-3.2 tienen una estratigrafía en la que existen intercalaciones arenosas no cementadas y con continuidad que condicionan el diseño geotécnico ofreciendo una gran anisotropía de la permeabilidad horizontal y vertical.

En este contexto geológico el túnel se excavó con coberturas que iban de los 10 a los 25 metros. En la siguiente imagen muestra el perfil geológico del túnel en el último kilómetro y medio, donde se muestra el frente no homogéneo del túnel entre la unidad (UG-3.2), la unidad UG-3.1 y, ocasionalmente, las arenas de UG-2.

Las zonas marcadas en rosa y en azul indican la zona tratada con jet-grouting en clave de túnel, que es la zona poco profunda llegando al pozo de recepción.

## 4 Recomendaciones de la D.A.U.B.

Uno de los puntos clave en la minimización de asentamientos es la elección del rango de presiones de trabajo. Los autores, como asistencia técnica de la obra, introdujeron como guía de referencia para la elección del rango de presiones, las recomendaciones de la D.A.U.B. [1].

Esta recomendación detalla métodos de cálculo analíticos para estimar un rango de presiones que garantice la estabilidad del frente. Se trata de un enfoque de Estado Límite Último, que da un valor mínimo de presión para equilibrar las tensiones efectivas del terreno y las

presiones de agua, y un valor máximo de presión para que no se produzca la rotura por *blow-out*.

Sin embargo, esta misma recomendación advierte de que en los casos en los que las deformaciones del terreno se deban mantener por debajo de un umbral determinado (Estado Límite de Servicio) o en el frente se den condiciones no homogéneas de terreno, se recomienda el uso de métodos numéricos para la estimación del rango de presiones de trabajo.

Precisamente en el trazado del túnel descrito, se encuentran situaciones como las indicadas:

- Frentes heterogéneos, con materiales granulares en clave en la proximidad a la llegada a la T1 y el paso bajo T2
- Zonas del trazado donde el Estado Límite de Servicio resultaba crucial como el paso bajo pistas, el paso bajo la T2 y la llegada con montera reducida al pozo de extracción.

También resulta de relevancia subrayar que en las zonas en las que la totalidad del frente quedaba embebido en UG-3.2 (como bajo el tanque de AENA previo a la T2 o en el paso bajo pistas), en todos los cálculos relativos a las presiones del frente se consideró el terreno como un material granular en lugar de cohesivo. De esta manera se caracterizó mejor el comportamiento de la unidad, que debido a las intercalaciones horizontales arenosas puede llegar a tener un comportamiento poco cohesivo. En estas condiciones el uso de pre-

siones de frente inferiores a la presión hidrostática de agua podría comportar el arrastre de estas intercalaciones granulares no cementadas incrementando el volumen de asentamientos.

## 5 Control de presión del frente

En este apartado se describen secciones particulares en el diseño de la presión en el frente de la EPB teniendo en cuenta el ámbito geotécnico en que se sitúan. En alguna de las secciones ha sido necesario recurrir a modelos numéricos para la recomendación del rango de presiones, debido a que las recomendaciones analíticas provenientes de la DAUB no resultaban de aplicación.

### Comportamiento hidrogeológico acoplado: zona previa a llegada a estación intermodal

Un aspecto en el diseño de las presiones de frente de una EPB al que en según qué contextos geológicos no se le da la relevancia adecuada, es la respuesta hidrogeológica acoplada del terreno debido al paso de la EPB. Convencionalmente los modelos se basan en que la tuneladora aplica unas cargas en el frente correspondientes a las presiones recomendadas de trabajo. Estas cargas son generadas por una pasta (muck) generada en la cámara de la EPB constituida por:

- Materiales de excavación del frente.
- Agua procedente del frente de excavación.



- Posible agua inyectada a la cámara de excavación por las líneas de inyección.

- Posible bentonita inyectada a la cámara de excavación por las líneas de inyección.

- Cantidad variable de aditivos de espuma y desestructurante, junto con un cierto posible volumen de aire, inyectados en la cámara de excavación.

Esta pasta en la cámara de excavación además se ve afectada por las condiciones físicas de construcción:

- Homogeneidad de la mezcla: Que afecta tanto al diseño de la rueda de corte y sus brazos que actúan como batidores, como a la velocidad de excavación.

- Temperatura: Que a su vez dependerá de las condiciones geotécnicas, del rozamiento de los materiales de excavación y de la velocidad de avance de excavación.

Sobre esta pasta más o menos acuosa en condiciones de trabajo en modo cerrado EPB, es la que se hacen las recomendaciones de diseño de densidad y presiones a mantener en la cámara para proporcionar sostenimiento al frente. Sin embargo, tal y como indica Anagnostou-Kovári (1996) [1], no hay que perder de vista que la capacidad de esta pasta de proporcionar sostenimiento estará afectada por:

- Permeabilidad del terreno: Las intercalaciones de materiales con elevada

permeabilidad y la anisotropía en la permeabilidad resultan más críticos que el valor de la permeabilidad media de la unidad.

- Efectividad de la mezcla del material en la cámara: Cuanto menos intensa es la mezcla dentro de la cámara, el agua en la cámara percola más fácilmente en el terreno del frente (modo EPB con presiones superiores a la presión intersticial) de modo que la presión de la cámara provee sobrepresiones de agua intersticial minorando el sostenimiento proporcionado mediante tensión de partícula.

- Formación del 'cake' en la interfase con el terreno a excavar: Su espesor y prestaciones dependen de la naturaleza del terreno a excavar, de los aditivos añadidos en la cámara de excavación y de la presión en la cámara. Un cake de reducida permeabilidad generado en la superficie del terreno de excavación mejora la transferencia de la presión de la cámara a tensiones de partícula y no a sobrepresiones intersticiales de agua.

- Velocidad de avance de la tuneladora: La variable temporal afecta a los procesos anteriormente descritos, en donde interviene la velocidad de avance de la tuneladora en relación a la respuesta hidrogeológica de flujo de corto plazo alrededor de la EPB.

De este modo, dependiendo de la permeabilidad del terreno en el frente de la EPB, del acondicionamiento de la cámara, del éxito de la formación de cake en la interfase y de la velocidad de avance, se puede llegar a generar una burbuja

de sobrepresiones intersticiales que, en función de la permeabilidad y del incremento de presión del frente respecto a la presión de agua intersticial existente, puede extenderse en un área más o menos importante respecto al frente de excavación. Cuanto mayor es el incremento de presión intersticial de agua en el entorno menos "efectiva" está resultando la presión de frente en proporcionar sostenimiento al frente. En esta situación es cuando las presiones de frente deben ser relativizadas, ya que la presión en la cámara no está siendo toda ella transmitida como tensión de partícula y por lo tanto el sostenimiento que confiere al frente es menor al diseñado.

Los procesos anteriores afectan a la efectividad del diseño de las presiones de frente. Un ejemplo de ello se observó en las zonas previas a la llegada a la estación intermodal, junto a la T2, donde:

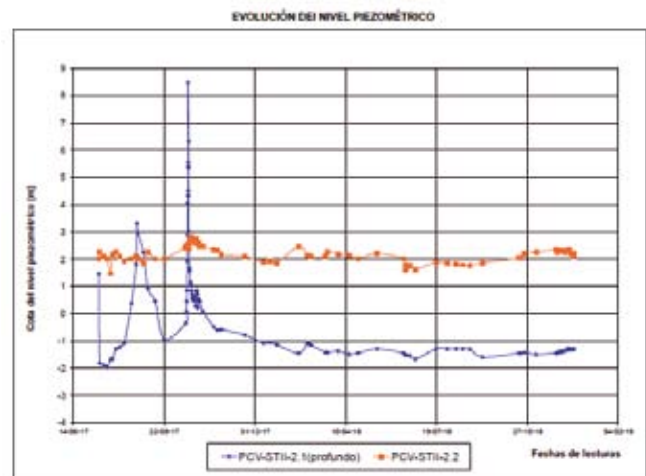
- A pesar de la aplicación de un rango medio-alto de presiones de frente, los asentamientos instantáneos se incrementaron.

- Los piezómetros de cuerda vibrante a distancias entre 4 y 5 diámetros del frente de excavación mostraban un incremento puntual de la presión intersticial de agua con valores de presión entorno a los valores de la presión de frente aplicados.

- No se utilizó bentonita como aditivo a la cámara de excavación, de modo que el "muck" estaba constituido por una mezcla de terreno y agua del terreno. Por lo que posiblemente la efectividad del cake en la interfase fuese reducida.



Fig. 3\_ Ejemplo del incremento puntual de los piezómetros por el paso de la tuneladora



- El frente de excavación, como ha sido descrito en el apartado 3, tenía niveles arenosos centimétricos intercalados entre los niveles limosos.

La combinación de los aspectos anteriores, condujeron a recomendar el rango de presiones en el rango superior de presión deducido de la formulación analítica de la DAUB debido a la insuficiencia en la transferencia de la presión del frente a tensión actuante sobre partícula del terreno. Este proceder en la zona de llegada a la estación intermodal tuvo una reducción directa en los asientos en superficie debido a que el sostenimiento sobre partícula se incrementó al incrementar las presiones de frente.

**Elección de comportamiento cohesivo o granular con la D.A.U.B.: paso bajo la pista de aterrizaje**

En el paso bajo la pista de aterrizaje, el frente de excavación eran unidades limosas con alguna intercalación arenosa (UG-3.2) y con una montera reducida a la unidad superior, más arenosa (UG-3.1).

Así, el cálculo se efectuó utilizando la expresión analítica, basada en las recomendaciones de la DAUB pero considerando el frente como material granular atendiendo a que:

- Debido a las intercalaciones arenosas, y como había sucedido en secciones previas de excavación, las presiones de frente podrían tener una efectividad menor a la esperada.
- En el caso extremo de presiones inferiores a la carga hidrostática, estas intercalaciones arenosas podrían sufrir arrastre hacia la cámara generando mayor volumen de asientos.

- La proximidad a la unidad superior, (UG-3.1), con un comportamiento más granular, implicaba el riesgo de que una presión de sostenimiento baja pudiera generar una rotura en clave por la poca potencia de la unidad más cohesiva sobre clave.

En estas circunstancias el cruce se realizó con una elevada velocidad de excavación y obteniendo asientos en superficie de entorno a los 15 mm dentro de los límites de auscultación acordados entre Dirección Facultativa de las Obras (ADIF) y AENA.

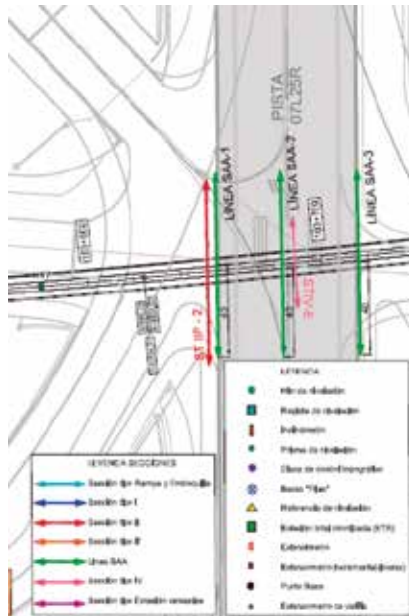


Fig. 4\_ Disposición arrays (asientos verticales) en pista principal

**Modelización de la condición de contorno presión en el frente de la EPB: zona somera en zona de rodaje junto al pozo de extracción cercano a la T1**  
 Cuando se aplican presiones en el frente en el rango alto, el desplazamiento radial del terreno hacia el centro del túnel podría no alcanzar el valor de la conicidad del escudo.

Enfoques de modelización convencionales, como la simulación de la cámara de excavación con una presión interna, seguida por un escudo que se contrae hasta que se alcanza el valor de la conicidad, implícitamente asumen que la

presión en el frente es suficientemente pequeña como para permitir al terreno circundante cerrarse alrededor del túnel hasta alcanzar completamente la conicidad del escudo.

Con el objetivo de simular correctamente la manera en la que la presión en el frente gobierna los desplazamientos en el terreno a lo largo de todo el escudo, una presión interna que simule la presión en el frente de la EPB y la presión de la inyección de cola debe actuar a lo largo de toda la longitud del escudo, pero también se debe considerar un *cut-off* para los desplazamientos igual a la conicidad del escudo.

En el marco de este proyecto, tal y como recomienda la D.A.U.B., se hizo un análisis mediante un modelo de elementos finitos pseudo-3D, en el que no se tuvo en cuenta el avance paso a paso de la tuneladora [II]. La siguiente imagen muestra la geometría del modelo de cálculo hecho en Midas GTS NX:

Graficando los desplazamientos en superficie sobre la clave (negativos para los asientos, positivos para los levantamientos) en función de la presión aplicada en el frente, se obtuvo la figura 6. Se indica en color negro la máxima elevación en superficie que ocurre a una cierta distancia de la vertical sobre la clave.

A partir de los resultados anteriores se definió el rango de presiones de trabajo de manera que los asientos y los levantamientos fueran inferiores a 25mm (umbral ámbar). El rango de presiones recomendado para la zona estudiada

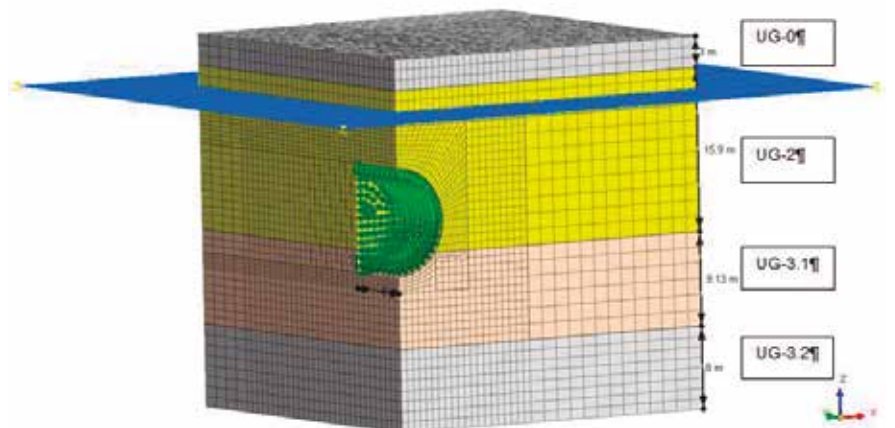


Fig. 5\_ Modelo numérico para analizar la presión en el frente de excavación

(pK 104+290) fue de 195 kPa a 245 kPa. Este rango de valores es más restrictivo del que se obtendría aplicando la formulación analítica descrita en la D.A.U.B. para garantizar la estabilidad de la excavación (ELU). Durante el paso de la tuneladora por esta sección la presión aplicada en el frente fue de unos 240 kPa.

Mediante el modelo numérico se verificó el ELS y el ELU a nivel mecánico. Además, se verificó también el mecanismo de rotura hidráulica, evitando la conexión de las presiones de la cámara con la superficie mediante:

- Comprobación de la continuidad del pavimento, el sellado de sondeos y de pozos existentes.
- Ejecución de una mejora de *jet grouting* alrededor del túnel.

## 6 Conclusiones

Las presiones de frente son función de multitud de variables y no tienen una efectividad directa como presión de sostenimiento en el frente de excavación. Esto obliga al diseñador a ser cuidadoso en términos de la estimación de los valores de presión de frente considerando parámetros como la permeabilidad del terreno a excavar, el acondicionamiento de la cámara y la estratigrafía sobre el frente de excavación (entre otros).

Es fundamental, el continuo retroanálisis entre los datos de auscultación y las recomendaciones de acondicionamiento de cámara y presiones de frente en una EPB, para detectar efectos como los que en este documento se describen.

En las modelizaciones numéricas en las que se estimen rangos máximos de presión, se debe valorar la necesidad de hacer un modelo simulando la totalidad del escudo, ya que las presiones de sostenimiento elevadas se extienden a lo largo de todo el escudo, y esto puede ser un factor clave del comportamiento global a nivel de desplazamientos en superficie. ☯

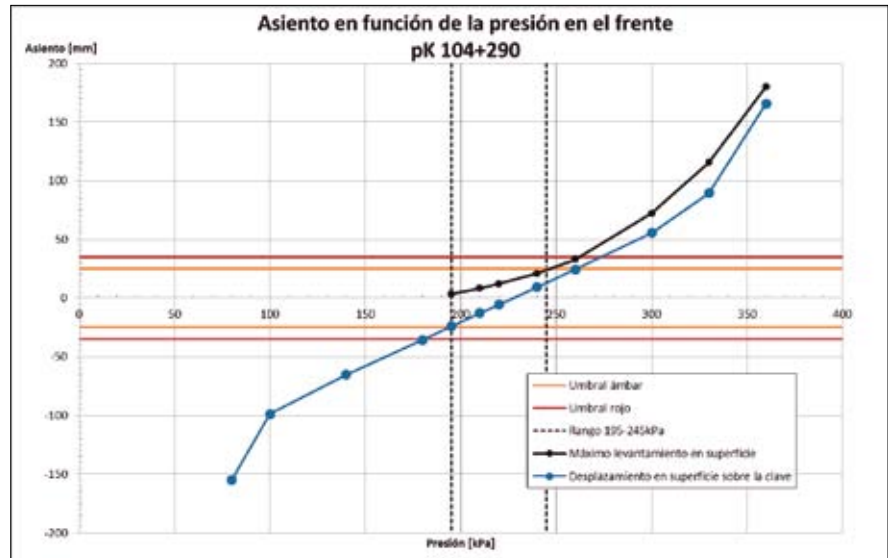


Fig. 6\_ Asiento en función de la presión en el frente (pK 104+290)

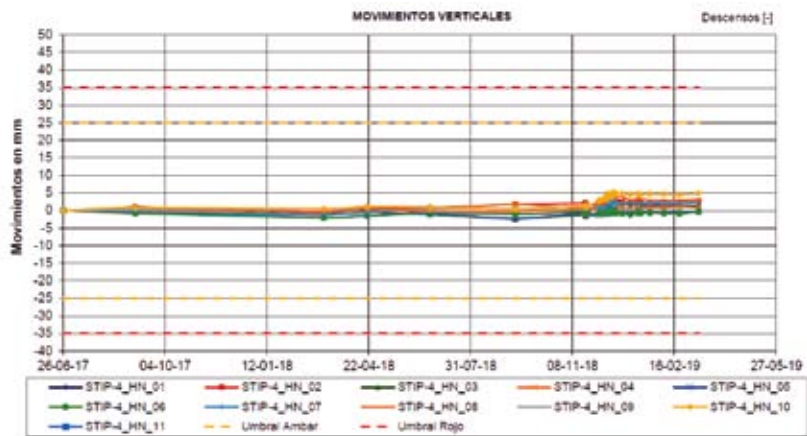


Fig. 7\_ Resultados de la auscultación para algunos de los hitos en la zona de rodaje y estacionamiento de aeronaves

## AGRADECIMIENTOS

El éxito de la ejecución del túnel se debe a la colaboración de especialistas por parte de la UTE Acceso Aeropuerto (Ferrovial Agromán, Sacyr y Copcisa), al equipo de asistencia técnica y a la Dirección de Obra (ADIF). Especial agradecimiento al promotor de las obras (SEITT SME, SA) por facilitar dicha publicación.

## REFERENCIAS

- [I] Anagnostou, G.; Kovári, K. (1996). *Face Stability Conditions with Earth-Pressure-Balanced Shields. Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 11, No. 2, pp. 165-173.
- [II] D.A.U.B. (2016). *Recommendations for Face Support Pressure Calculations for Shield Tunnelling in Soft Ground. German Tunnelling Committee (ITA-AITES)*.

# Análisis dinámico

para el diseño de

# caverna

en Los Ángeles



CARLOS  
**Herranz**

PE, PMP.  
Tunnel Design Manager,  
Los Angeles.  
Mott MacDonald



JUSTIN  
**Lianides**

PE, Senior Tunnel Engineer.  
Mott MacDonald



DEREK  
**Penrice**

PE.  
US West Tunnel Design Manager.  
Mott MacDonald

## RESUMEN

El proyecto de metro Regional Connector Transit Corridor (RCTC) en el centro de Los Ángeles incluye una caverna para cruce de vías excavada en mina de 11.0 m de altura y 17.7 m de ancho. Los Ángeles es un área de alta actividad sísmica y el criterio de diseño de la administración incluye un terremoto con un periodo de retorno de 2,500 años. El artículo describe el análisis dinámico llevado a cabo para el diseño del revestimiento y la estructura interior de la caverna.

## PALABRAS CLAVE

SEM, NATM, Metro, caverna, análisis dinámico, FLAC, revestimiento, sostenimiento

## ABSTRACT

*The Regional Connector Transit Corridor (RCTC) metro project in Downtown Los Angeles includes a mined track crossover cavern 11.0 m high and 17.7 m wide. Los Angeles is an earthquake-prone area and the project's owner design criteria requires accommodation of seismic events with 2,500-year return period. This article describes the dynamic analysis performed for the final lining design and the cavern interior structure.*

## KEYWORDS

*SEM, NATM, Metro, cavern, dynamic analysis, FLAC, final lining, initial lining*

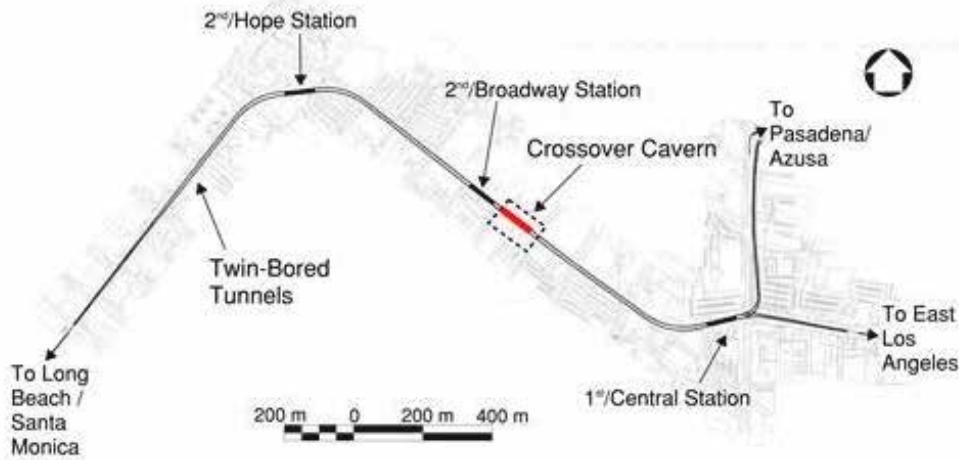
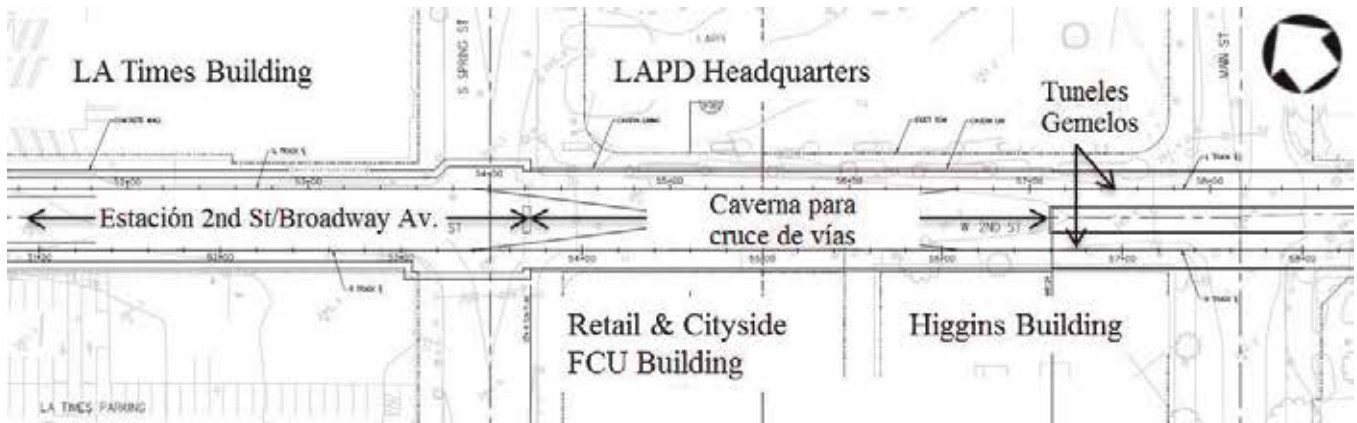


Fig. 1\_ Planta general del proyecto

Fig. 2\_ Planta



# 1

## Descripción del proyecto

El proyecto Regional Connector Transit Corridor (RCTC) es una ampliación de la actual red de Metro de Los Ángeles, promovido por Los Angeles County Metropolitan Transportation Authority (LACMTA). El nuevo tramo, de 3 km de longitud, conectará las líneas existentes Gold, Blue y Expo, permitiendo a los usuarios viajar desde Pasadena a Culver City o Long Beach, y desde Santa Mónica a la zona este de Los Ángeles.

El contrato de Diseño y Construcción fue adjudicado en 2014 por 927 millones de dólares a Regional Connector Constructors (RCC), UTE formada por Skanska y Traylor Brothers, que cuenta con Mott MacDonald (MM) como diseñador principal. Los trabajos de desvío de servicios afectados se iniciaron a comienzo de 2015 y se espera que la nueva línea esté en funcionamiento en 2020.

El nuevo trazado (fig. 1) incluye una caverna para cruce de vías ejecutada por métodos tradicionales al este de la estación de 2nd/Broadway.

# 2

## Descripción de la estructura

El sostenimiento inicial de la caverna incluye 30.5 cm de hormigón proyectado reforzado con fibras de 34.5 MPa de resistencia a compresión simple y cerchas metálicas reticulares.

La impermeabilización de la estructura se realiza con una lámina HCR (hydrocarbon-resistant), indicada por Metro para impedir la entrada de gases, presentes en el terreno de acuerdo con la información geotécnica disponible.

El revestimiento se ejecuta con hormigón in situ de 28 MPa y tiene un espesor de 45.7 cm en clave y hombros y variable en contrabóveda, con un máximo de 1.75 m.

La estructura final (fig. 4) incluye una losa para ventilación de la caverna en caso de incendio y un muro central longitudinal de separación en los tramos donde es posible su ubicación, fuera del cruce de vías.

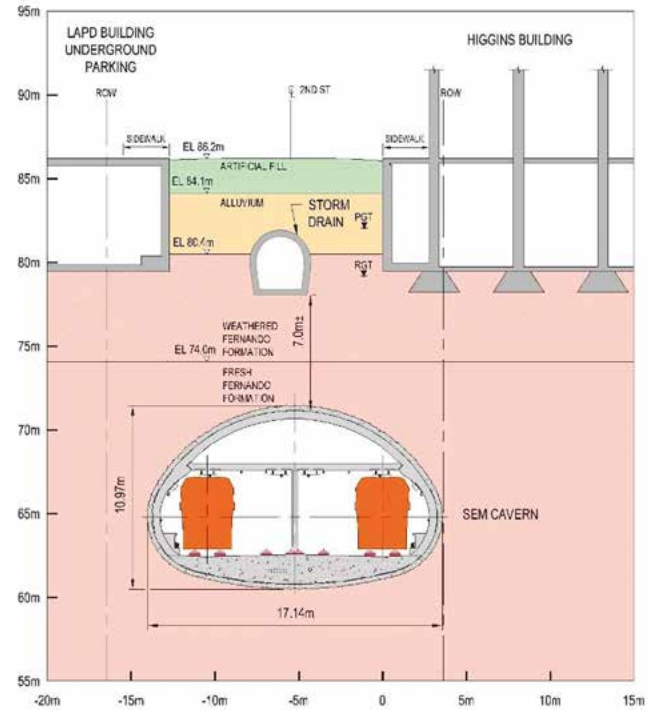


Fig. 3\_ Sección transversal (al este) y vista 3D (al oeste)



Fig. 4\_ Vistas de la caverna en 3D – Modelos con Revit. Vista del lado este (izquierda) y vista desde la estación (derecha)

### 3 Construcción

La caverna se ejecutó según los principios del Nuevo Método Austriaco (NATM en sus siglas en inglés), que en Estados Unidos recibe el nombre de SEM (Sequential Excavation Method).

La sección se dividió en dos galerías laterales ejecutadas en avance y contrabóveda, y una galería central en avance, destroza y contrabóveda. La ejecución de las galerías laterales incluye la demolición de las dovelas de los túneles de línea, de 1.5 m de longitud.

La excavación de la caverna se inició en junio de 2018 y finalizó en marzo de 2019 con la demolición de los muros provisionales de las galerías laterales. Los desplazamientos registrados están en línea con las predicciones de diseño, tal y como se describe en Herranz et al. (2019). La pérdida de volumen con respecto a la sección del túnel (*volume loss*) varía entre el 0.2 % y 0.3 %, cuando los resultados de los modelos numéricos realizados estaban en el entorno del 0.3%. En el artículo mencionado también se describen modificaciones realizadas con respecto a diseño durante la ejecución de la caverna. En el momento de redactar este artículo, RCC ha completado la impermeabilización de la caverna y ha iniciado la ejecución del revestimiento final.



Fig. 5\_ Excavación de la galería izquierda vista desde la estación de 2nd / Broadway



Fig. 6\_ Excavación de la caverna finalizada y puesta en obra de impermeabilización en curso

## 4 Diseño sísmico en obras subterráneas. Conceptos generales

Históricamente (Wang-1993, Hashash-2001), las estructuras subterráneas han sufrido daños menores que las estructuras elevadas o en superficie.

La respuesta de las obras subterráneas ante un evento sísmico se caracteriza por:

- Deformación transversal (*ovaling* en secciones circulares y *racking* en secciones rectangulares) debida a las ondas S que viajan perpendicularmente al eje del túnel.
- Deformaciones de compresión y extensión longitudinales y transversales originadas por las ondas P actuando paralela o transversalmente al eje de la obra.
- Deformaciones de flexión y cortante longitudinal originadas por las ondas S transmitidas a lo largo del eje de la obra o perpendiculares a la misma.

Además de estos efectos, debe considerarse también si la obra atraviesa terrenos potencialmente licuefactables o

fallas activas. Estos riesgos geotécnicos no están presentes en el entorno de la caverna, y por tanto, su análisis y consecuencias en el diseño están fuera del alcance de este artículo.

Las deformaciones transversales son habitualmente las más críticas en el diseño de obras subterráneas.

Hashash (2001) incluye formulaciones para el diseño preliminar de túneles sometidos a efectos sísmicos. Para el diseño de detalle es necesario recurrir a modelos numéricos que permitan una caracterización detallada del terreno, la estructura y la interacción entre ambos, así como la acción del terremoto.

El análisis numérico de las deformaciones transversales (*ovaling* y *racking*) puede abordarse mediante distintas metodologías, algunas de ellas descritas en la tabla 1, con grado de complejidad en general creciente de los métodos 1 a 4.

En RCTC el análisis sísmico de los túneles de línea se llevó a cabo con modelos pseudoestáticos (método 1 en tabla 1), las estaciones fueron diseñadas con modelos dinámicos (método 3) y el revestimiento de la caverna fue comprobado inicialmente con un modelo pseudoestático y posteriormente con modelos dinámicos en la fase final del diseño.

| Analysis   | Procedure  | Description  |
|--|------------|--|
| 1. Pseudo-Static Soil-Structure Interaction Analysis | Definition | Apply on a 2D soil-structure interaction model the maximum free-field shear strain response obtained from a 1D full dynamic soil column subject to ground motion.  |
|  | Steps      | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. Full dynamic time-history analysis of a one-dimensional (1D) soil column subject to ground motion. The purpose of the analysis is to obtain the maximum free-field displacement response of the 1D soil column when subject to outcropping motion applied at the base of the column. The analysis can be done using SHAKE software or similar.</li> <li>2. Pseudo-Static soil-structure interaction analysis. The envelope of maximum free-field shear strain responses at bored tunnel elevation obtained in Step 1 is applied as a gradually increasing static displacement at the vertical boundaries of 2D soil-structure interaction models of the tunnels.</li> </ol>  |
|  | Software   | SHAKE + FLAC   |
| 2. Pseudo-Dynamic Time-History Analysis              | Definition | Step a 2D soil-structure system statically through displacement time-history simulations of free-field displacements obtained from a 2D site-response analysis   |
|  | Steps      | <ol style="list-style-type: none"> <li>1. "Scattering": Time-histories of seismic displacements (horizontal and vertical components at node points) from a 2D site-response analysis (e.g., QUAD4). A cavity represents the tunnel, but the model does not include the PCTL.</li> <li>2. Determine interface soil spring stiffness (normal and tangential) to reflect soil-structure interaction. If needed, tangential soil springs should allow for slippage and normal springs for gapping.</li> <li>3. Apply in structural model (e.g. SAP2000) displacements demands from step 1 to the structure through static stepping procedure, to determine the maximum structural response. To evaluate structural performance, seismic stresses should be superimposed on initial static stresses.</li> </ol> |
|  | Software   | QUAD4 + SAP2000  |
| 3. Fully coupled 2D dynamic analysis                 | Definition | Using 2D geo-structural software such as FLAC or ADINA, determine the fully coupled dynamic response of the soil and structure, using nonlinear models for both soil and the structure.  |
|  | Software   | FLAC or similar  |
| 4. Dynamic Time-History Analysis                     | Definition | Displacement time-histories are applied to the tunnel structure through the interface springs in a fully dynamic mode. Appropriate damping should be used.   |
|  | Software   | QUAD4 + SAP2000  |

Tabla 1. Metodologías de análisis sísmico con modelos numéricos.



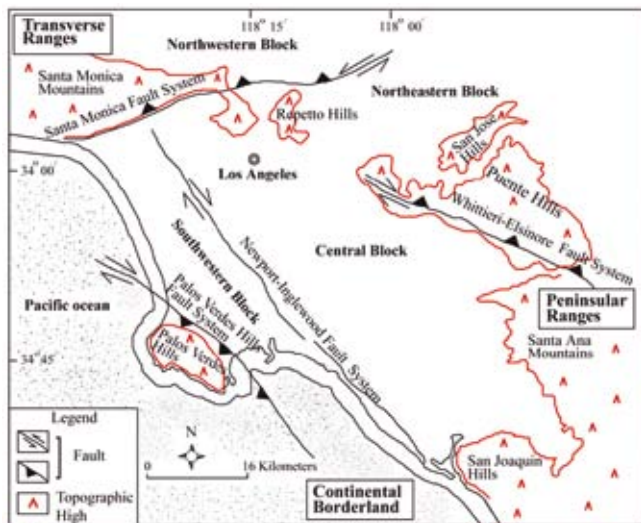


Fig. 7\_ Los Angeles Basin

## 5 Actividad sísmica en Los Ángeles

La red de Metro existente y en desarrollo en Los Ángeles está condicionada por cuatro estructuras geológicas principales, la Cuenca de Los Ángeles, las Montañas de Santa Mónica, el Valle de San Gabriel y el Valle de San Fernando (fig. 7).

Con la excepción de la falla activa de Newport-Inglewood, la mayoría de las fallas superficiales en la zona se encuentran en los límites de la Cuenca de Los Ángeles, como es el caso de las fallas de Santa Mónica, Hollywood y Whittier.

El mayor evento sísmico registrado en la Cuenca de Los Ángeles fue el terremoto de Long Beach de 1933, con una magnitud de 6.4 en la escala de magnitud momento (Mw). Si bien la serie histórica de terremotos dentro de la Cuenca es limitada y esto condiciona la estimación de la magnitud del máximo potencial sísmico, MRDC (2013) sugiere, considerando magnitudes históricas de eventos en áreas cercanas, que terremotos en el rango de 7 a 7.25 son esperables.

Durante la redacción de este artículo, los días 4 y 5 de julio de 2019, tres terremotos de magnitud momento 6.4, 5.4 y 7.1 ocurrieron en las proximidades de la localidad de Ridgecrest (California), a 200 kilómetros al noreste de Los Ángeles. Se estima que 30 millones de personas percibieron el principal sismo, que causó fuegos, cinco lesionados, dejó a 3000 personas sin electricidad y dañó 50 viviendas. El terremoto alcanzó el centro de Los Ángeles con una intensidad de 3.9 en la Escala de Mercalli. La caverna, que en ese momento contaba únicamente con el sostenimiento inicial, soportó el terremoto sin ningún daño estructural.

## 6 Criterios de diseño sísmico en el proyecto

Las especificaciones técnicas del proyecto Metro Rail Design Criteria (MRDC-2013) requieren una durabilidad del revestimiento de 100 años y no considerar el efecto beneficioso de la presencia del sostenimiento a largo plazo.

El análisis estructural del revestimiento debe considerar las acciones sísmicas, basadas en la metodología descrita por Wang (1993), que incluye criterios específicos para túneles circulares y falsos túneles de sección rectangular (*cut-and-cover*).

MRDC (2013) no incluye de forma específica el criterio de análisis sísmico para una estructura como la caverna, que no encaja completamente en la categoría de los túneles de línea, ni es una sección rectangular tipo *cut-and-cover* como son las estaciones.

Inicialmente el análisis se llevó a cabo con un modelo pseudoestático y posteriormente se acordó con LA Metro el empleo de un análisis dinámico con historial de aceleraciones, dada la complejidad derivada de la geometría de la excavación, la presencia de la estructura interior, y la incertidumbre en cuanto a la interacción de sostenimiento y revestimiento ante los terremotos de diseño.

MRDC (2013) contempla dos niveles de sismo:

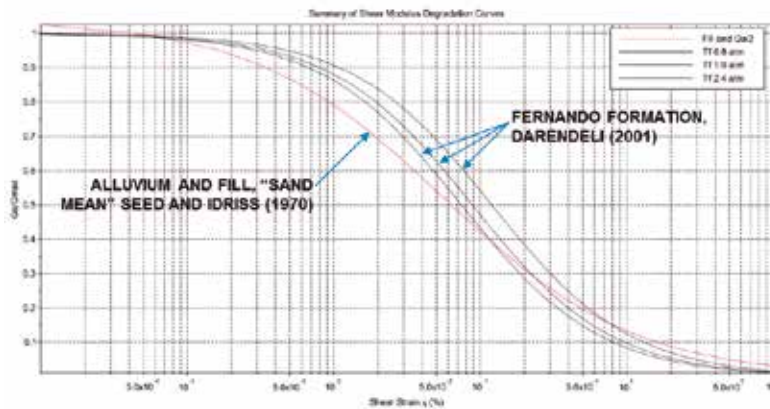
- Terremoto de diseño máximo (Maximum Design Earthquake-MDE): Con un periodo de retorno de 2500 años (probabilidad del 50 % de ser superado en 100 años), la estructura debe garantizar su estabilidad estructural para esta solicitación máxima. El objetivo es evitar las consecuencias catastróficas que tendría el colapso del túnel para las estructuras de su entorno.
- Terremoto de diseño operativo (Operational Design Earthquake-ODE): Este segundo nivel de acción sísmica corresponde a un periodo de retorno de 150 años. Su objetivo es garantizar que el servicio de la línea pueda ser restaurado con reparaciones mínimas en el caso de que se dé un terremoto de intensidad esperable durante la vida útil de la obra.

## 7 Geología y parámetros geotécnicos

### Geología

La caverna se excavó íntegramente en la formación Fernando. Se trata de una limolita arcillosa masiva con un grado de alteración sano a ligeramente meteorizado a cotas de frente de excavación.

## Hysteretic Dampening Shear Modulus Degradation Curves



Numerical Models also Included:

- 0.2% Rayleigh Damping (Stiffness)
- Mohr-Coulomb Failure Criterion

Fig. 8\_ Curvas de degradación del módulo de elasticidad transversal

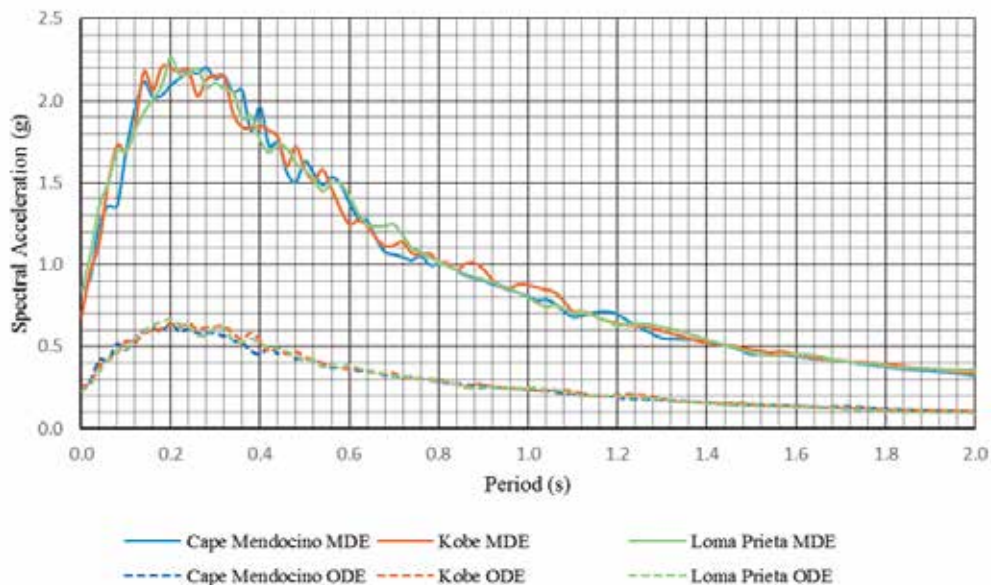


Fig. 9\_ Acelerogramas sintéticos ajustados a los espectros de diseño MDE y ODE

La litología en el entorno de la caverna puede considerarse homogénea de estratos subhorizontales, con un espesor de relleno artificial de 2 a 3 m bajo el que subyace un nivel aluvial de aproximadamente 3 a 5 m de potencia. La formación Fernando aparece bajo este horizonte con un nivel superior alterado, por encima siempre de la clave del túnel.

El terreno en el entorno de la caverna no es licuefactable y el trazado no cruza ninguna falla activa.

### Parámetros dinámicos del terreno

La modelización del terreno se llevó a cabo considerando la respuesta no lineal del mismo, con parámetros variables en profundidad. Se empleó un modelo de tipo Mohr-Cou-

lomb elasto-plástico y propiedades histeréticas de amortiguamiento, basadas estas últimas en los modelos de Seed e Idris (1970) para el relleno antrópico y el aluvial y en el modelo de Darendeli (2001) para la formación Fernando (fig. 8).

## 8

### Modelización numérica

El análisis dinámico de la caverna se llevó a cabo mediante un modelo numérico bidimensional con FLAC, y con el empleo del módulo Section Designer integrado en SAP2000.

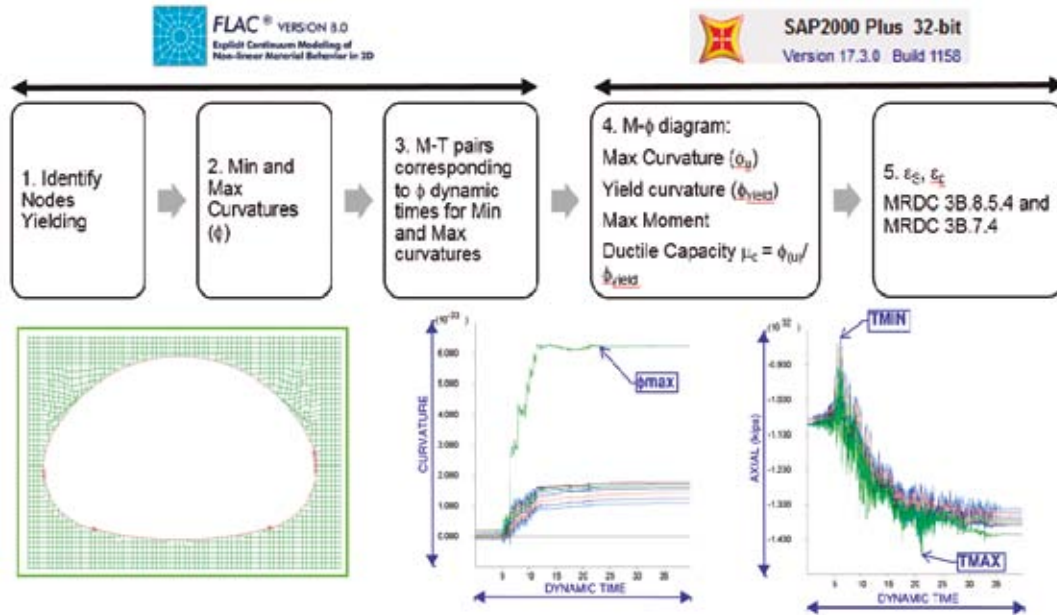


Fig. 10\_ Metodología de análisis inelástico del revestimiento

### Acción sísmica

Para el análisis dinámico se desarrollaron tres acelerogramas sintéticos horizontales ajustados a los espectros de los dos terremotos de diseño considerados (MDE y ODE). Los tres eventos históricos empleados en la generación de los acelerogramas sintéticos (fig. 8) son:

- Terremoto de Loma Prieta (1989), de magnitud momento (Mw) 6.93
  - Terremoto de Cape Mendocino (1992), de magnitud momento (Mw) 7.01
  - Terremoto de Kobe (1995), de magnitud momento (Mw) 6.90
- MRDC (2013) permite la consideración de la componente vertical del sismo de forma simplificada mediante la siguiente formulación:

$$EQ_{vert} = \pm k_{sv} \cdot (DC + W_{LS})$$

Donde  $k_{sv}$  es el coeficiente sísmico vertical, DC es el peso propio de la estructura y  $W_{LS}$  representa el peso de la bóveda de descarga actuando sobre el revestimiento.

$$k_{sv} = \frac{2}{3} \cdot \frac{PHA}{g}$$

PHA es la aceleración de pico horizontal y g la aceleración de la gravedad. El factor 2/3 es consistente con la relación entre aceleraciones horizontales y verticales registrados en la proximidad de los túneles de Metro durante el terremoto de Northridge (Hashash-2001).

### Rótulas plásticas

La normativa (MRDC-2013 y Caltrans-2013) permite la respuesta inelástica del revestimiento ante el terremoto máximo de diseño (MDE), si bien es necesario realizar comprobacio-

nes adicionales que incluyen límites máximos de deformación para hormigón y acero en el caso de formarse rótulas plásticas.

El revestimiento se simuló con elementos estructurales elasto-plásticos, de forma que el diagrama de interacción a flexión compuesta es un input del modelo. Durante el cálculo, si en cualquier nodo el par axil-momento alcanza el límite de capacidad de la sección, automáticamente se añade una rótula y el cálculo continúa, produciéndose una redistribución de esfuerzos a las secciones adyacentes.

La figura 10 resume la metodología seguida en el análisis de la respuesta inelástica del revestimiento:

- Para aquellos casos en los que el modelo numérico indica la formación de rótulas plásticas, las curvaturas mínima y máxima de los nodos correspondientes a lo largo del evento sísmico y los pares axil-momento concomitantes son extraídos de FLAC

- El diagrama momento curvatura de la sección correspondiente se obtiene con SAP2000 Section Designer, la curvatura máxima de la sección y el límite elástico de curvatura se comparan con las curvaturas máxima y mínima registradas en FLAC, así como las deformaciones a compresión del hormigón y a tensión del acero, que son comparadas con los límites establecidos en MRDC (2013).

### Sostenimiento y revestimiento

MRDC (2013) no permite contar con el sostenimiento para resistir cargas a largo plazo, que deben ser soportadas exclusivamente por el revestimiento.

Esta consideración es habitual en el diseño de túneles en infraestructura de transporte, sustentada fundamentalmente en

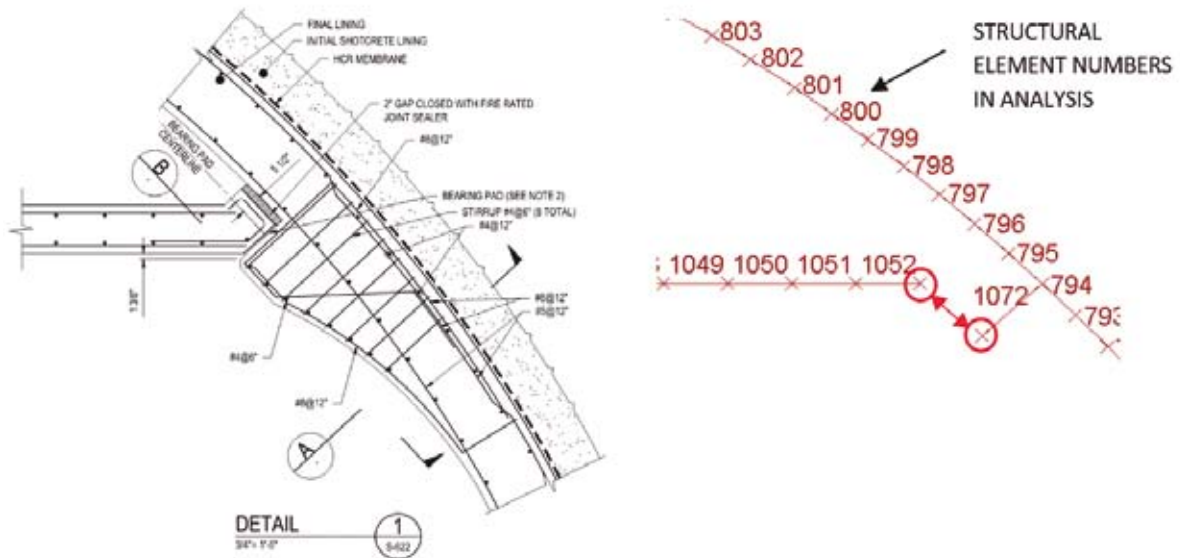


Fig. 11\_ Detalle de apoyo de la losa de ventilación en ménsula inclinada

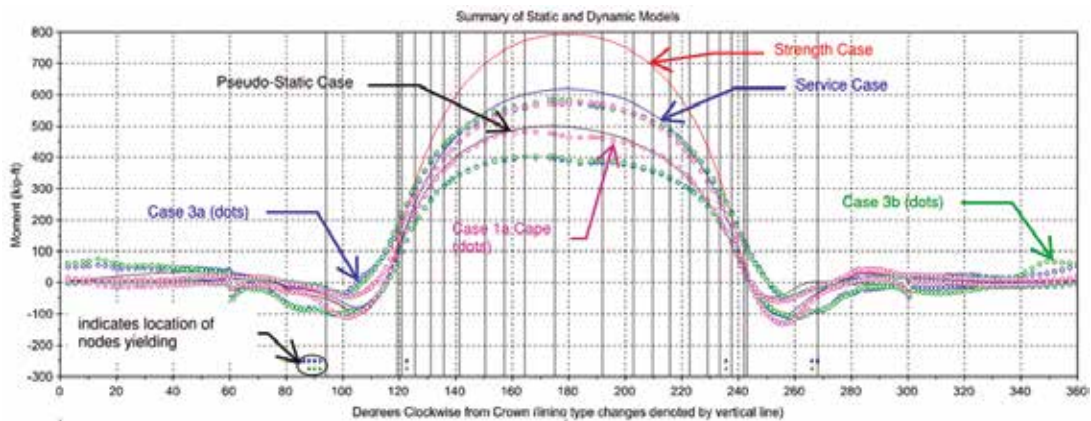


Fig. 12\_ Momentos flectores en el revestimiento

la incertidumbre acerca de la durabilidad a largo plazo del hormigón proyectado así como de su calidad, comparada con un revestimiento final de hormigón armado ejecutado in situ.

La mejora en el control de ejecución así como en la capacidad de análisis en fase de diseño han llevado a varios estudios y proyectos (Su y Thomas-2014, Thomas-2010, Nasekhian y Feisinger-2019) a considerar una estructura compuesta (composite shell) en la que el sostenimiento y el revestimiento trabajan conjuntamente a largo plazo.

En zonas de actividad sísmica, como California, este concepto ha sido también empleado con éxito (Sun-2013).

En el diseño de la caverna, donde la colaboración del sostenimiento estaba específicamente descartada por las especificaciones de Metro, la cuestión planteada fue si ante un evento sísmico, no considerar la presencia del revestimiento es realmente una hipótesis conservadora.

Por este motivo, uno de los casos considerados en el análisis dinámico incluye la presencia del sostenimiento, modelado con elementos estructurales elastoplásticos, de forma similar al revestimiento.

### Estructura interior

El apoyo de la losa de ventilación en el revestimiento se realiza mediante ménsulas inclinadas, como se muestra en la figura 11. El modelo incluye este apoyo deslizante inclinado, así como la separación de 5.08 cm (2") entre la losa y el revestimiento con el objeto de evitar que entren en contacto durante el evento sísmico.

# 9

## Resultados

Las conclusiones derivadas de los resultados obtenidos se incluyen en el apartado de final de este artículo. Esta sección

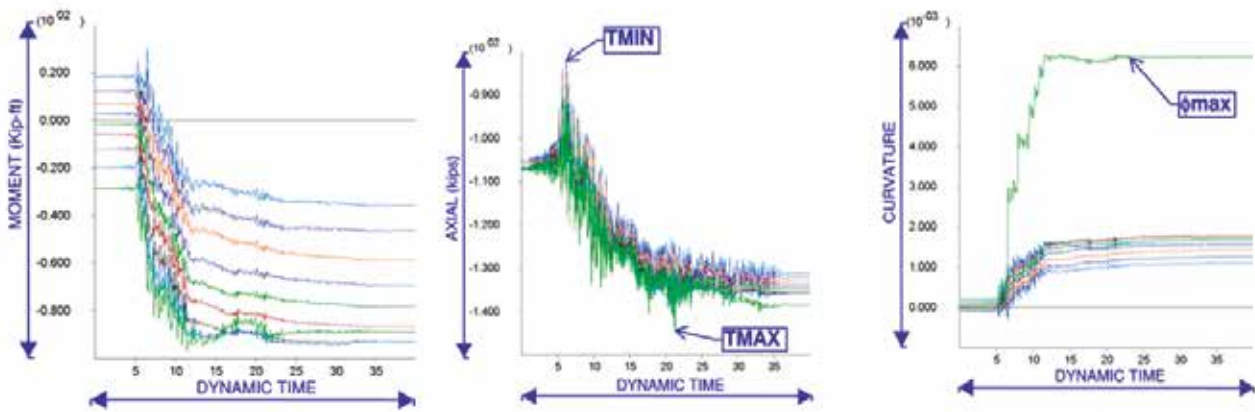


Fig. 13\_ Historial de momentos, axiles y curvaturas

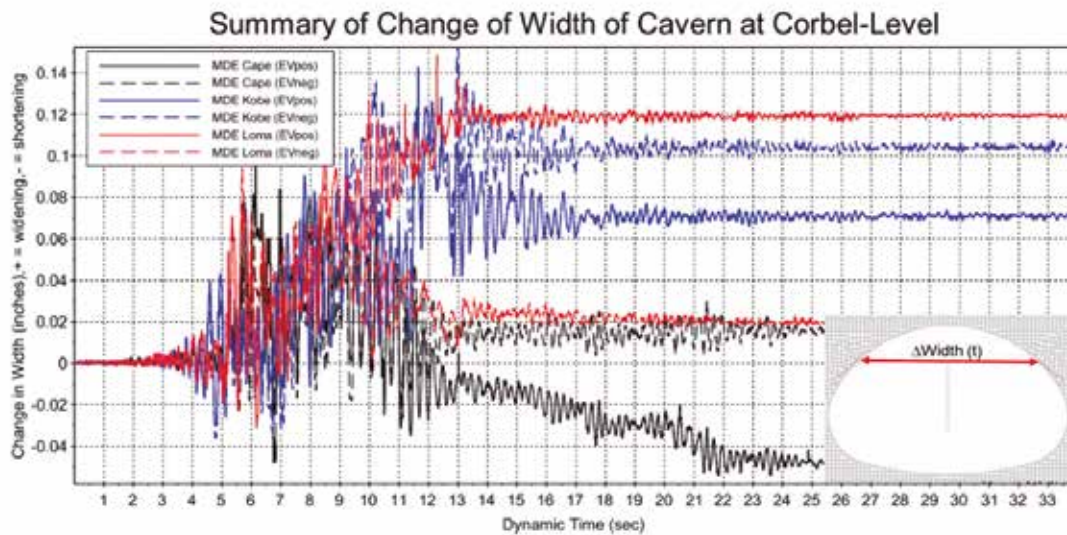


Fig. 14\_ Desplazamiento relativo de los nodos de apoyo de la losa de ventilación

ilustra el tipo de información que se extrajo de los modelos realizados.

### Revestimiento

La figura 12 muestra los esfuerzos flectores (eje-x) a lo largo del perímetro del revestimiento (eje-y) para el modelo estático (Strength), pseudo-estático y uno de los casos dinámicos. El resultado de los modelos dinámicos se muestra mediante pares de puntos que para cada nodo del modelo representan el máximo y mínimo registrados durante la simulación del sismo. La figura muestra también la localización de los nodos del revestimiento en los que se ha alcanzado el límite de su capacidad, creando en el modelo una rótula plástica.

La figura 13 muestra para un grupo de nodos los historiales en función del tiempo de flectores y axiles, así como las curvaturas derivadas de las rotaciones registradas en el modelo.

### Estructura interior

La diferencia a lo largo del tiempo registrada en los despla-

zamientos de los nodos de apoyo de la losa de ventilación (figura 14), permiten establecer si hay un riesgo potencial de pérdida de apoyo de la misma en las ménsulas del revestimiento.

# 10 Conclusiones

Existen varias metodologías a disposición de los diseñadores para abordar el análisis sísmico de estructuras subterráneas, con distintos grados de complejidad técnica en su aplicación. Es importante que diseñador y Administración acuerden el tipo de análisis a realizar de modo que exista un equilibrio entre los recursos necesarios para la modelización numérica y las expectativas en cuanto a los resultados obtenidos.

El diseño de la caverna se llevó a cabo inicialmente mediante un modelo pseudoestático, pero dada la complejidad de

la geometría, la estructura interior y su apoyo en el revestimiento, se decidió llevar a cabo una serie de modelos dinámicos con historial de aceleraciones.


Comparando los resultados obtenidos para el caso estático, el análisis pseudoestático y los análisis dinámicos, no existe un escenario único que maximice de forma absoluta los esfuerzos obtenidos en el revestimiento. El par pésimo axial momento para el diseño de la armadura del revestimiento depende de la sección considerada.

A pesar de esto, el armado inicialmente diseñado con los modelos estático y pseudoestático no fue modificado por los modelos dinámicos.

Una consideración habitual en el diseño del revestimiento de túneles SEM es ignorar la contribución del sostenimiento inicial para soportar las cargas a largo plazo, en la hipótesis de que su presencia sería beneficiosa, reduciendo las acciones que debe soportar el revestimiento. El modelo dinámico desarrollado indica que ante la hipótesis de que el sostenimiento mantenga su capacidad a compresión ante el sismo por estar confinado entre el terreno y el revestimiento, este último podría ver reducida su capacidad a flexión compuesta al no contar con el efecto beneficioso del esfuerzo axial, lo que llevaría a la formación de rótulas plásticas en secciones en las que no se detectaron para el caso estático o en el análisis sísmico pseudoestático.

El análisis dinámico realizado incluye un estudio de sensibilidad para distintos ángulos de rozamiento entre el sostenimiento y el revestimiento, cuyo valor real depende entre otros factores del tipo de impermeabilización empleada y del acabado del sostenimiento. Los resultados no indicaron una diferencia significativa entre los dos casos extremos considerados ( $10^\circ$  y  $45^\circ$ ).

La formación de rótulas plásticas ante el terremoto máximo de diseño (MDE), es decir la respuesta inelástica del revestimiento, está permitida en la normativa (MRDC-2013, Caltrans-2013), si bien es necesario realizar comprobaciones adicionales en cuanto a la curvatura en dichas rótulas y la deformación a compresión del hormigón y a tracción del acero para garantizar la estabilidad de la estructura.

La incorporación de la estructura interior en los modelos dinámicos y su apoyo en el revestimiento con ménsulas inclinadas permite evaluar la respuesta del sistema completo durante el evento sísmico, determinando si la separación en los apoyos entre la losa de ventilación y el revestimiento es adecuada para eliminar el riesgo de impacto, así como para verificar que no existe riesgo de caída de la losa en las secciones sin muro central. 

## REFERENCIAS

- ACI (American Concrete Institute) (2014). "Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)". Farmington Hills, MI.
- Bose, D. (2019). *Limitations of the Microtremor Method: A Case Study in the Los Angeles Basin, California*
- Caltrans (2013), "Seismic Design Criteria", Version 1.7.
- FHWA (Federal Highway Administration) (2009). "Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels-Civil Elements". 6th Edition. Washington D.C.
- Herranz, C., Bragard, C., Hee, I., Cerulli, D. (2019). "SEM Cavern Construction in Downtown LA". *Rapid Excavation and Tunneling Conference (RETC-2019)*.
- MRDC (2013). "Metro Rail Design Criteria Section 5 Appendix Metro Supplemental Seismic Design Criteria" Revision 5. Los Angeles Metropolitan Transit Authority.
- Nasekhian, A., Feisinger, A. (2019). "SCL Optimization at Bank – A combined lining approach". *Tunnels and Tunneling, April 2019*.
- Seed, H.B. e Idris, I.M., (1970). "Soil Moduli and Damping Factors for Dynamic Response Analysis". Report No. EERC 70-10, University of California, Berkeley, December
- Su, J., Thomas, A.H. (2014) "Design of sprayed concrete linings in soft ground – A Crossrail perspective". *Crossrail Learning Legacy*.
- Sun, Yiming & McRae, M & Van Greunen, Johannes. (2013). *Load sharing in two-pass lining systems for NATM tunnels. Rapid Excavation and Tunneling Conference (RETC-2013)*.
- Thomas, A.H. (2010) "Advances in Sprayed Concrete Tunnel-Lining". *Tunneling Journal, Apr/May 2010*, pp.40-44.
- Darendeli (2001) "Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves," Ph.D. Dissertation, Department of Civil Engineering, University of Texas, Austin, TX





CRISTINA  
**Heredia  
Ibáñez**

Ingeniera Técnica de Obras Públicas.  
Jefa Departamento de Estructuras  
Túnel. Empresa de Mantenimiento  
y Explotación M-30, S.A.



SONIA  
**Suárez  
Moreno**

Ingeniera de Caminos Canales y  
Puertos.  
Directora de Producción. Empresa  
de Mantenimiento y Explotación  
M-30, S.A.

# Túneles de la M-30

Cómo se ha abordado la  
inspección del túnel urbano  
más largo de Europa

## RESUMEN

Los túneles de la M-30 fueron ejecutados conforme a dos métodos constructivos diferentes, abarcando una longitud total de 48 Km. que incluye numerosos enlaces, calzadas superpuestas, galerías de ventilación y espacios auxiliares. Esta complejidad, junto con la escasa normativa existente a este respecto, llevaron a la necesidad de desarrollar una metodología de inspección estructural propia que reflejase, no solo las patologías inherentes a estos métodos constructivos, sino que fuera abarcable desde un punto de vista temporal debido a la longitud y diversidad de los túneles, apoyándose para ello en herramientas como el escaneo mediante láser o la termografía.

## PALABRAS CLAVE

Inspección estructural de túneles, normativa, mantenimiento, diferentes métodos constructivos, láser scan

## ABSTRACT

*The M-30 tunnels were implemented using two different construction methods, covering a total length of 48 km. which includes numerous junctions, superimposed walkways, ventilation ducts and auxiliary spaces. The complexity, coupled with the scarce existing regulations, led to the need to develop a unique method for its own structural inspection. This would need to reflect not only the inherent conditions of the construction methods, but also understandable from a temporal perspective due to the length and diversity of the tunnels, using tools such as laser scanning or thermography.*

## KEYWORDS

*Tunnel Structural inspection, regulations, maintenance, different construction methods, laser scan*



# 1

## Introducción

La construcción de los túneles de la M-30 inaugurados en el año 2007 supuso en su día un hito debido a la envergadura del proyecto, y ha supuesto un reto a la hora de plantear y abordar su inspección, tanto por el número de kilómetros a inspeccionar, entre los que se dan diferentes métodos constructivos, como por la escasa normativa existente al respecto.

Los túneles, al igual que el resto de estructuras viarias, requieren de inspecciones periódicas que garanticen el mantenimiento en unas condiciones de seguridad, tal y como se establece en el R.D. 635/2006 de 26 de mayo sobre requisitos mínimos de seguridad en túneles de carretera del Estado, donde se da un carácter obligatorio a esta necesidad.

Sin embargo, ni el citado R.D, ni el resto de normas y pliegos existentes a nivel nacional hacían referencias a las inspecciones estructurales de túneles. Es

de destacar que la primera referencia en este sentido se localiza en el Pliego de Inspección Estructural de túneles de la Red de Carreteras del Estado, del año 2016, que hace referencia a la necesidad de establecer una metodología de inspección estructural si bien no llega a desarrollarla.

Es por ello que en el marco del Contrato de Conservación y Explotación de la M-30, Madrid Calle 30 y Emesa, a instancias de D. Manuel Arnaiz Ronda, decidieron abordar la redacción de una metodología de inspección especialmente dirigida a la estructura de los túneles, con la que se ha llevado a cabo la inspección de los túneles urbanos más largos de Europa.

Se comenzó este proyecto desde cero, pretendiendo abarcar la totalidad de los túneles y los elementos que le acompañan, a saber, salidas de emergencia, pozos de ventilación, cuartos técnicos, etc.

La metodología desarrollada supone un avance en la inspección de la obra civil de los túneles, ya que permite analizar

el estado de la estructura, identificando un número muy elevado de patologías susceptibles de darse en una infraestructura de este tipo, valorando su gravedad y arrojando un índice de estado que permite priorizar actuaciones y planificar los posibles proyectos de rehabilitación a realizar.

# 2

## Los túneles de la M-30

Para entender el planteamiento utilizado en el desarrollo del procedimiento de inspección es importante conocer la configuración de los túneles de la M-30 y los sistemas constructivos empleados en su ejecución.

Se trata de una infraestructura de 48 km de longitud con numerosos elementos constructivos que le dan servicio, a saber, 138 Salidas de emergencia, 37 Cuartos Técnicos, 40 Pozos de ventilación y 51 Espacios singulares. Se encuentra dividida en 8 tramos, coincidiendo con los establecidos durante la obra,

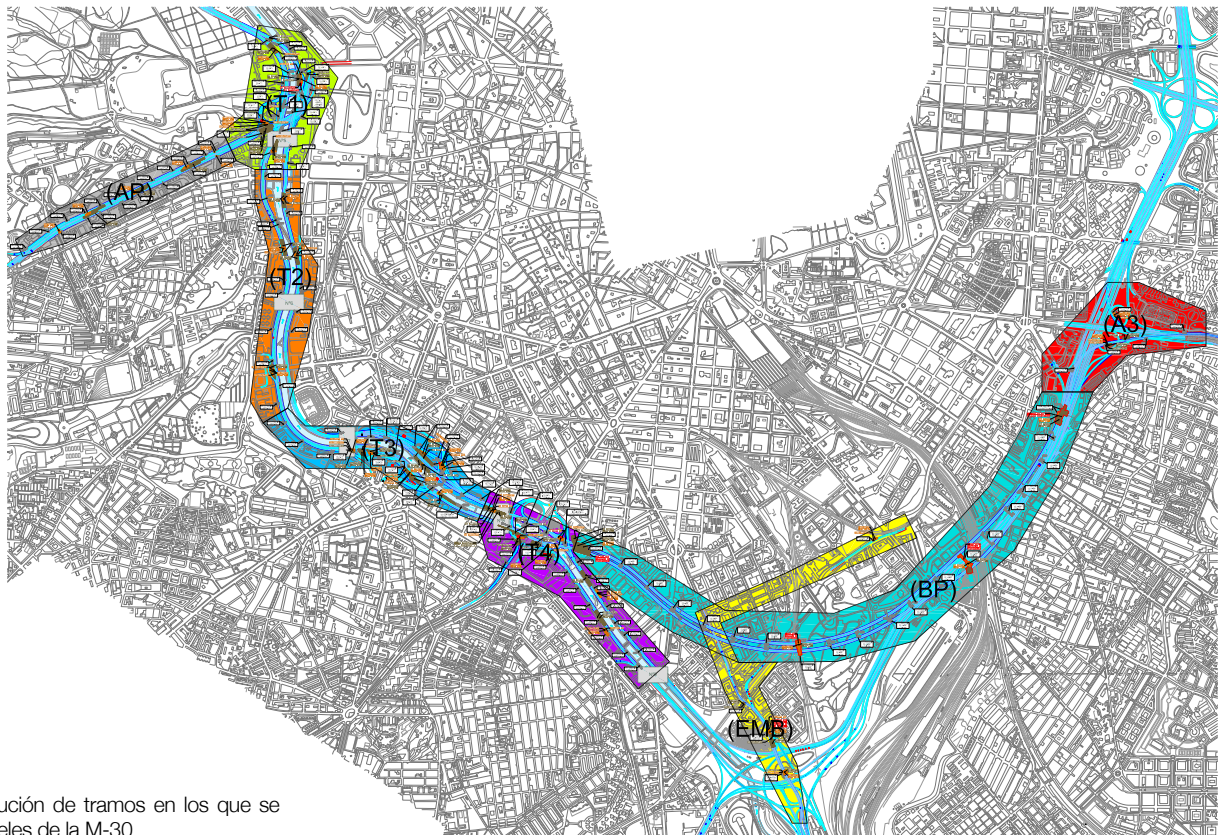


Fig. 1\_ Distribución de tramos en los que se dividen los túneles de la M-30

- Tramo 1. Puente del Rey- Avenida de Portugal y M-30 entre el paseo de Marques de Monistrol- Puente de Segovia.
- Tramo 2. Puente de Segovia-Puente de San Isidro.
- Tramo 3. Puente de San Isidro-Puente de Praga.
- Tramo 4. Puente de Praga-Nudo Sur.
- Tramo By-Pass.
- Tramo Avenida de Portugal.
- Tramo Embajadores.
- Tramo Enlace A-3

Con respecto a los sistemas constructivos empleados, prácticamente todos los tramos han sido ejecutados entre pantallas mediante el sistema "Cut and Cover", excepto la mayor parte del By-Pass, donde se ejecutaron dos tubos gemelos utilizando tuneladoras tipo escudo EPB, y un pequeño tramo de Embajadores, donde se utilizaron métodos convencionales.

Al elevado número de elementos y a la utilización de diversas soluciones constructivas, hay que sumar que durante la construcción se dieron situaciones sin-



Fig. 2\_ Sección tipo del tramo del by-pass, ejecutado mediante TBM



Fig. 3\_ Sección tipo de los tramos ejecutados mediante cut and cover

gulares como la presencia del río Manzanares a lo largo del trazado, cruces con infraestructuras existentes como líneas de metro, puentes o colectores, o cruces de calzadas en dos o tres niveles.

Esto da una idea de la complejidad de la infraestructura y por ello, del volumen de información a tratar, ya fuese en la fase de desarrollo del procedimiento, o en la propia fase de inspección.

## 3 Planteamiento del proyecto

Se comenzó el proyecto con dos objetivos fundamentales cuyo alcance se extendía a la totalidad de los elementos estructurales de los túneles de la M-30:

- Desarrollar una metodología o procedimiento de inspección estructural de los túneles de la M-30
- Llevar a cabo la primera inspección estructural



En primer lugar, se desarrolló un procedimiento general de inspección que abarcaba los túneles ejecutados mediante "Cut and Cover", y posteriormente se amplió incluyendo la tipología del By-Pass, ejecutado mediante TBM. Estos procedimientos supusieron la hoja de ruta a seguir, que incluía una serie de fases o hitos, necesarios para el buen término del proyecto.

### Fase I. Elaboración del Procedimiento de inspección

Para comenzar con esta primera fase, se analizaron los requerimientos del proyecto, considerándose uno de los más relevantes, el volumen de información que se iba a generar, y su tratamiento, por lo que se estudiaron diversas herramientas que facilitasen su manejo.

#### 1. Estudio de la documentación existente

Se hizo un estudio exhaustivo de la normativa existente y de toda la documentación disponible relativa a los túneles, focalizándolo en principio en la información que pudiese influir en la redacción del procedimiento, y posteriormente en los datos útiles para la fase de inspección.

##### 1.1. Normativa a nivel nacional

Como se ha comentado, el estudio de esta documentación nos permitió corroborar la escasa información existente relativa a la inspección estructural de túneles.

##### 1.2. Normativa internacional

Se consultaron igualmente documentos de amplia relevancia a nivel mundial en el campo de los túneles; "Recommendations on management of maintenance and technical inspection of road tunnels (PIARC)", "Good Practice for the Operation and Maintenance of Road Tunnels (PIARC)", "Tunnel Operations, Maintenance, Inspection and Evaluation (TOMIE) Manual", etc.

##### 1.3. Manual de Explotación

##### 1.4. Inventarios

##### 1.5. Proyectos de construcción y "As built"

El análisis de la documentación técnica, Manual de explotación, Inventarios y Documentación de proyecto, permitió identificar todos los elementos estructurales que conforman la infraestructura, y gracias a ello, establecer un inventario de patologías asociado a cada uno de estos elementos, que incluía las singularidades de cada método constructivo e incluso las particularidades de los distintos elementos que dan servicio al túnel, habitualmente anexos a las calzadas principales y que en ocasiones presentan daños diferentes a los de la calzada.

Las principales patologías recogidas en el inventario fueron,

- Eflorescencias
- Fisuras y grietas

- Fallos de hormigonado
- Daños en armaduras
- Daños en hormigón
- Reparaciones previas
- Discontinuidades y juntas abiertas
- Desprendimientos
- Fallos de drenaje
- Daños en elementos metálicos
- Daños en cerramientos/revestimientos y falsos techos

##### 1.6. Resultados de inspecciones periódicas e informes de mantenimiento

En el túnel, se llevan a cabo habitualmente inspecciones periódicas de carácter diverso, instalaciones, rutas de evacuación, etc. en las que además se registra cualquier anomalía encontrada, por lo que el análisis de esta documentación nos aporta información acerca de problemas recurrentes en zonas concretas.

##### 1.7. Informes previos

Se analizaron dos informes previos dirigidos por el Profesor D. Carlos Oteo "Informe Final de Análisis de puntos geotécnicamente singulares en Calle 30" y el "Informe Final de Intervenciones realizadas en puntos geotécnicamente singulares en CALLE-30".

La recopilación de toda esta documentación, dio indicios claros del volumen de información a gestionar, por lo que se buscaron herramientas que facilitasen su manejo.

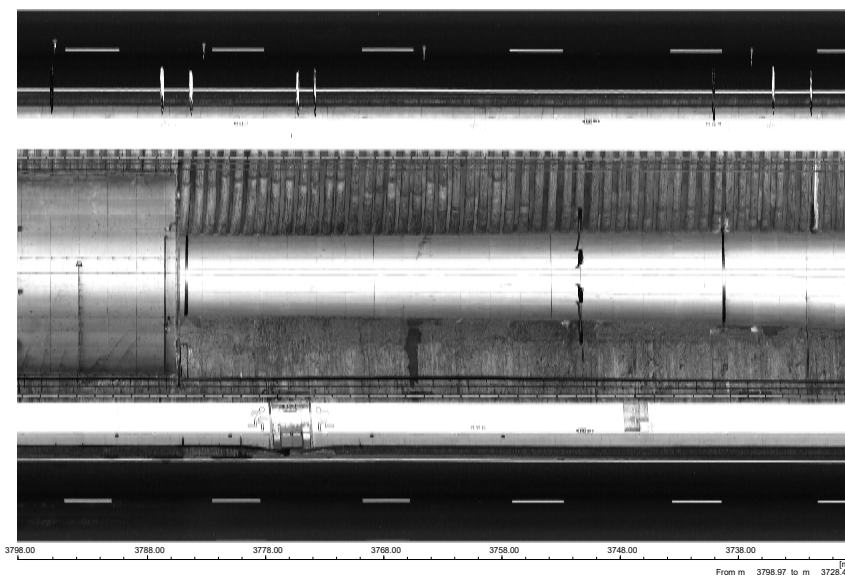


Fig. 4\_ Imagen escaneada del túnel en 2D

## 2. Toma de imágenes Láser Scan

Una de las primeras medidas adoptadas, fue realizar un escaneado del túnel con láser, obteniendo una imagen real en 2D y otra imagen termográfica, que resultaron ser una herramienta clave para la inspección.

Estas imágenes permitieron disponer de una definición geométrica, además de una representación visual completa del túnel, lo que junto con su alta resolución permitieron no solo posicionar cualquier elemento, sino también identificar patologías directamente de la imagen.

También se analizaron los softwares de gestión de estructuras existentes, eligiéndose finalmente el ya utilizado para la gestión de estructuras, adaptándolo a la linealidad de los túneles. Para ello, fue necesario introducir una tramificación que facilitase el manejo de la información, y dividir la estructura según los elementos estructurales que la conforman; losas, pantallas o muros.

De esta manera, se obtuvo un inventario de elementos estructurales que nos permite a día de hoy gestionar la información asociada a cada uno, como inspecciones, actuaciones o cualquier otra información pertinente.

3. Definición de la Ficha de Inspección  
Como ya se ha comentado, el estudio de la documentación técnica, permitió

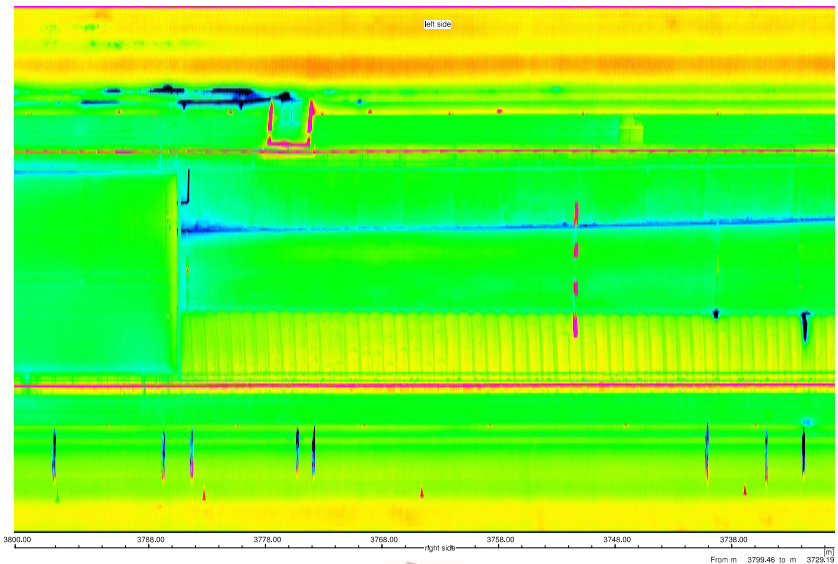


Fig. 5\_ Imagen termográfica del túnel en 2D

diseñar una ficha de inspección que recogía las patologías establecidas, así como los datos que las identifican o complementan y que se considera necesario registrar, tales como frecuencia, extensión, umbrales, etc.

4. Redacción del Procedimiento  
El desarrollo de los pasos previos, permitió la redacción del Procedimiento de Inspección Estructural de los Túneles de la M-30, y por lo tanto la conclusión de la Fase I, a partir de la cual se puso en marcha la Inspección estructural o Fase II.

## Fase II. Inspección estructural

1. Definición de puntos de inspección / Tramificación Estructural  
Hasta el momento, el planteamiento utilizado no difería en exceso del de la inspección de cualquier otro tipo de estructura, como puede ser un puente, pero fue a la hora de definir los puntos a inspeccionar donde surgieron las mayores diferencias y complejidades. El reto consistió no sólo en identificar los puntos críticos, sino también en que su distribución fuese homogénea para conseguir una imagen global del estado

| TOMA DATOS LASER SCAN  |               | FECHA  | PRESA Nº              | NIVEL                     | CALZADA / RAMAL     | TRAMO                  | INSPECCIONADO POR     |                              |                                 |                                   |                                     |                   |                   |                   |                   |                                 |              |               |          |           |              |
|------------------------|---------------|--|-----------------------|---------------------------|---------------------|------------------------|-----------------------|------------------------------|---------------------------------|-----------------------------------|-------------------------------------|-------------------|-------------------|-------------------|-------------------|---------------------------------|--------------|---------------|----------|-----------|--------------|
| INSPECCIÓN             |               |  |                       |                           |                     |                        |                       | HASTA EL QUÉ (M)             |                                 |                                   |                                     |                   |                   |                   |                   |                                 |              |               |          |           |              |
| PUNTO INSPECCIÓN TRAMO | TIPO DE PUNTO | SINGULARIDAD (Ejea, resaca, Calzada, Muro, Cauce, Gárgola, etc...) | TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL | Filtraciones              | Fisuras             | Fallos de homogeneidad | Defectos en armaduras | Defectos en hormigón         | Reparaciones previas            | Discontinuidades/ Juntas abiertas | Desprendimientos (Terneros/Cunetas) | Fallos de drenaje |                   |                   |                   | Defectos en elementos metálicos | Vitrux       | OBSERVACIONES | mes, año |           |              |
|                        |               |  |                       | AB/Revo/PI/af/ F/Re/Te/ma | F/Re/Te             | Ex/h/Es/m              | Ar/ Arm/ Asa          | Prod. arm/ND/ Prod. Masa     | Re/lay/Te/af/ Tipo/OT/ Clave/Me | Du/OT/De/ab/De/DL/ D/L            | Des- V/D/OT-XX/Te/ N/ Te/OT/Me      | Col. de drenaje   | Abert. de drenaje | Abert. de drenaje | Abert. de drenaje | Abert. de drenaje               | Fallos de M/ |               |          | Deflexión | Rota Loggada |
|                        |               |  |                       | Activo                    | Activo              | Activo                 | Activo                | Activo                       | Activo                          | Activo                            | Activo                              | Activo            | Activo            | Activo            | Activo            | Activo                          | Activo       | Activo        |          |           |              |
|                        |               |  |                       |                           |                     |                        |                       | LOSA                         |                                 |                                   |                                     |                   |                   |                   |                   |                                 |              |               |          |           |              |
| PUNTO INSPECCIÓN TRAMO | TIPO DE PUNTO | SINGULARIDAD (Ejea, resaca, Calzada, Muro, Cauce, Gárgola, etc...) | TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL | Filtraciones              | Fisuras             | Fallos de homogeneidad | Defectos en armaduras | Defectos en hormigón         | Reparaciones previas            | Desgates del terreno              | Defectos en elementos metálicos     |                   |                   |                   | OBSERVACIONES     | mes, año                        |              |               |          |           |              |
|                        |               |  |                       | AB/Revo/PI/af/ F/Re/Te/ma | F/Re/Te/af/Re/Te/De | Ex/h/Es                | Ar, Arm, Asa          | ND/ Prod. Arm/ND/ Prod. Masa | Re/lay/Te/af/ OT/ Clave/Me/De   | Des- V/Rea                        | Col. de drenaje                     | Abert. de drenaje | Abert. de drenaje | Abert. de drenaje |                   |                                 | Fallos de M/ |               |          |           |              |
|                        |               |  |                       | Activo                    | Activo              | Activo                 | Activo                | Activo                       | Activo                          | Activo                            | Activo                              | Activo            | Activo            | Activo            | Activo            | Activo                          | Activo       |               |          |           |              |

Fig. 6\_ Ficha de inspección tipo

de la estructura, máxime si tenemos en cuenta que los puntos críticos deben su origen a causas diversas, a saber, estructurales, de mantenimiento, actuaciones especiales, etc.

Para ello, se realizó una tramificación de los 48 km. de túnel, donde se identificaron todos los cambios de tipología tanto en losa como en hastiales, así como los puntos derivados de actuaciones singulares, tales como los cruces bajo el río Manzanares, las zonas con superposición de niveles, o las pantallas de pilotes con afección directa del cajero del río. Este conjunto de puntos, junto con los extraídos de las imágenes termográficas y los derivados de actuaciones previas, suponían el punto de partida de la inspección, y a ellos se añadirían posteriormente los recogidos durante la inspección de campo.

Cabe destacar la diferente configuración estructural del By-Pass, ejecutado mediante TBM que requirió de un análisis independiente. Tanto la tramificación como las patologías asociadas difieren en muchos puntos de las de los tramos ejecutados mediante "Cut and Cover", en especial las patologías asociadas a las dovelas.

2. Inspección de campo

La inspección en campo se desarrolló en su mayoría en horario nocturno y con

| HASTIAL IZQUIERDO (HI)     |               |   |                       |
|----------------------------|---------------|---|-----------------------|
| PUNTOS INSPECCIÓN - TRAMOS | TIPO DE PUNTO | SINGULARIDAD (Cruce ramales - Calzadas - Metro, Colector - Galería servicios....) | TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL |
| 15RR149                    | INI           |   | MdH                   |
| 15RR150                    | C             |   |                       |
| 15RR154                    | Ec            |   | Pc<br>P-R11-3         |
| 15RR186                    | Ec            |   | Ppns                  |
| 15RR190                    | Ec            | Compartido con final 15RM   | Pc<br>P-R11-4         |
| 15RR238                    | Et            |   | Pc<br>P-R11-9         |
| 15RR264                    | Et            |   | Pc<br>P-R11-5         |
| 15RR283                    | Ec            |   | Pps<br>P-R11-6B       |

| LOSA                       |               |   |  |
|----------------------------|---------------|---|--|
| PUNTOS INSPECCIÓN - TRAMOS | TIPO DE PUNTO | SINGULARIDAD (Cruce ramales - Calzadas - Metro, Colector - Galería servicios....) | TIPOLOGÍA ESTRUCTURAL                  |
| 15RR149                    | INI           |   | Tablero viga 3A                        |
| 15RR190                    | Et            |   | Tablero vigas 3B<br>Cs                 |
| 15RR201                    | Ec            |   | Viga cajón                             |
| 15RR204                    | Ec            |   | Tablero vigas 3C<br>Cs                 |
| 15RR215                    | Ec            | ESSI<br>Colector Antonio Leyva y Colector Calzada exterior.                       | Intermedia<br>R11. Tipo 1<br>ALIGERADA |
| 15RR216                    | C             |   | Intermedia<br>R11. Tipo 2<br>ALIGERADA |
| 15RR220                    | Et            |   |  |
| 15RR246                    | C             |   |  |

Fig. 7\_ Ejemplos de tramificación estructural en hastiales y losa

franjas efectivas de trabajo de 5 horas, siempre con personal técnico especializado en inspección de estructuras y con medios de elevación auxiliares que permitieron el acceso a cualquier punto de la losa o de los hastiales.

Durante la misma, se registraron las patologías observadas tanto en los puntos preestablecidos como en los nuevos. De forma simultánea se realizó un levantamiento de daños sobre la imagen escaneada y se tomaron fotografías de

todos los daños dados de alta, lo que nos ha permitido disponer de un completo anejo fotográfico.

En algún caso, fue necesario realizar reconocimientos de detalle, para lo que se utilizaron técnicas como Extracción de testigos, Georadar o Medición sísmica MASW, que aportaron información detallada ante problemas concretos.

3. Valoración del estado de la estructura o Índice de Estado

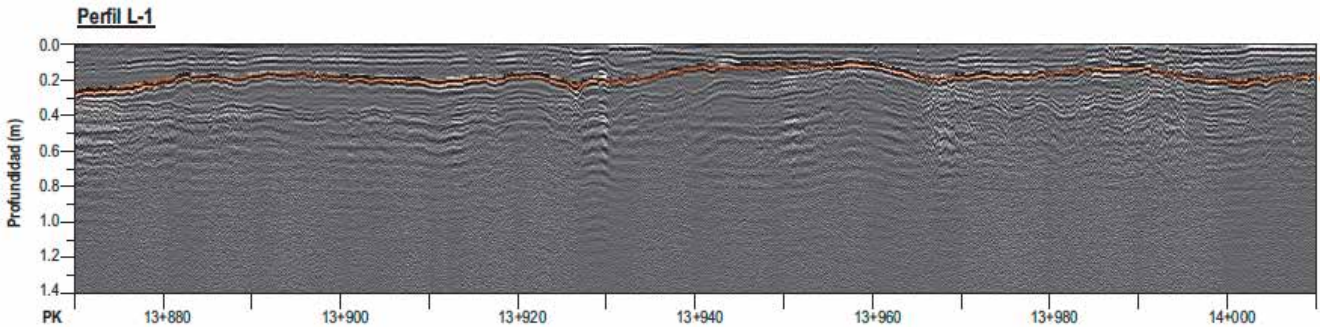


Fig. 8\_ Sección tipo Georadar

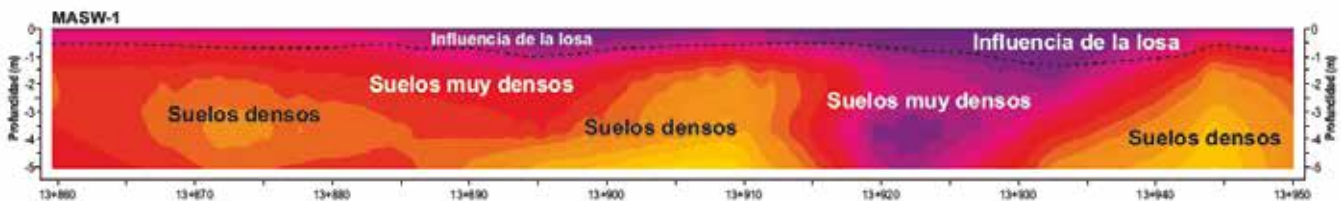


Fig. 9\_ Sección tipo Medición sísmica MASW

### MATRIZ DE RIESGOS

| DAÑOS   | PATOLOGÍAS EN LOSA                               | P.K.   | 17RA- LOSA |                 |                 |                 |                 |
|---|--|--|------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
|   |  |  | VALOR      | 17RA024-17RA044 | 17RA044-17RA064 | 17RA064-17RA084 | 17RA084-17RA104 |
|   |  |  |            |                 |                 |                 |                 |
| FILTRACIONES / AFLORAMIENTOS  | AFLORAMIENTOS                                    | Afl L - Hum                                  | 3          | -               | -               | -               | -               |
|   | FILTRACIÓN MEDIA                                 | Fil-m L                                      | 5          | ✓               | -               | -               | -               |
|   | FILTRACIÓN ALTA                                  | Fil-a L                                      | 7          | -               | -               | -               | -               |
|   | FILTRACIÓN MUY ALTA                              | Fil-ma L                                     | 10         | -               | -               | -               | -               |
| EFLORESCENCIAS  | GENERALIZADA                                     |  | 18         | -               | -               | -               | -               |
|   | INDIVIDUALIZADA                                  | Efl. H                                       | 2          | -               | -               | -               | -               |
| FISURAS / GRIETAS   | GENERALIZADA                                     |  | 8          | -               | -               | -               | -               |
|   | < 1 mm.  | F/Fe/Fa-1                                    | 4          | -               | -               | ✓               | -               |
|   | 1 mm ≤ A < 5 mm                                  | F/Fe/Fa+1                                    | 9          | -               | ✓               | -               | ✓               |
|   | ≥ 5 mm.  | F/Fe/Fa+5                                    | 15         | -               | -               | -               | -               |
|   | ESTÉTICA   | Sc   | 4          | -               | -               | -               | -               |
|   | LONGITUDINAL                                     | Fj/Fle/Fja-1<br>Fj/Fle/Fja+1<br>Fj/Fle/Fja+5 | 5          | -               | -               | -               | -               |
| FALLOS DE HORMIGONADO (EXCESOS / COQUERAS)  | GENERALIZADA                                     |  | 6          | -               | -               | -               | -               |
|   | EXCESOS DE MORTERO U HORMIGÓN                    | Ex-m.L                                       | 4          | -               | -               | -               | -               |
|   | EXCESOS MAL ADHERIDOS                            |  | 4          | -               | -               | -               | -               |
| DAÑOS EN ARMADURAS (ARMADURAS VISTAS / CORTADAS / CON-SIN OXIDACIÓN)                    | COQUERAS   | Cq   | 5          | -               | ✓               | -               | -               |
|   | ARMADURAS VISTAS                                 | Av L   | 6          | ✓               | -               | -               | -               |
|   | ARMADURAS CORTADAS                               | Amc  | 5          | -               | -               | -               | -               |
| DAÑOS EN HORMIGÓN (HD/ PÉRDIDA DE SECCIÓN / ROZADO)                                     | ARMADURAS VISTAS CON OXIDACIÓN                   | Avx L  | 10         | -               | -               | -               | -               |
|   | HORMIG. DEGRAD. DAÑO ALTO                        | HD-1B/1C/2C. L                               | 8          | -               | -               | -               | -               |
|   | HORMIG. DEGRAD. DAÑO MEDIO                       | HD-1A/2B/3C. L                               | 6          | -               | -               | -               | -               |
|   | HORMIG. DEGRAD. DAÑO LEVE                        | HD-2A/3A/3B. L<br>Th-h                       | 4          | -               | -               | -               | -               |
|   | PÉRDIDA DE MASA O CAÍDO                          | Pmasa  | 5          | -               | -               | -               | -               |
|   | PÉRDIDA DE SECCIÓN                               |  |            | -               | -               | -               | -               |
|   | GENERALIZADA                                     |  | 7          | -               | -               | -               | -               |
| REPARACIONES PREVIAS (INYECCIONES / REP. MORTERO / CANALIZACIONES / MAL FUNCIONAMIENTO) | INYECCIONES                                      | Iny.L  | 8          | -               | -               | -               | -               |
|   | REPARACIONES DE MORTERO                          | Sell.L / Rm.L                                | 6          | -               | ✓               | -               | ✓               |
|   | CANALIZACIONES                                   | LD / CanPVC / CanM / ChapM                   | 6          | -               | -               | -               | -               |
|   | GENERALIZADA                                     |  | 4          | -               | -               | -               | -               |
|   | REP. EN MAL ESTADO                               |  | 6          | -               | -               | -               | -               |
| DISCONTINUIDADES / JUNTAS ABIERTAS  | SIN RESOLVER                                     |  |            | -               | -               | -               | -               |
|   | SIN RESOLVER                                     |  |            | -               | -               | -               | -               |
|   | RESUELTAS CON MURO DE BLOQUES                    |  |            | -               | -               | -               | -               |
|   | RESUELTAS CON MURO DE HORMIGÓN                   |  |            | -               | -               | -               | -               |
|   | GENERALIZADA                                     |  |            | -               | -               | -               | -               |
| DESPRENDIMIENTOS (TERRENO / GUNITA / HORMIGÓN)  | DE TERRENO                                       | Des-t-L                                      | 9          | -               | -               | -               | -               |
|   | DE GUNITA CON RIESGO ALTO                        |  |            | -               | -               | -               | -               |
|   | DE GUNITA CON RIESGO MEDIO                       |  |            | -               | -               | -               | -               |
|   | DE GUNITA CON RIESGO LEVE                        |  |            | -               | -               | -               | -               |
| FALLOS DE DRENAJE   | DE GUNITA SIN RIESGO / RESTOS DE FOCOS BLOQUEADO | Res  | 0          | -               | -               | -               | -               |
|   | SIN CAZ  |  |            | -               | -               | -               | -               |
|   | CAZ OBSTRUIDO                                    |  |            | -               | -               | -               | -               |
| DAÑOS EN ELEMENTOS METÁLICOS (OXIDACIÓN / FALTA RF)                                     | ARRASTRES  |  |            | -               | -               | -               | -               |
|   | AGUA SUBPRESIÓN                                  |  |            | -               | -               | -               | -               |
| TOTAL INSPECCIÓN VISUAL   |  |  |            | 11              | 20              | 4               | 15              |

| DAÑOS                               | PATOLOGÍAS EN LOSA | P.K. | 17RA- LOSA |                 |                 |                 |                 |
|-------------------------------------|--------------------|------|------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
|                                     |                    |      | VALOR      | 17RA024-17RA044 | 17RA044-17RA064 | 17RA064-17RA084 | 17RA084-17RA104 |
|                                     |                    |      |            |                 |                 |                 |                 |
| PRESENCIA DE AGUA SEGÚN TERMÓGRAFÍA | AISSADA            |      |            | -               | -               | -               | -               |
|                                     | MEDIA              |      |            | -               | -               | -               | -               |
|                                     | GENERALIZADA       |      |            | -               | -               | -               | -               |
| TOTAL INSPECCIÓN TERMÓGRAFICA       |                    |      |            | 0               | 0               | 0               | 0               |

| DAÑO   | PATOLOGÍAS EN LOSA | P.K. | 17RA- LOSA |                 |                 |                 |                 |
|--|--------------------|------|------------|-----------------|-----------------|-----------------|-----------------|
|  |                    |      | VALOR      | 17RA024-17RA044 | 17RA044-17RA064 | 17RA064-17RA084 | 17RA084-17RA104 |
|  |                    |      |            |                 |                 |                 |                 |
| UNIONES CAMBIO SISTEMA CONSTRUCTIVO / PANTALLA EN ESQUINA Ó CAMBIO SECCIÓN TRANSVERSAL |                    |      | 4          | -               | -               | -               | -               |
| PANTALLA AFECCIÓN DIRECTA AL CAJERO DEL RÍO O BAJO ÉL.                                 |                    |      | 4          | -               | -               | -               | -               |
| PILOTES SECANTES CON AFECCIÓN DIRECTA AL CAJERO DEL RÍO O BAJO ÉL.                     |                    |      | 8          | -               | -               | -               | -               |
| PROCESO DE EJECUCIÓN ESPECIAL  |                    |      | 4          | -               | -               | -               | -               |
| FALTA DE UN PILOTE EN PANTALLA SECANTE   |                    |      | 5          | -               | -               | -               | -               |
| INTERSECCIONES EN ALZADO DE DOS RAMALES O TRONCOS                                      |                    |      | 5          | -               | -               | -               | -               |
| INTERSECCIONES EN ALZADO DE TRES RAMALES O TRONCOS                                     |                    |      | 7          | -               | -               | -               | -               |
| LOSAS SITUADAS BAJO EL RÍO   |                    |      | 4          | -               | -               | -               | -               |
| LOSA ALIGERADA   |                    |      | 3          | -               | -               | -               | -               |
| TOTAL ASPECTOS CONSTRUCTIVOS   |                    |      |            | 0               | 0               | 0               | 0               |
| TOTAL  |                    |      |            | 11              | 20              | 4               | 15              |

Una vez finalizada la fase de campo, y con el objeto de obtener resultados, debía analizarse la información recogida. Para ello se había desarrollado con anterioridad, un procedimiento que establecía los criterios y la metodología necesaria para obtener una Valoración o Índice de estado de la estructura. Dicho procedimiento nos permitía obtener unos resultados objetivos basados únicamente en criterios técnicos, e independientes del personal que llevara a cabo la inspección.

Esta metodología, desarrollada a raíz de otra similar elaborada por el profesor D. Carlos Oteo, se basa en el establecimiento de una matriz que asigna valores a los daños identificados, diferenciando entre tres aspectos "Inspección visual", "Análisis termográfico", o "Aspectos constructivos". El valor asignado a cada patología, se ve penalizado por factores como la gravedad, la localización o la recurrencia del daño.

En el apartado "Inspección visual" se recogen las patologías que es posible identificar en la fase de campo, filtraciones, reparaciones, etc., en el apartado "Inspección termográfica" todos los puntos extraídos de la termografía, que se centran fundamentalmente en humedades y flujos de agua, mientras que el apartado "Aspectos constructivos" se recogen datos de proyecto o, datos relativos a la ejecución de las obras que puedan influir en la aparición de patologías, como pueden ser los cambios de sistema constructivo (pantalla continua – pantalla de pilotes, pantalla continua – muro, etc.), la existencia de pantallas de pilotes con afección directa del cajero del río, los procesos de ejecución especiales, las intersecciones de dos o tres ramales, etc.

Para simplificar el registro y análisis de los información recogida en la matriz teniendo en cuenta el volumen de datos generados, se utilizaron matrices diferentes para cada uno de los hastiales y la losa, y se dividió el túnel en tramos de 20 m., dentro de los cuales se marcaban

|  |  |
|--|--|
| Zonas sin daños relevantes   |  |
| Zonas con daños leves sin necesidad actuación a valorar según evolución.                 |  |
| Zonas con daños medios, con necesidad actuación a medio plazo a valorar según evolución. |  |
| Zonas con daños con necesidad actuación corto plazo.                                     |  |

Fig. 10\_ Matriz de riesgos tipo

Fig. 11\_ Escala de valoración

las patologías detectadas, traspuestas desde la ficha de campo o desde la documentación disponible.

La puntuación resultante en cada tramo, se normalizaba en cuatro intervalos mediante una escala de colores que valoraba las zonas según la magnitud de los daños observados, o lo que es lo mismo, arrojaba un índice de estado de cada tramo analizado.

En lo que respecta a las Salidas de emergencia, Pozos de Ventilación, Cuartos Técnicos y Espacios Singulares, se desarrolló una matriz diferente que recogía aspectos específicos de este tipo de espacios, pudiendo tratarse de patologías nuevas no identificadas en calzada, o bien matices de éstas, como la reiteración de un daño en varias plantas.

#### 4. Informe final

Por último, se redactó un informe que recogía todos los aspectos analizados mostrando una imagen clara y real del estado del túnel. En él se detallan los datos de partida, el proceso seguido y los resultados de la inspección de forma detallada. Igualmente se incluye la valoración del estado del túnel en función de dichos resultados, y se proponen soluciones tipo a los daños encontrados.

Cualquier actuación posterior vendrá condicionada por la valoración obtenida, pudiendo dar lugar a actuaciones inmediatas en caso de que se diese un impacto sobre la seguridad, o actuaciones a corto, medio o largo plazo dependiendo de dicha valoración. Algunas de estas actuaciones se integrarán en

| TOMA DATOS LASER SCAN  |            | FECHA        | PRESA Nº  | NIVEL      | CALZADA / RAMAL   | SITIO              |     |            |     |            |     |               |      |
|------------------------|------------|--------------|-----------|------------|-------------------|--------------------|-----|------------|-----|------------|-----|---------------|------|
| INSPECCIÓN             |            | 07/04/2014   | 7.00      | 0,13 m     | TRAMO             | 380x20,5 (19x7,75) |     |            |     |            |     |               |      |
|                        |            | abr-18       |           |            | INSPECCIONADO POR | GEOGISA            |     |            |     |            |     |               |      |
| MUESTRA REPRESENTATIVA |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| MUESTRA                | REPARACION | TIPO DE DAÑO | SITUACION | FISIONOMIA |                   | FISIONOMIA         |     | FISIONOMIA |     | FISIONOMIA |     | OBSERVACIONES | FOTO |
|                        |            |              |           | Tip        | Ext               | Tip                | Ext | Tip        | Ext | Tip        | Ext |               |      |
| JUN029                 | RE         |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN030                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN031                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN032                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN033                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN034                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN035                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN036                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN037                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN038                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN039                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN040                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN041                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN042                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN043                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN044                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN045                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN046                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN047                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN048                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN049                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN050                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN051                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN052                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN053                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN054                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN055                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN056                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN057                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN058                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN059                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |
| JUN060                 |            |              |           |            |                   |                    |     |            |     |            |     |               |      |

Fig. 12\_ Ficha de inspección Calzada

| TOMA DATOS LASER SCAN  |                 | FECHA      | PRESA Nº | NIVEL     | CÓDIGO                 | SE-08(04785)             |         |     |                       |     |                    |     |                      |     |                                  |     |                            |     |         |     |                              |     |                           |     |
|--|-----------------|------------|----------|-----------|------------------------|--------------------------|---------|-----|-----------------------|-----|--------------------|-----|----------------------|-----|----------------------------------|-----|----------------------------|-----|---------|-----|------------------------------|-----|---------------------------|-----|
| INSPECCIÓN   |                 | 09/04/2018 | ---      | ---       | TRAMO                  | TRAMO 6 - AVDA. PORTUGAL |         |     |                       |     |                    |     |                      |     |                                  |     |                            |     |         |     |                              |     |                           |     |
|  |                 |            |          |           | INSPECCIONADO POR      | IRA                      |         |     |                       |     |                    |     |                      |     |                                  |     |                            |     |         |     |                              |     |                           |     |
| SALIDA DE EMERGENCIA NIRE  |                 |            |          |           |                        |                          |         |     |                       |     |                    |     |                      |     |                                  |     |                            |     |         |     |                              |     |                           |     |
| ESTRUCTURA   | LOCALIZACION    | COORDINATE | EPIQUEL  | SITUACION | FILTRACIONES EFLORESC. |                          | FISURAS |     | FALLOS DE HORMIGONADO |     | DAÑOS EN ARMADURAS |     | REPARACIONES PREVIAS |     | DISCONTINUIDADES/ JUNTAS ABERTAS |     | DESPREND. FIBRADO/ GLENITA |     | BRENDAE |     | DAÑOS EN ELEMENTOS METALICOS |     | CEBAMIENTOS/ FALLOS TUBOS |     |
|  |                 |            |          |           | Tip                    | Ext                      | Tip     | Ext | Tip                   | Ext | Tip                | Ext | Tip                  | Ext | Tip                              | Ext | Tip                        | Ext | Tip     | Ext | Tip                          | Ext | Tip                       | Ext |
| ARMADURAS VERTICALES   | Alabado A-B     | P/pts      | 100%     | Hum       |                        |                          |         |     |                       |     |                    |     |                      |     |                                  |     |                            |     |         |     |                              |     |                           |     |
|  | Alabado B-C     | P/         | 70%      | Hum       |                        |                          |         |     |                       |     |                    |     |                      |     |                                  |     |                            |     |         |     |                              |     |                           |     |
|  | Alabado C-D     | P/pts      | 100%     | Hum       |                        |                          |         |     |                       |     |                    |     |                      |     |                                  |     |                            |     |         |     |                              |     |                           |     |
|  | Alabado D-A     | P/pts      | 50%      | Hum       |                        |                          |         |     |                       |     |                    |     |                      |     |                                  |     |                            |     |         |     |                              |     |                           |     |
|  | Alabado E-F     | RANL       | 100%     | Hum       |                        |                          |         |     |                       |     |                    |     |                      |     |                                  |     |                            |     |         |     |                              |     |                           |     |
| LOSAS  | Losa superior   | Lm         | 100%     | Hum       |                        |                          |         |     |                       |     |                    |     |                      |     |                                  |     |                            |     |         |     |                              |     |                           |     |
|  | Losa intermedia | Lm         | 100%     | Hum       |                        |                          |         |     |                       |     |                    |     |                      |     |                                  |     |                            |     |         |     |                              |     |                           |     |
|  | Escaleras       | Lm         | 100%     | Hum       |                        |                          |         |     |                       |     |                    |     |                      |     |                                  |     |                            |     |         |     |                              |     |                           |     |
| OBSERVACIONES  |                 |            |          |           |                        |                          |         |     |                       |     |                    |     |                      |     |                                  |     |                            |     |         |     |                              |     |                           |     |
| Perfiles de placar(Pl) de 2.5 m de altura en laterales de escalera.<br>El alabado E-F corresponde al muro de ladrillo del cuarto de presentación sobre la losa intermedia. |                 |            |          |           |                        |                          |         |     |                       |     |                    |     |                      |     |                                  |     |                            |     |         |     |                              |     |                           |     |



Fig. 13\_ Ficha de inspección Salida de emergencia

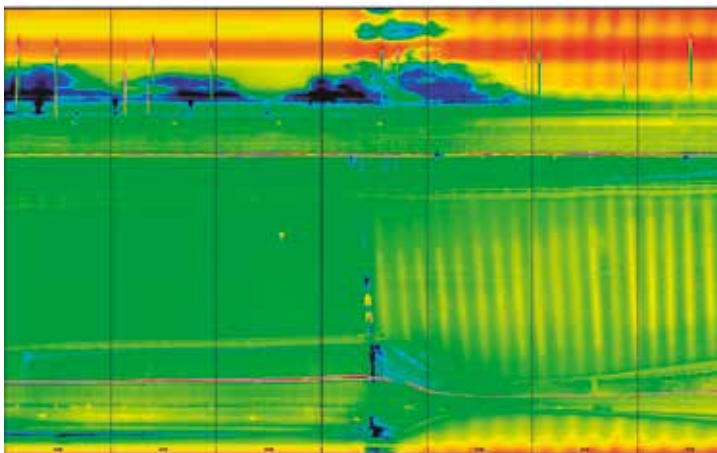


Fig. 14\_ Imagen termográfica que muestra un cambio de tipología de losa maciza a losa aligerada y presencia de agua en hastial y junta de losa

los preceptivos programas de mantenimiento, y otras requerirán de un proyecto de rehabilitación o de renovación.

El informe recoge además en sus anejos numerosa información gráfica relativa a los datos iniciales, a los datos recogidos durante la inspección, o a los resultados obtenidos, entre los que destacan:

- Imágenes termográficas. Dan una imagen muy clara de la presencia de agua en el túnel, e incluso en algunos casos ha supuesto una ayuda importante a la hora de identificar los cambios de tipología tanto en losa como en hastiales.

- Fichas de inspección de campo en formato digital.

- Planos de tipología de losas y de paramentos verticales. Permiten visualizar los distintos tipos de losas y pantallas.

- Representación de las patologías en las imágenes láser scan. El software que soporta estas imágenes permite además obtener mediante filtros, mediciones de los daños representados, lo que supone una herramienta muy útil para la posible elaboración de proyectos de rehabilitación.

- Representación de patologías recogidas en espacios, mediante planos en ARCGIS, que muestran los daños sobre planos de planta y alzado mediante patrones y códigos de colores.

- Planos de valoración de calzadas y de espacios auxiliares. Estos planos muestran el índice de estado obtenido representado sobre un plano de planta.

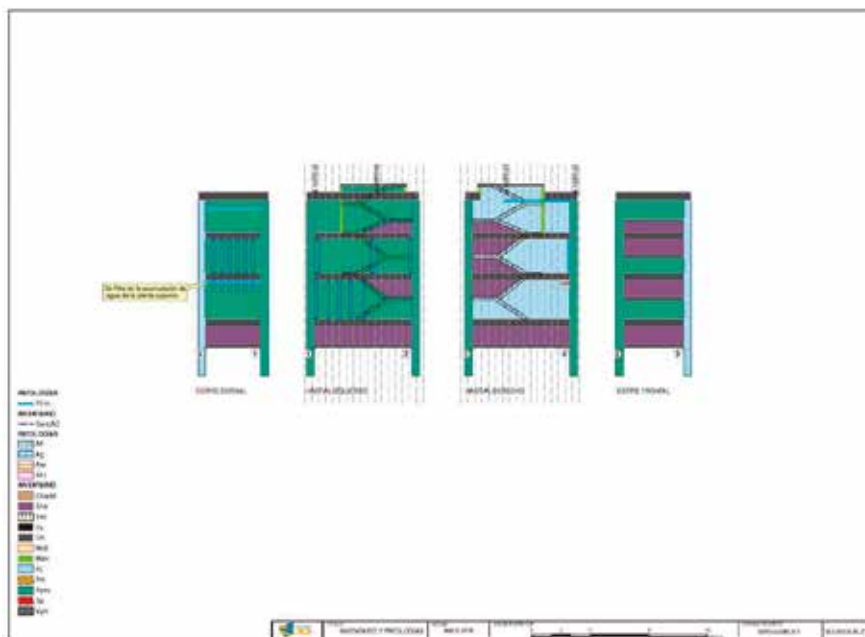


Fig. 15\_ Plano con representación de patologías en salida de emergencia

Este informe muestra por tanto una foto fidedigna del estado del túnel, considerándose el punto de partida para establecer y priorizar actuaciones en función de los daños detectados.

## 4 Conclusiones

El trabajo desarrollado ha supuesto un antes y un después para la política de mantenimiento de los túneles de la M-30. Gracias a él, se ha alcanzado un conocimiento en profundidad de la estructura que conforma el túnel, estableciendo un inventario completo de los elementos estructurales en él presentes.

Nos hemos apoyado para ello, en herramientas como el escaneado mediante láser, obteniendo imágenes en 2D e imágenes termográficas, y se han desarrollado herramientas ya existentes de gestión de puentes, adaptándolas a la estructura lineal que nos ocupa.

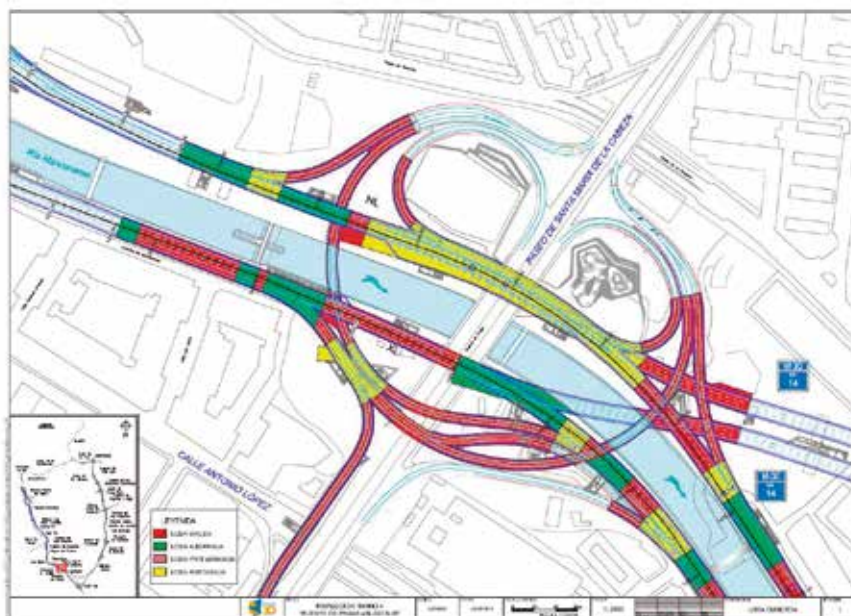


Fig. 16\_ Plano de tipología de losas tipo



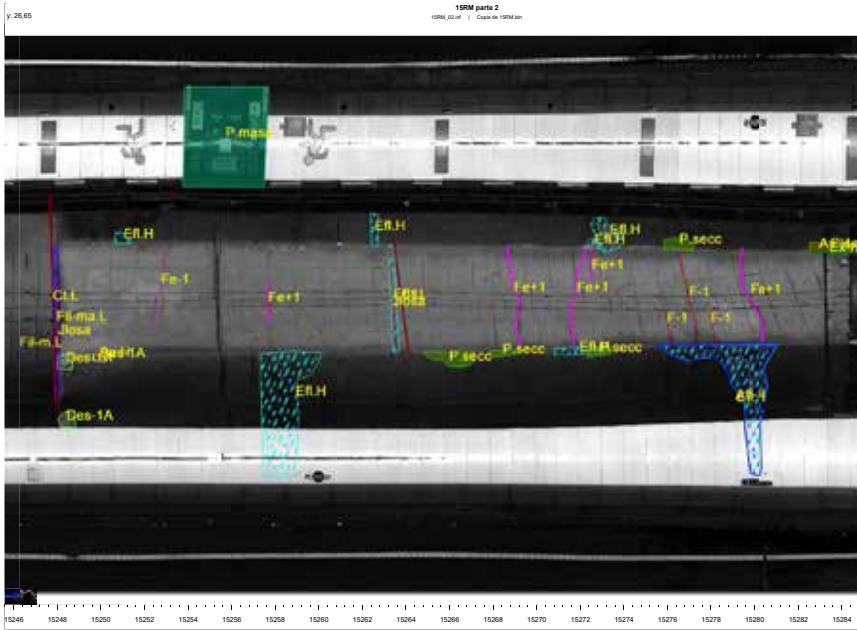


Fig. 17\_ Imagen escaneada con representación de patologías

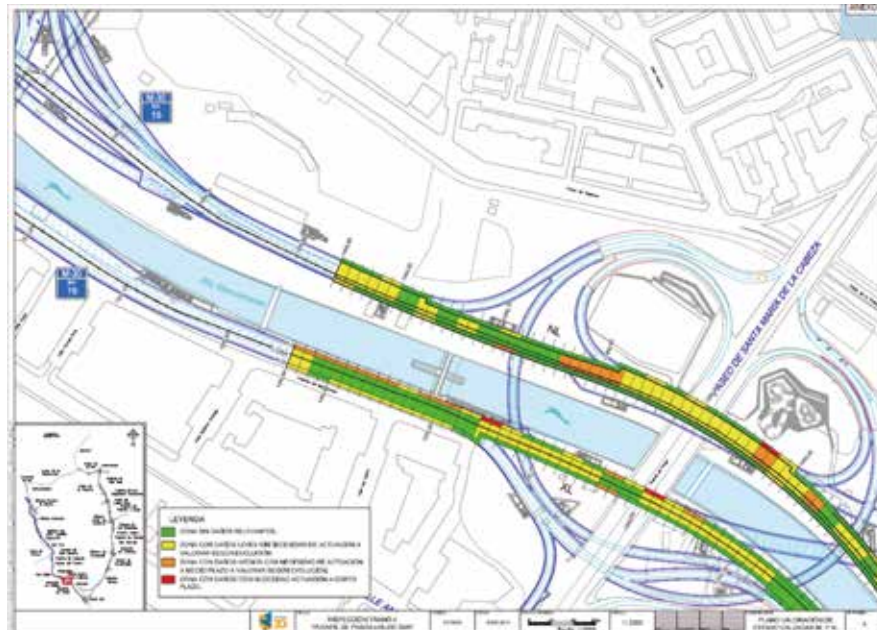


Fig. 18\_ Plano tipo de valoración de calzadas

Gracias al procedimiento de inspección estructural desarrollado se dispone además de una metodología que permite evaluar el estado del túnel de forma objetiva y extraer resultados que deriven en actuaciones más o menos prioritarias según dichos resultados.

Siguiendo dicho procedimiento, se ha llevado a cabo la inspección de los 48 Km de túnel que conforman la M-30, con resultados esclarecedores que han derivado en actuaciones o en proyectos de rehabilitación.

Este trabajo, desarrollado desde cero y sin referencias normativas ni contractuales, ha supuesto una importante inversión en tiempo y recursos, desarrollado por Emesa en aras de mantener los túneles de la M-30 en un adecuado estado de conservación para su uso y disfrute por parte de todos los madrileños. 📍

## REFERENCIAS

- Directiva 2004/54/CE del Parlamento Europeo y del consejo del 29 de abril de 2004, sobre requisitos mínimos de seguridad para túneles de la red transeuropea de carreteras.
- R.D. 635/2006, de 26 de mayo sobre requisitos mínimos de seguridad en los túneles de la red de carreteras del estado.
- Orden Circular 27/2008 sobre la Metodología de Inspección de Túneles. Ministerio de Fomento.
- Pliego de Inspección Estructural de túneles de la Red de Carreteras del Estado, del año 2016.
- Informe Final de Análisis de puntos geotécnicamente singulares en Calle 30". Geocisa y Fundación Agustín de Betancourt.
- Informe Final de Intervenciones realizadas en puntos geotécnicamente singulares en CALLE-30". Fundación Agustín de Betancourt.
- Recommendations on management of maintenance and technical inspection of road tunnels. PIARC.
- Good Practice for the Operation and Maintenance of Road Tunnels. PIARC
- Tunnel Operations, Maintenance, Inspection and Evaluation (TOMIE) Manual. U.S. Department of Transportation.

# Hidroescudos

## Funcionamiento del sistema de gestión de la excavación



### MANUEL Villamil Millán

EMBA (IE Business School)

Máster en Túneles y Obras  
Subterráneas

Ingeniero de Caminos, Canales y  
Puertos

Ingeniero Técnico de Obras Públicas  
Arquitecto Técnico

#### RESUMEN

El presente artículo pretende hacer una pequeña introducción sobre el funcionamiento del sistema hidráulico de los hidroescudos y más en particular a su sistema encargado del control de la excavación.

Para ello se hablará sobre uno de los procesos fundamentales y de más difícil control, tal y como es el SISTEMA DE GESTIÓN DE LA EXCAVACIÓN. Veremos cuales son los instrumentos utilizados para medir el material excavado, así como los fundamentos matemáticos utilizados para comprobar que la excavación de cada anillo se está realizando de forma correcta sin provocar ningún tipo de sobreexcavación que pudiera inducir asentamientos superficiales en el futuro. De igual manera se explicará el funcionamiento del sistema de control secundario y las bases para determinar los finos remanentes dentro del circuito de lodos.

#### PALABRAS CLAVE

Sistema de gestión de la excavación, hidroescudos

#### ABSTRACT

*This article intends to introduce the reader on the operation of the slurry TBM's hydraulic system and more in particular to its excavation management system.*

*In order to that, we will discuss one of the main processes and also one of the most difficult ones to be controlled, the EXCAVATION MANAGEMENT SYSTEM. We will be able to discover which instruments are used to measure the excavated material, as well as the mathematical foundations to verify that the ring excavation is being correctly performed without causing any type of over-excavation that could induce surface settlements in the future. In the same way, we will talk about the secondary control system operation and the basics to determine remanent fines within the slurry circuit.*

#### KEYWORDS

*Excavation management system, slurry TBM*

# 1 Sistema de gestión de la excavación, componentes, funcionamiento y diferentes formulaciones utilizadas para el cálculo

El sistema de control de la excavación es una de las tecnologías más importantes dentro de las tuneladoras de tipo hidroescudo. Gracias a este sistema sabemos, en tiempo real, cómo se está desarrollando la excavación del anillo, evitando que se produzcan sobreexcavaciones que puedan generar futuros asentamientos superficiales.

Para la extracción y transporte del material excavado desde el frente de excavación a la planta de tratamiento del terreno situada en superficie, estas tuneladoras utilizan un circuito hidráulico compuesto por tuberías, bombas, válvulas y demás componentes que posibilitan el transporte de dicho material ayudado por los lodos bentoníticos comúnmente conocidos como *slurry*.

La figura 1 muestra un esquema general del circuito de *slurry*. Dicho circuito conecta la TBM a la Planta de Tratamiento de Lodos (STP, *Slurry Treatment Plant*) situada en la superficie.

El *slurry* cumple con dos funciones principales durante el proceso de excavación. La primera es la de soporte del frente de excavación del túnel. Mediante la presurización del *slurry*, se aporta una presión al terreno para compensar la presión

hidrostática y el peso de este. El *slurry* o penetra en el terreno (modelo de *filter cake*) o forma una membrana en el frente de la excavación (modelo de membrana) obstruyendo los poros del terreno. En la cámara de excavación, el *slurry* se mezcla con el terreno excavado y ambos son bombeados a la superficie. Una serie de bombas conectadas a las tuberías de descarga facilitan el transporte de la suspensión formada por bentonita y material excavado a la STP.

En la STP, el material excavado se separa de la suspensión y esta es reutilizada. La suspensión de bentonita separada se realimenta a la cámara de excavación con bombas a través de la línea de alimentación. Durante todo el proceso, las tuberías de alimentación y de descarga se van extendiendo conforme avanza la TBM. Tanto en la línea de descarga como en la de alimentación se instalan sensores para determinar caudal y densidad del *slurry*. Diferentes válvulas regulan el flujo a la cámara de excavación.

Existen dos tipologías distintas de máquinas tuneladoras tipo hidroescudo: el modelo japonés, con cámara de excavación única y el modelo europeo, con dos cámaras en el frente de excavación: la cámara de excavación principal y una cámara posterior llamada *bubble chamber* utilizada para regularizar la presión de la cámara de excavación principal.

En la figura 4 observamos remarcados en rojo los sistemas de bombeo encargados de favorecer el desplazamiento del *slurry*. Remarcadas en verde observamos las válvulas que inyectan el

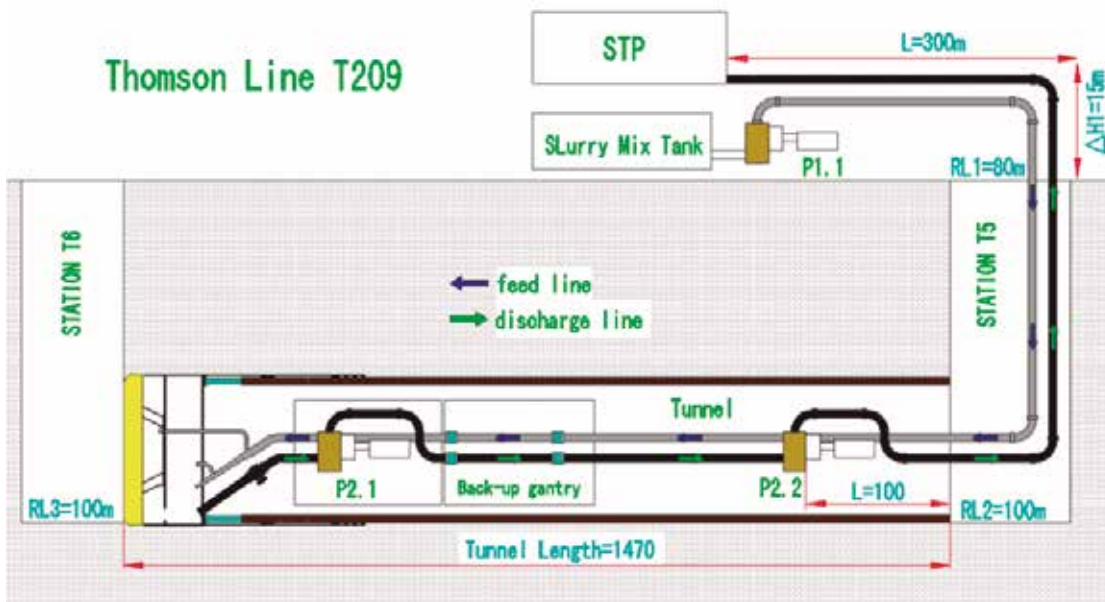


Fig. 1\_ Esquema del circuito de slurry de una tuneladora tipo hidroescudo

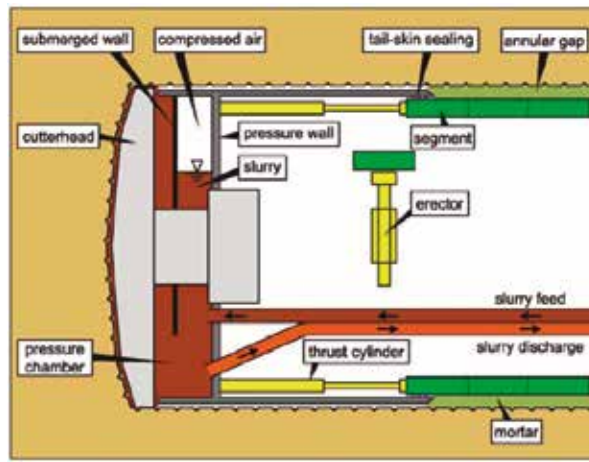


Fig. 2\_ Modelo europeo con cámara de excavación doble

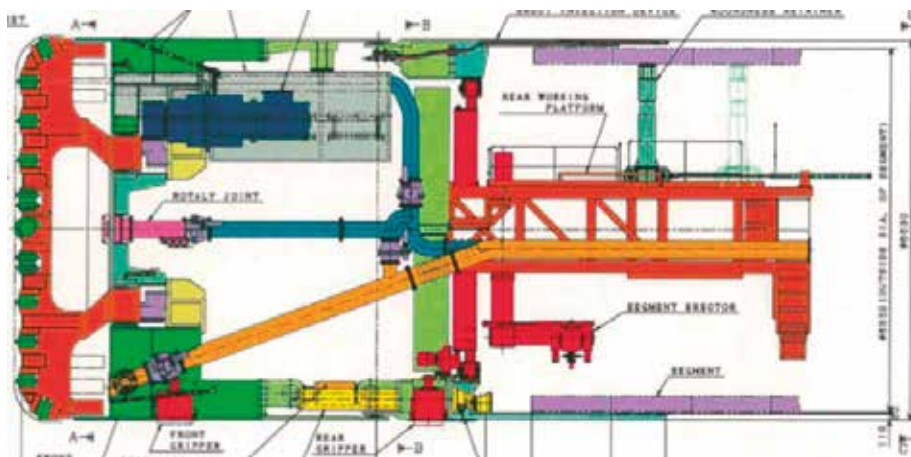


Fig. 3\_ Modelo japonés con cámara de excavación única

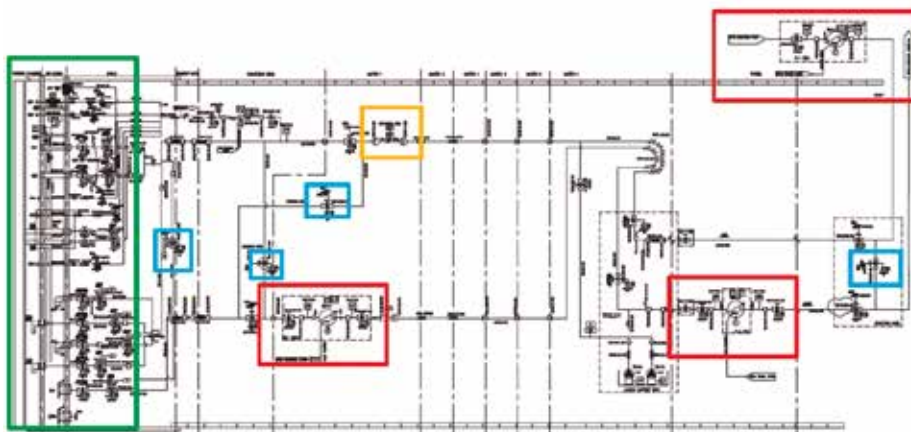


Fig. 4\_ Componentes del circuito de slurry

*slurry* en la cabeza de corte y extraen el material excavado mezclado con el lodo. Las remarcadas en azul son las válvulas empleadas para seleccionar los distintos modos de configuración del circuito y la remarcada en naranja muestra la ubicación de los densímetros y los caudalímetros, piezas fundamentales para la obtención de las densidades y los caudales de la suspensión circularmente imprescindible para calcular volúmenes y masas de terreno excavado. Más adelante los analizaremos con mayor detalle.

## 2 Diferentes modos de configuración del sistema

Los hidroescudos tienen diferentes modos de operación:

### Modo *by-pass*

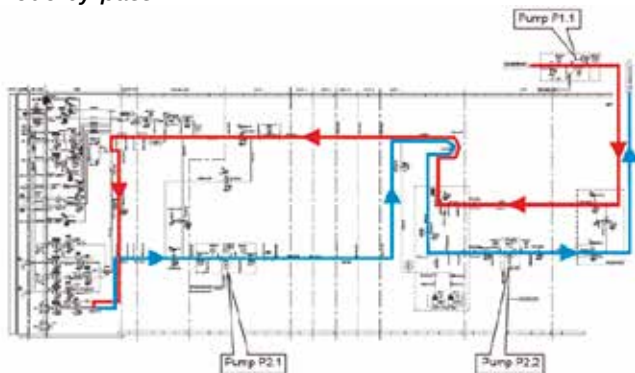


Fig. 5\_ Esquema modo *by-pass*

Modo cerrado, en espera, utilizado cuando la tuneladora no está excavando. El *slurry* puede estar en circulación favoreciendo así la eliminación del material que se encuentra dentro del circuito. Al pasar éste por el densímetro y por el caudalímetro el material será contabilizado en la medición total del material excavado.

### Modo excavación

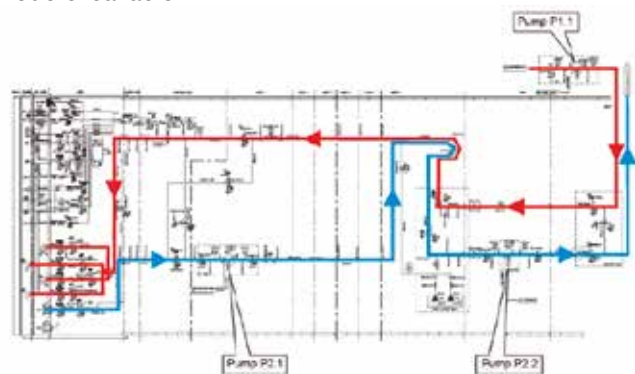


Fig. 6\_ Esquema de modo excavación

Control de la apertura de las válvulas en la cámara de excavación y la velocidad de las bombas P1.1, P2.1 y P2.2 para controlar el nivel de *slurry* dentro de la cámara de excavación y en la *bubble chamber*. El sistema SAMSONG controla la presión en el interior de las cámaras con un mayor o menor aporte de aire comprimido.

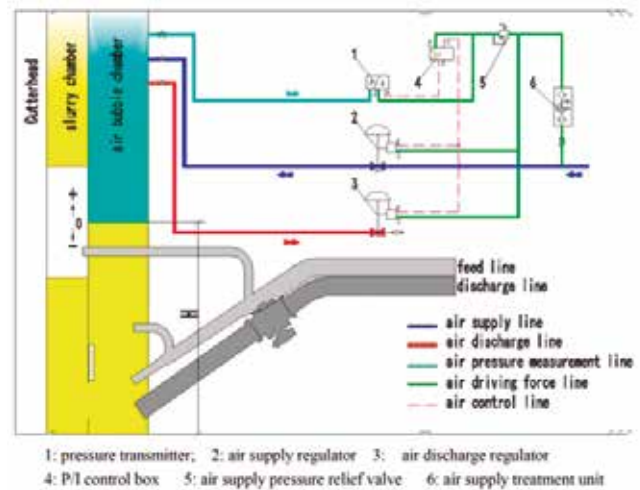


Fig. 7\_ Sistema regulador de aire comprimido SAMSONG

### Modo de aislamiento

Válvulas frontales cerradas. Se crea un *by-pass* dentro del pozo de lanzamiento, pudiéndose tener en recirculación el *slurry* sin afectar al interior del túnel o a la tuneladora, pudiéndose acometer tareas de mantenimiento del circuito, bombas o válvulas.

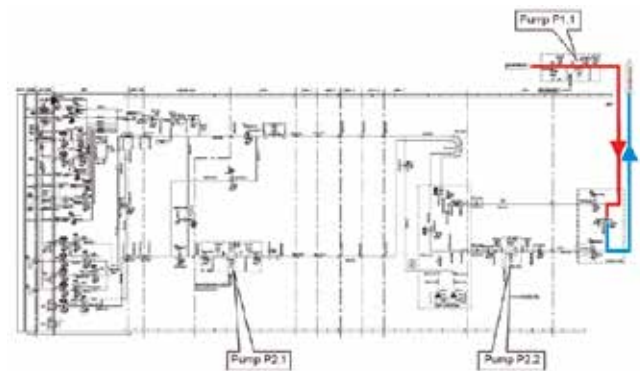


Fig. 8\_ Esquema de modo aislamiento

El sistema incluye dos densímetros en el circuito (uno en la línea de suministro de *slurry* y otro en la de extracción), midiendo la densidad en  $t/m^3$  del *slurry* en tiempo real. También incluye dos caudalímetros, que ofrecen lectura en tiempo real de los  $m^3/h$  de ambas líneas. Utilizando los datos obtenidos por estas dos tipologías de instrumentos, el sistema calcula en tiempo real el volumen y la masa de material excavado en el avance de

la tuneladora para completar un anillo. Se contrastan con los valores teóricos de excavación comprobando que ambos se encuentran dentro de unos límites preestablecidos y no se está produciendo ninguna sobreexcavación que pueda provocar futuras subsidencias en superficie. Más adelante explicaremos algo más en detalle la metodología de cálculo utilizada.

### 3 Hardware de medición

La medición del material excavado se lleva a cabo en el circuito de *slurry* y en la cámara de excavación de la tuneladora. Se utilizan sensores dispuestos de tal manera que pueden medir el caudal y la densidad del flujo, así como el volumen de material existente en la cámara. El *hardware* utilizado para realizar la medición es el siguiente:

#### Sistema sonar para la medición del nivel de slurry en la cámara de excavación y en la bubble chamber

Uno de los valores que se ha de tener en cuenta en todo momento en cuenta para la correcta medición del material excavado es el nivel de *slurry* presente, tanto en la cámara de excavación como de la *bubble chamber* (para el caso de tuneladoras con doble cámara).

Existen varios sistemas en el mercado que pueden ser utilizados. En este apartado vamos a explicar el funcionamiento de uno de ellos, un sistema s3nar, formado por unos sensores ultras3nicos colocados en el interior de una tubería situada en la *bubble chamber* y un controlador ultras3nico situado en el exterior. Este 3ltimo envía los datos tomados por los sensores en tiempo real al sistema de medición, el cual procede al c3lculo de los vol3menes de material existente dentro de las c3maras.

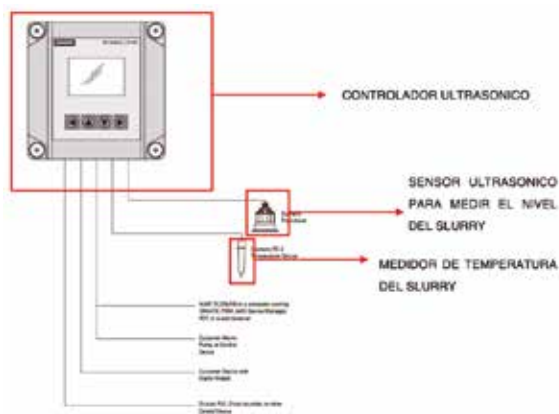


Fig. 9\_ Esquema del sistema sonar para la medición del nivel en la cámara

El controlador ultras3nico procesa todos los datos recibidos por los sensores. El sensor ultras3nico y el medidor de temperatura est3n colocados dentro de la *bubble chamber* recogiendo los datos de nivel y temperatura, tal y como se muestra en la siguiente figura:

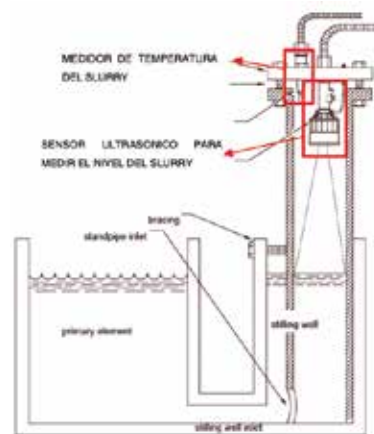


Fig. 10\_ Esquema sistema s3nar en cámara

Se alojan dentro de una tubería met3lica para protegerlos del material de excavación presente en la cámara. La tubería est3 abierta en su parte inferior presentando as3 el mismo nivel que el resto de la cámara. El sensor ultras3nico manda constantemente ondas que rebotan al alcanzar el l3quido, sabiendo en todo momento el nivel dentro de la cámara.

#### Caudalímetros

Generalmente se utilizan caudalímetros electromagnéticos. Su exactitud depende de la uniformidad del flujo, la distribución uniforme de los s3lidos y la velocidad de flujo en la tubería. Suelen funcionar en el extremo inferior de su rango de velocidad de flujo permisible. Por debajo de cierta velocidad de flujo, los errores de medición aumentan. Este efecto comienza usualmente por debajo de velocidades de 2 m/seg, como se puede ver en la figura 11. Sin embargo, este error no afecta dr3sticamente la medición pr3ctica final.

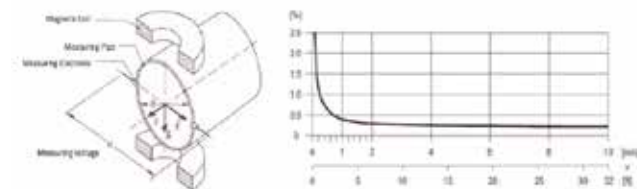


Fig. 11\_ Desviación en la medición en función de la velocidad

Se coloca uno en la línea de alimentación y otro en la línea de descarga, y deben calibrarse uno en relación con el otro. En caso de que sus calibraciones no estén realizadas correcta-

mente, esto afectará significativamente a cualquier medición. Por lo tanto, es necesario dedicar un esfuerzo considerable a la calibración relativa de los caudalímetros. Esto solo se puede hacer cuando la tuneladora se encuentra en el modo *by-pass*.



Fig. 12\_ Caudalímetro

Para la calibración, el operario conectará la bomba P1.1 a dos velocidades distintas, X1 y X2. Con los valores de cada caudalímetro, el sistema calcula la ecuación para cada uno de ellos. El operador elige qué caudalímetro se toma como referencia, luego el sistema calcula el factor de compensación para el segundo caudalímetro.

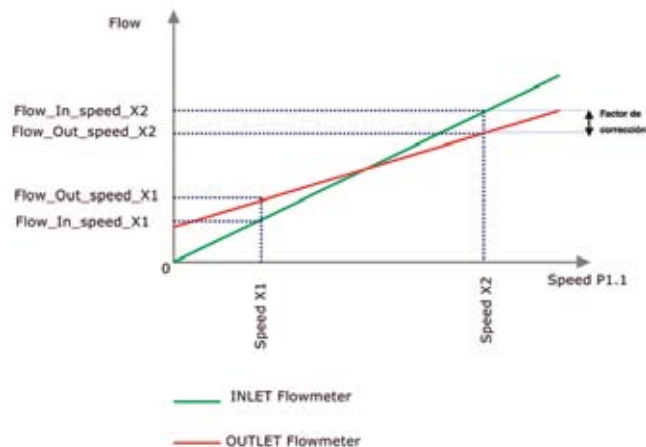


Fig. 13\_ Ecuaciones calculadas por el sistema para la calibración de los caudalímetros

Los factores de corrección nunca deberán ser mayores del 5 % del valor real del caudalímetro. En caso de ser así se deberá de proceder al mantenimiento del caudalímetro.

## Densímetros



Fig. 14\_ Densímetro

Los densímetros instalados generalmente se basan en el método de transmisión de rayos gamma. El sistema presenta una fuente de rayos gamma y un contador de centelleo al otro lado de la tubería. La radiación se debilita por la materia. Cuanto más densa sea la materia, menor será la medición en el otro lado. Una medición precisa depende de la uniformidad en la distribución de sólidos dentro de la tubería, por lo que los proveedores recomiendan su instalación en una sección vertical de esta. Las figuras 14 y 15 muestran un medidor de densidad y sus componentes. Resulta obvio que la medición solo puede ser precisa cuando los sólidos se distribuyen de manera uniforme radialmente, caso habitual en secciones verticales de tubería. La medición horizontal puede ser factible cuando la distribución del tamaño de partícula no varíe durante la excavación. Los experimentos sugieren que es necesario un mínimo de 10 diámetros de longitud de tubería vertical recta antes y 3 diámetros después del densímetro para lograr una medición precisa. Para mantener esta precisión, el medidor deberá ser calibrado regularmente operando la TBM en el modo *by-pass* durante un período suficientemente largo.

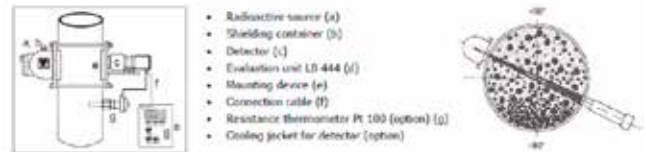


Fig. 15\_ Componentes del densímetro y transmisión a través de la tubería

Para su calibración se opera de igual manera que con los caudalímetros, añadiendo una compensación adicional a la medida del densímetro deficiente. Se elige un densímetro como referencia y luego se introduce el valor de compensación al densímetro incorrecto. Igualmente deberá estar por debajo del

5 % del valor del densímetro. Con valores superiores será necesario proceder a su mantenimiento.

En la siguiente gráfica observamos las lecturas de los densímetros de las líneas de alimentación y de descarga en modo *by-pass*. Se aprecia una diferencia en ambas densidades de  $0.01 \text{ g/cm}^3$ , por lo que para poder obtener resultados fiables en la medición del material excavado será necesario la aplicación del factor de corrección en uno de los dos densímetros.

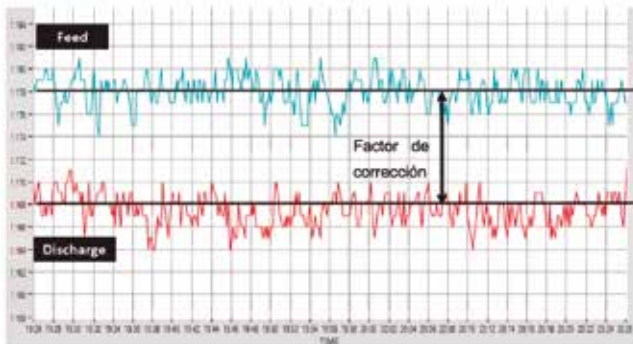


Fig. 16\_ Gráfica de lecturas de los densímetros de la tuneladora

Una vez aplicado el factor de corrección sobre uno de los densímetros, observamos como los dos valores de las densidades son prácticamente iguales, obteniendo de esta manera resultados fiables en las mediciones.

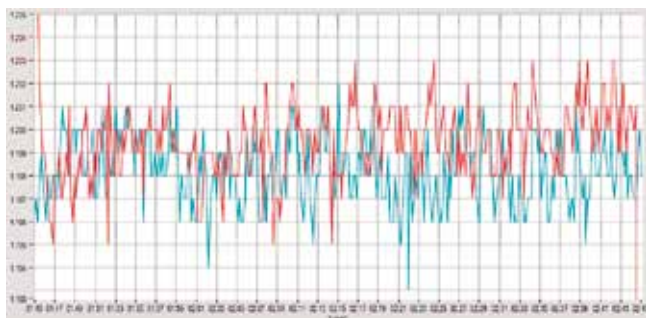


Fig. 17\_ Gráfica de lecturas de los densímetros de la tuneladora una vez aplicado el factor de corrección

El factor de corrección se usa en la formulación que utiliza el sistema para calcular la masa seca excavada. Cuanto mayor sea el valor del factor de corrección, mayores probabilidades tendremos de que los valores obtenidos por el sistema tengan un alto grado de imprecisión.

Para la calibración se utilizan dos puntos de calibración, al igual que en los caudalímetros. Para uno de los puntos se utiliza agua y para el segundo punto se utiliza *slurry* fresco con bajas densidades ( $1.03\text{-}1.04 \text{ g/cm}^3$ ).

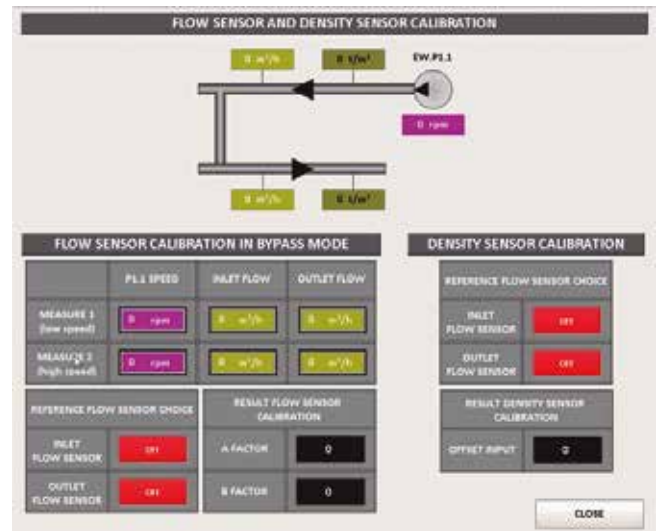


Fig. 18\_ Ejemplo del *display* del sistema utilizado para la calibración del densímetro y del caudalímetro en una tuneladora

## 4 Cálculo del volumen y la masa del material excavado

Los principales parámetros geotécnicos utilizados por el sistema para el cálculo de la masa y el volumen excavado son:

- Volumen de sólidos teórico: volumen de sólidos excavados. Utilizado como referencia.
- Volumen seco teórico: volumen total del material seco. Utilizado como referencia.
- Volumen teórico: volumen de suelo teóricamente excavado (sólidos + agua). El valor real del volumen excavado se encuentra entre el volumen teórico y el volumen teórico de sólidos, por lo que se aceptará un rango de resultados como correcto.
- Masa seca teórica: masa in situ teórica de los sólidos excavados. Valor utilizado como referencia por el sistema.
- Masa teórica: masa de los materiales excavados (sólidos + agua). El valor real de la masa también se aceptará como correcto dentro de un rango de resultados

Las fórmulas utilizadas por el sistema para el cálculo de estos parámetros son las siguientes:



- Volumen excavado:

$$V_{excavado} = \int_{\text{comienzo del avance}}^{\text{fin del avance}} [(Q_{descarga} - Q_{alimentación})] \cdot \mathcal{R} + \Delta V_{cámara}$$

- Volumen del material sólido o volumen seco

$$V_{sólido} = \int_{\text{comienzo del avance}}^{\text{fin del avance}} \left[ \left( Q_{descarga} \cdot \frac{(\rho_{descarga} - 1)}{(\rho_{sólido} - 1)} - Q_{alimentación} \cdot \frac{(\rho_{alimentación} - 1)}{(\rho_{sólido} - \rho_c)} \right) \right] \cdot \mathcal{R} + \Delta V_{cámara} \cdot \frac{\rho_{descarga}}{\rho_{sólido}}$$

- Masa excavada:

$$M_{excavada} = \int_{\text{comienzo del avance}}^{\text{fin del avance}} [(Q_{descarga} \cdot \rho_{descarga} - Q_{alimentación} \cdot \rho_{alimentación})] \cdot \mathcal{R} + \Delta V_{cámara} \cdot \rho_{descarga}$$

- Masa seca excavada

$$M_{seca} = \int_{\text{comienzo del avance}}^{\text{fin del avance}} \left[ \frac{Q_{descarga} \cdot (\rho_{descarga} - 1) - Q_{alimentación} \cdot (\rho_{alimentación} - 1)}{\rho_{partículas} - 1} \right] \cdot \mathcal{R} + \Delta V_{cámara} \cdot \rho_{descarga}$$

El valor de la densidad de las partículas debe de ser ingresado por el operador en el sistema, y deberá de ser modificado para cada anillo conforme la tipología del terreno vaya variando, en base al estudio geotécnico y el material realmente excavado.

Los parámetros que utiliza el sistema para la realización de los cálculos son: la densidad del suelo, el contenido de agua, diámetro del túnel, longitud del anillo, tasas de entrada de sólidos y agua, calibración de los sensores, velocidad de avance, tasas de flujo, nivel de cámara y los parámetros objetivo-teóricos.

A lo largo de la excavación nos podemos encontrar con diferentes escenarios tales como excavación de un anillo en condiciones constantes, excavación en un entorno con geología variable donde las densidades cambian rápidamente, colapsos del frente de excavación, sobre-excavaciones, entradas repentinas de agua, descalibraciones del caudalímetro y densímetro o densidad de partículas introducida en el sistema incorrecta, entre otras.

El uso en los cálculos de masa seca y volumen seco son más rigurosos y se ven menos influenciados por los diferentes escenarios comentados en el párrafo anterior, pero habrán de ser combinadas con los cálculos del volumen y la masa para tener un enfoque más exhaustivo de la realidad. La utilización de la formulación de la masa posibilitará utilizar sistemas secundarios de pesaje mediante cintas transportadoras.

En general, el método de cálculo más recomendado es la fórmula de masa seca, siendo la fórmula de volumen seco técnicamente buena pero difícil de comparar con un valor de referencia. Un cálculo basado en el volumen puro puede ser útil en condiciones de terreno homogéneo, por ej. arenas y

gravas, pero tiene ciertos inconvenientes en condiciones de terreno mixto.

## 5

### Sistema secundario del control de excavación

En algunas ocasiones el sistema primario descrito en los puntos anteriores puede fallar, por lo que se disponen sistemas secundarios para la medición del material excavado con dos funciones principales: (i) poder medir con exactitud la masa y el volumen seco del material excavado en caso de fallo del sistema primario, y (ii) realizar una segunda medición para cotejarla con las obtenidas por el sistema primario.

El control secundario de la excavación consiste básicamente en la cuantificación del material excavado una vez procesado por la planta de tratamiento del *slurry*. A los valores obtenidos en esta cuantificación también habrá que sumarle la cantidad de finos remanentes en el sistema no eliminados durante el ciclo de tratamientos de los lodos.

Hablaremos en primer lugar de la cuantificación del material extraído a la superficie y depositado en el foso de lodos, una vez procesado en la planta de tratamiento.

Existen varios sistemas empleados por la industria. A continuación, procederemos a la explicación del más utilizado.

#### Cintas mecánicas transportadoras con sistema de pesaje

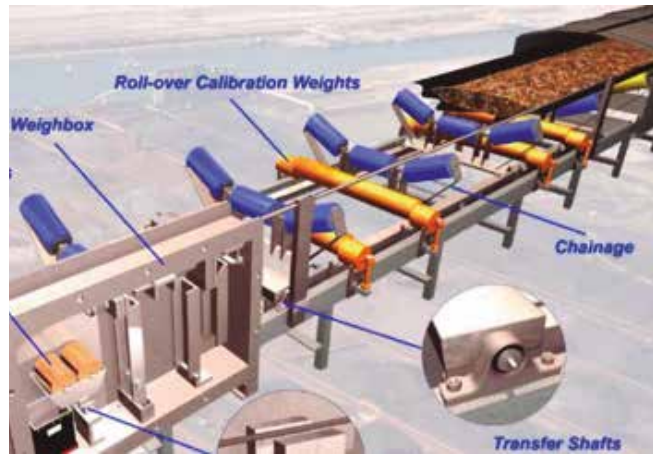
Los materiales procedentes del frente de excavación son transportados por medio del circuito de *slurry* hasta la planta de tratamiento del terreno situada en superficie. Una vez allí, y después de haber sido tratados con el equipamiento específico necesario para la separación del terreno que contiene el *slurry*, serán transportados hasta el foso de lodos mediante la utilización de cintas mecánicas transportadoras dotadas de un sistema electrónico de pesaje, a través del cual, podremos medir en tiempo real el peso y volumen secos del material extraído.

Los resultados obtenidos deberán de ser procesados de la misma manera que los obtenidos por el sistema primario, utilizando la misma formulación para la obtención de la masa y el volumen secos, ya que el contenido de agua que presenta el material es muy elevado.

El funcionamiento del sistema es el siguiente: se coloca una bascula de cinta tal y como se muestra en las imágenes de la página siguiente. Esta incluye un puente de pesaje soportado por células de carga, un integrador electrónico y un sensor de velocidad. Las células de carga pesan el producto transportado por la cinta y transmiten una señal al integrador. El integrador recibe también una señal (impulsos eléctricos) del sensor



Cintas mecánicas con sistemas de pesaje



Sistemas de pesaje

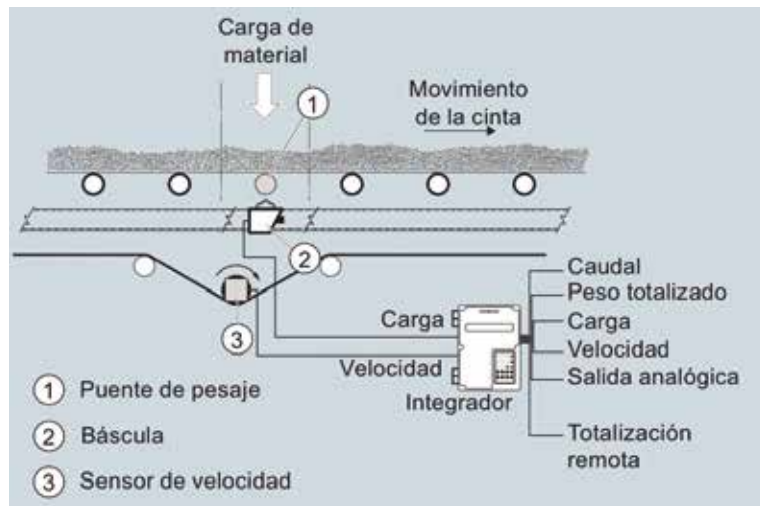


Fig. 19\_ Esquema de una cinta transportadora con sistema de pesaje

de velocidad acoplado a una polea. Basándose en estas dos fuentes de datos, el integrador calcula el caudal de material transportado por la cinta utilizando la siguiente ecuación: peso x velocidad = caudal.

Un ordenador gestiona los valores obtenidos e informa en tiempo real durante todo el proceso de excavación.

El equipamiento deberá de ser objeto de un mantenimiento periódico y constante para asegurar que las medidas tomadas sean lo más precisas posibles. La calibración se llevará a cabo mediante la utilización de objetos con pesos reales conocidos con antelación. Se aplicarán los factores de corrección necesarios para que el sistema de pesaje se encuentre calibrado perfectamente.

A continuación hablaremos acerca del material remanente dentro del sistema:

### **Quantificación de los finos remanentes en el circuito de slurry**

Una vez en superficie, la mezcla terreno+slurry es conducida a través de las diferentes fases de la planta de tratamiento del terreno, donde el material excavado se separa progresivamente del slurry por procesos de tamizado. Las partículas del material serán separadas de la mezcla y depositadas en el foso de lodos en función de su tamaño.

La planta de tratamiento esta formada por tres fases diferenciadas. La fase primaria, donde se eliminan partículas gruesas (>10 mm), la fase secundaria compuesta por los desarenadores (>3-4 mm) y la terciaria formada por los hidrociclones (>50 micras). Todas las partículas menores de 50 micras se eliminarán por centrifugadoras o por filtros prensa. Para que esta última etapa sea efectiva, el slurry debe permanecer un periodo de tiempo dentro de los equipos, por lo que el resto de slurry que no pueda pasar a través de ellos mientras estén trabajando será recirculado al sistema sin haber sido posible la eliminación de parte del material excavado.

Se debe proceder también al cálculo de todo el material excavado remanente en el circuito de slurry e incluso el existente dentro de la cámara de excavación, para estimar el volumen y la masa secos del material excavado de forma exacta.

Con los valores obtenidos por las cintas transportadoras podemos hacer ya una estimación de la cantidad de finos que deberían de estar presentes en el sistema para alcanzar el 100% del volumen o de la masa seca teórica, antes de proceder a su cálculo detallado:

Para proceder a su cálculo habrá que tomar las referencias de los niveles de los tanques activos, del tanque de bentonita

fresca, del tanque de slurry eliminado y del tanque de agua, tanto al inicio como al final del proceso de excavación. También tomaremos referencia de los valores de la densidad del slurry dentro del circuito antes y después del proceso de excavación, al igual que las densidades de los tanques.

Otros valores a considerar en los cálculos: volumen de slurry existente entre la STP y el anillo 1 (siempre es un valor cte.), volumen de slurry desde el anillo 1 hasta la cabeza de corte (aumentará progresivamente a medida que avanza la excavación), volumen de slurry dentro de la cámara de excavación, (también cte.), y el volumen de slurry dentro de la bubble chamber (valor distinto para cada anillo).

Con los valores de los niveles en tanques, volúmenes en circuitos y cámaras y densidades, podemos calcular la masa seca del material remanente en el circuito, y sumado a los valores obtenidos por las cintas transportadoras lo podremos cotejar tanto con los valores obtenidos por el sistema primario como por los valores teóricos para saber si la excavación realizada se encuentra dentro de los límites permisibles establecidos.

En caso de discrepancia sería necesario investigar las causas (descalibración, posible sobre-excavación...).

Vemos de la importancia de contar con sistemas secundarios que corroboren o que corrijan los valores obtenidos por el sistema primario implementado en las tuneladoras, asegurando en todo momento que la medición se está realizando de forma correcta. De igual manera, de esta forma nos aseguramos tener un proceso de excavación continuo en caso de fallo de uno de los sistemas, pudiendo utilizar el otro sin necesidad de parar la excavación durante el proceso de reparación. 📍

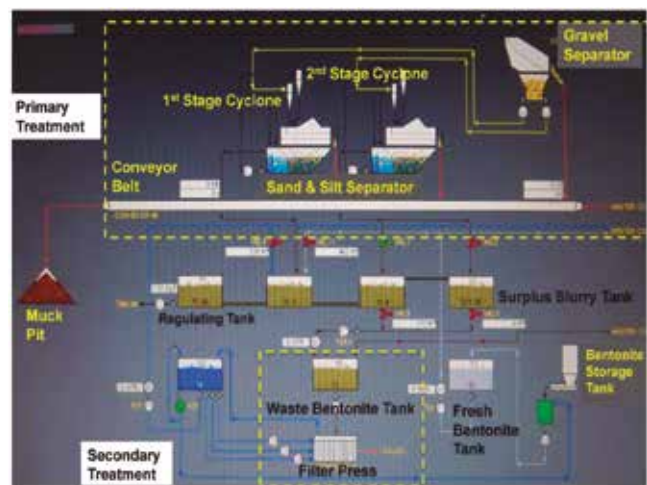


Fig. 20\_ Display del software de la STP

# Experiencias con tuneladoras de roca dura

## Predicción de rendimientos y consumo de cortadores



**JAVIER  
Macias**

JMConsulting – Rock Engineering  
AS

### RESUMEN

El uso de tuneladoras de roca dura (TBM por sus siglas en inglés) se ha generalizado y utilizado con éxito en un rango cada vez más amplio de macizos rocosos (v.g. incremento de la dureza de la roca, estado tensional...). Las predicciones de rendimientos y costes de excavación tienen una gran influencia en la planificación y la gestión de riesgos de los proyectos de excavación con TBM. El artículo recopila experiencias a partir de colaboraciones de consultoría y resultados de investigaciones en varios proyectos de TBM en roca dura durante la actualización del modelo de predicción NTNU.

### PALABRAS CLAVE

Tuneladoras (TBM), roca dura, predicciones avance, vida útil cortadores

### ABSTRACT

*The use tunnel boring machines (TBM) in hard rock has been generalized and successfully used in an increasingly wide range of rock masses (e.g., increased rock strength, rock stress...). Performance predictions and excavation costs have a great influence on the planning and risk management of TBM excavation projects. The paper collects experiences from consulting collaborations and research outcomes in several TBM rock projects during the update of the NTNU prediction model.*

### KEYWORDS

*Tunnel boring machines (TBM), hard rock, performance predictions, cutter life assessments*

# 1

## Introducción

Las tuneladoras (TBM por sus siglas en inglés) se han utilizado ampliamente y en la actualidad es un método importante que es empleado por la industria de la construcción de túneles tanto para infraestructuras civiles como mineras. Hoy en día, debido al desarrollo de la tecnología, el método TBM es aplicable en un rango cada vez más amplio de condiciones en macizos rocosos (v.g. incremento de la dureza de la roca, estado tensional del macizo rocoso...).

La comprensión de los procesos de excavación, desgaste de cortadores e interacción roca-máquina, mejora la predicción del rendimiento y las evaluaciones de la vida útil de los cortadores en proyectos de excavación de túneles TBM en roca dura. Las predicciones de rendimiento y las estimaciones de costos a menudo son decisivas en la selección de los métodos de excavación y tienen una gran influencia en la planificación y gestión de riesgos de los proyectos de excavación con TBM, especialmente en casos de roca dura con baja perforabilidad.

El artículo recopila experiencias y resultados de investigaciones y colaboraciones de consultoría por parte del autor en varios proyectos de TBM en roca dura y durante la actualización del modelo de predicción NTNU para el rendimiento y la vida útil de cortadores en roca dura.

# 2

## Excavación con tuneladoras en roca dura

### **Perforabilidad en roca dura**

La "perforabilidad del macizo rocoso" ("Rock boreability") es definida como la resistencia, en términos de facilidad o dificultad, encontrada por una TBM cuando penetra en un macizo rocoso.

El avance y el desgaste de los cortadores están influenciados tanto por las propiedades de la roca intacta como del estado de fracturación del macizo rocoso. Las propiedades de la roca intacta se definen típicamente en términos de resistencia, abrasividad, porosidad, esquistosidad y petrografía de la roca.

El estado de fracturación del macizo rocoso (planos de debilidad o discontinuidades, orientación...) es el factor geológico que ejerce la mayor influencia en el avance de la TBM y, por lo tanto, también tiene un impacto importante en los costos de túneles en roca dura (Bruland, 2000). Un alto grado de fracturación del macizo rocoso da lugar a una mayor perforabilidad durante la excavación con una TBM de roca dura. Además, la penetración también puede verse afectada por otros factores como el estado tensional in situ del macizo rocoso, el agua subterránea etc.

El término "roca dura" se refiere típicamente a valores mínimos de resistencia a la compresión simple (UCS) > 50 MPa (alta resistencia de la roca) y valores de UCS > 100 MPa (muy alta resistencia) de acuerdo con la clasificación dada por el ISRM (1978).

### **Predicción del rendimiento y vida útil de los cortadores para roca dura**

La penetración neta (m/h) se determina a partir de las propiedades del macizo rocoso y los parámetros de la máquina siendo el factor principal utilizado para realizar predicciones en proyectos de túneles excavados con TBM de roca dura.

El ritmo de avance determina la producción total alcanzada durante un período (por ejemplo, días, semanas, meses...). El avance viene dado por la penetración neta (m/h) considerando la utilización de la máquina. La utilización de la máquina es el tiempo de perforación neta del tiempo total disponible expresado en porcentaje. El objetivo final de la predicción de rendimiento

para las tuneladoras de roca dura es la estimación del tiempo y el coste de excavación.

En las últimas décadas se han desarrollado varios modelos de predicción para estimaciones de rendimiento y desgaste de cortadores en perforaciones en túneles de roca dura. Algunos de los principales modelos incluyen los del modelo CSM (Rostami y Ozdemir, 1993; Rostami, 1997, Yagiz, 2014), el modelo Gehring (Gehring, 1995; Wilfing, 2016), el modelo NTNU (Bruland, 2000; Macias, 2016),  $Q_{TBM}$  (Barton, 2000) y RME (Bieniawski et al., 2006).

Los modelos adoptan enfoques muy diferentes y sus parámetros de entrada, especialmente en términos de propiedades del macizo rocoso, exhiben una variación sustancial. Sin embargo, en condiciones normales de aplicabilidad de los diferentes modelos, los resultados pueden exhibir un acuerdo satisfactorio.

# 3

## Experiencias con tuneladoras de roca dura

La tecnología de túneles continúa mejorando y el sector de las tuneladoras no es una excepción. La actualización continua y una mejor comprensión del proceso de excavación de túneles con TBM deben aplicarse al desarrollo y revisión de los modelos de predicción.

### **Perforabilidad de macizos rocosos y predicciones de TBM**

Una comprensión exhaustiva de la perforabilidad del macizo rocoso requiere diferentes enfoques para su evaluación (por ejemplo, el uso de ambos: el análisis de lajas producto de la excavación "chips" y mapeos del frente del túnel, así como mapeo geológico del túnel una vez excavado "back-mapping").

El establecimiento de definiciones relacionadas con las dimensiones de la

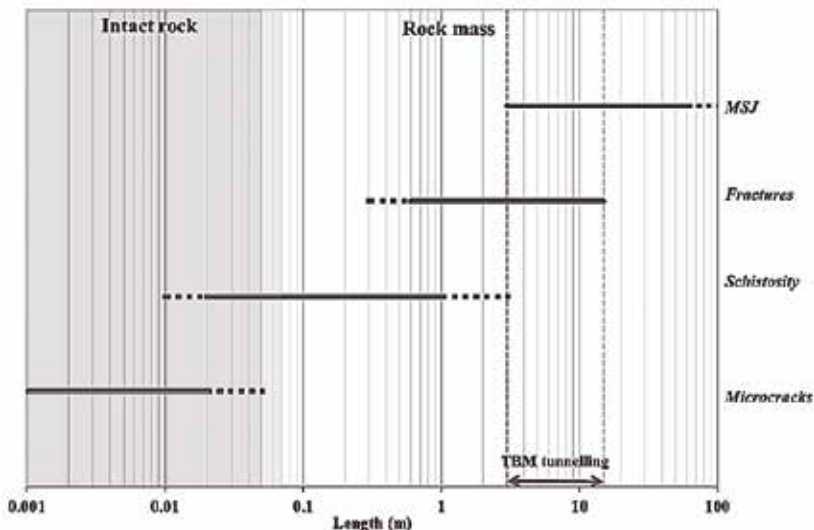


Fig. 1\_ Los principales tipos de discontinuidades de rocas intactas y de macizos rocosos encontradas durante el mapeo en túneles de TBM de roca dura. Los tipos se clasifican de acuerdo con la longitud en función de la metodología NTNU. El área sombreada indica dónde se han obtenido los datos de las pruebas de laboratorio realizadas en roca intacta (Macías, 2016)

amplia variedad de discontinuidades de rocas intactas y de macizos rocosos ha demostrado ser problemático. La figura 1 presenta una clasificación propuesta basada en la longitud de los principales tipos de discontinuidades desde una perspectiva de ingeniería geológica de acuerdo con la metodología de “back-mapping” del modelo NTNU.

La estimación de costes de excavación para proyectos de TBM de roca dura conllevan un gran riesgo geológico, que cobra una gran importancia, cuando la roca es catalogada de dura a muy dura y el estado de fracturación del macizo rocoso es bajo.

La influencia de la geología en la predicción de la penetración en el modelo NTNU aumenta a medida que disminuye el grado de fracturación del macizo rocoso. La tabla 1 muestra la terminología de la clase de fractura definida por el espacio promedio entre fracturas (Macías, 2016).

### Vida útil de cortadores

El modelo NTNU de vida útil de los cortadores ha sido recientemente revisado en base a información detallada sobre geología, propiedades y características del macizo rocoso, pruebas de penetración y vida instantánea de cortadores en secciones de túneles seleccionadas en diferentes proyectos (Macías, 2016).

La versión actualizada se ha modificado a la luz de los valores mínimos de vida útil de los anillos de corte y de los datos obtenidos de versiones anteriores del modelo (figuras 2 y 3).

El incremento de la vida útil básica prevista de los anillos cortadores en la versión actualizada en comparación con la anterior (Bruland, 2000) ha sido de alrededor del 20 %. Esto podría deberse a los efectos de los cambios en el diseño de la punta de los cortadores y / o las mejoras en la tecnología de los cortadores durante las últimas dos décadas.

Los cálculos para diámetros de cortadores de 508 mm (20 pulgadas) no se han incluido debido a datos insuficientes, aunque los resultados indican una vida útil básica de los anillos cortadores más alta, como cabría esperar (figura 2).

La figura 3 muestra gráficos de la vida útil del anillo cortador básico (horas) para diámetros de cortador de 432 y 483 mm obtenidos de la versión actualizada (2016) del modelo NTNU.

### Influencia del nivel de empuje en el consumo de cortadores

La influencia del empuje aplicado en la vida útil de los cortadores ha sido analizada para determinadas seccio-

| Fissure class (St) (Bruland, 2000) | Fracture Class (Sf) (Macías, 2016) | Average spacing between fractures $a_f$ (cm) | Range class (cm) | Degree of fracturing |
|------------------------------------|------------------------------------|--|------------------|----------------------|
| 0                                  | 0                                  | $\infty$                                     | 480 – $\infty$   | Non-fractured        |
| 0                                  | 1                                  | 320  | 240 – 480        | Extremely low        |
| 0 - I                              | 2                                  | 160  | 120 – 240        | Very low             |
| I -                                | 3                                  | 80   | 60 – 120         | Low                  |
| I                                  | 4                                  | 40   | 30 – 60          | Medium               |
| II                                 | 5                                  | 20   | 15 – 30          | High                 |
| III                                | 6                                  | 10   | 7.5 – 15         | Very high            |
| IV                                 | 7                                  | 5  | 4 – 7.5          | Extremely high       |

Tabla 1\_ Terminología de la clase de fractura definida por el espacio promedio entre fracturas (Macías, 2016)

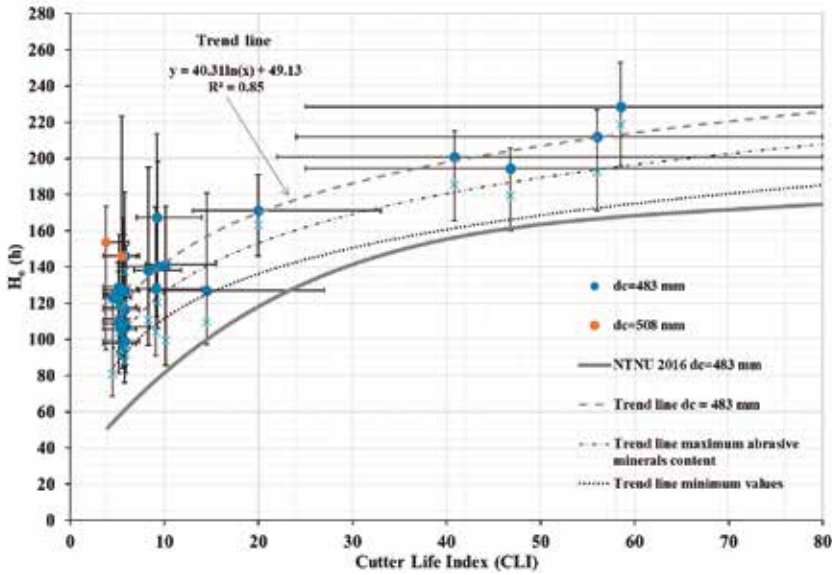


Fig. 2\_ Gráfico que muestra la vida básica útil de los anillos cortadores obtenido utilizando la versión 2016 del modelo NTNU para cortadores de 483 mm y 508 mm de diámetro. Los resultados del análisis de incertidumbre también se incluyen (Macías, 2016)

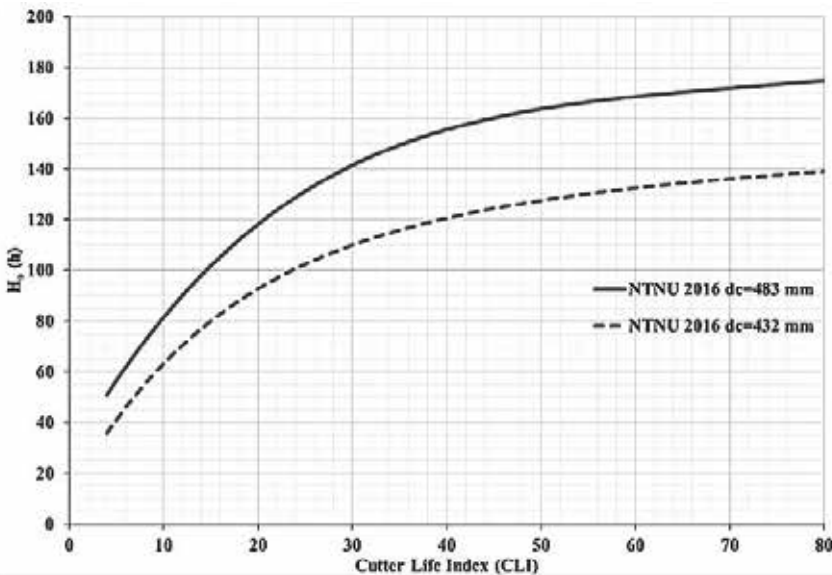


Fig. 3\_ Gráfico que muestran la vida útil básica de los anillos cortadores (h) para diámetros de cortador de 432 y 483 mm obtenidos de la versión actualizada del modelo NTNU (Macías, 2016)

nes de túnel dentro de tres proyectos diferentes que muestran condiciones de roca dura (altos niveles de resistencia a la compresión simple, alta abrasividad y macizo rocoso con bajo grado de fracturación).

Los resultados del análisis revelan la influencia de los niveles de empuje en los tipos de roca altamente abrasiva, donde  $4.5 < \text{"Cutter Life Index, CLI"} < 5.9$ . El uso de la vida útil básica de los anillos de cortadores (horas) permite la comparación entre los datos de diferentes diámetros de TBM, los niveles de rpm de la cabeza de corte o la cantidad de minerales abrasivos en la composición de la roca.

La figura 4 indica que el incremento del empuje aplicado reducirá considerablemente la vida útil básica de los anillos de los cortadores, mientras que una reducción del empuje dará lugar a un incremento más limitado de la vida de los mismos. Es importante tener en cuenta que, una variación del empuje dará lugar a variaciones en la penetración neta (m/h) y, por lo tanto, en la vida útil del cortador (expresada en m/c o m<sup>3</sup>/c).

**Otros factores geológicos que influyen en el desgaste de los cortadores**

En macizos rocosos fracturados, o en situaciones en las que se producen lascas de roca ("chips") extremadamente buenas, los cortadores estarán expuestos a grandes cargas instantáneas. Entacher et al. (2013) midieron cargas momentáneas en discos de corte individuales hasta 3,5 veces más que una carga de corte nominal y hasta 10 veces más que la carga promedio en roca fracturada.

Bajo tales condiciones, un anillo de corte exhibe una tendencia a astillar ("chipping") a lo largo de su borde. Un gran astillamiento de los anillos y un alto empuje del cortador pueden provocar desgaste en los bordes biselados, anillos aflojados y/o cojinetes bloqueados.

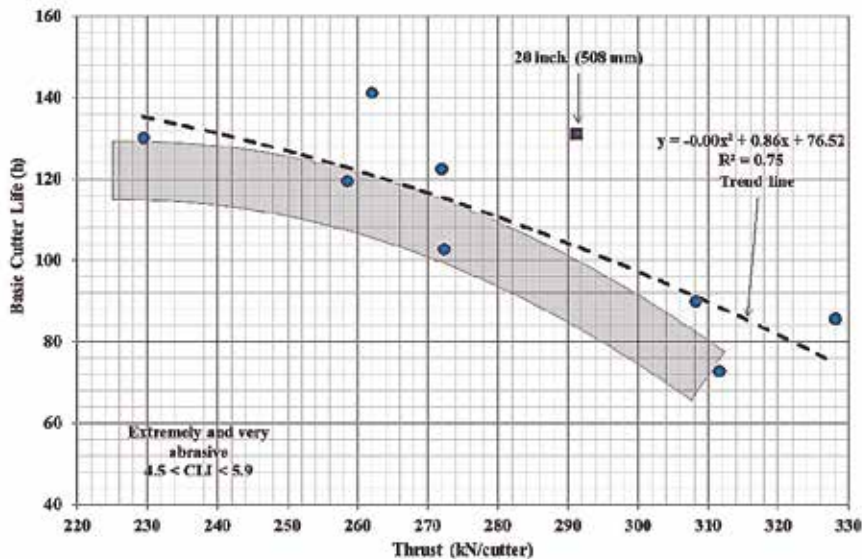


Fig. 4\_ Influencia de los niveles de empuje en la vida útil del cortador (cortadores de 19 pulgadas) Para rocas altamente abrasivas ( $4.5 < CLJ < 5.9$ ). El diámetro del cortador de 20 pulgadas se excluye de los datos utilizados para construir la línea de tendencia (de Macías, 2016)

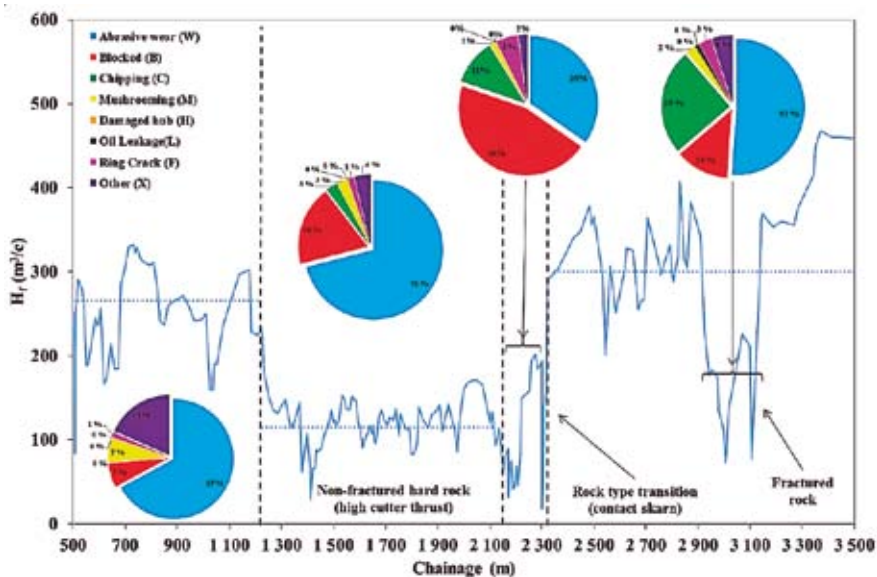


Fig. 5\_ Datos de vida útil de cortadores y patrones de desgaste de varias secciones del túnel

Las cargas adicionales resultarán en una mayor abrasión en los cortadores sobresalientes cuando la diferencia de diámetro entre los cortadores adyacentes es demasiado grande como resultado de un control deficiente de la altura de desgaste. La fuerte vibración de la cabeza de corte da lugar a altas fuerzas laterales en los cortadores, lo que a su vez provoca una abrasión adicional.

Las masas de roca fracturada dan lugar a mayores niveles de penetración y, por lo tanto, prolongan la vida útil de los cortadores (en m/c y  $sm^3/c$ ). Sin embargo, debido al efecto mencionado de las fracturas, se esperan mayores niveles de consumo de cortadores medido en horas. Este efecto será más dominante en rocas con poca perforabilidad y alta abrasividad.

La figura 5 muestra los datos de vida útil de cortadores ( $sm^3/c$ ) y los patrones de desgaste tomados de varias secciones del túnel que muestran una variedad de condiciones de macizos rocosos. El *skarn* de contacto en la figura 5 es una sección de túnel en transición a un tipo de roca fracturada, que produce grandes cargas instantáneas en los cortadores, lo que resulta en una alta tasa de reemplazo de cortadores debido a problemas con el conjunto de rodamientos, como por ejemplo el bloqueo.

La mayor cantidad de astillado ("chipping") se relaciona con la roca fracturada, mientras que los cortadores bloqueados ocurren en la transición de los tipos de roca y en situaciones de alto empuje por cortador aplicado.

### **Influencia de la velocidad de giro de la cabeza de corte en la penetración**

Los parámetros operacionales (es decir, el empuje aplicado y la velocidad de la cabeza de corte), en combinación con la perforabilidad de la roca, tienen una gran influencia durante la excavación del túnel con TBM en condiciones de roca dura.



Se debe considerar una perforación eficiente para mejorar la velocidad de avance a lo largo del túnel mediante la aplicación de una penetración neta óptima considerando el consumo de cortadores, el potencial daño de los cortadores, la probabilidad de falla del rodamiento y los daños de la cabeza de corte, así como el consumo de energía.

Una reducción en los valores de velocidad de la cabeza de corte (rpm) puede mejorar la eficiencia de perforación y reducir los costos de excavación. Una menor velocidad de la cabeza de corte causará una reducción de las distancias y las velocidades de giro de los cortadores para una sección determinada del túnel, lo que dará como resultado una vida de los anillos de los cortadores significativamente mayor y una reducción del daño potencial a los mismos.

Se han introducido “pruebas de RPM” que miden la penetración de la cabeza de corte en un período dado a una variedad de velocidades de este bajo un empuje constante. El objetivo de la prueba es evaluar la influencia de la velocidad de la cabeza de corte (rpm) en la penetración (mm/rev) para penetraciones netas máximas (m/h) de una máquina, geología y nivel de empuje dados (Macías, 2016).

Las ‘pruebas de RPM’ revelaron que, en general y en macizos de baja perforabilidad, una velocidad menor de la cabeza de corte resultara en un aumento en la penetración hasta un valor dado más allá del cual disminuye. Los valores en cuestión dependen del diseño de la cabeza de corte, las propiedades del macizo rocoso y del nivel de empuje.

La figura 6 muestra un ejemplo de una ‘prueba de RPM’ en la que se ejemplifican los parámetros principales.

### Factor de longitud del túnel

La longitud del túnel tiene una gran influencia en el rendimiento debido a problemas con el sistema de túneles (sistema de transporte, retrasos en el suministro, ventilación y/o agua). Además, los túneles más largos tienen mayor probabilidad de tener calidades extremas de los macizos rocosos y, normalmente, una investigación geológica más deficiente.

Barton (2000) ha enfatizado que la utilización de las TBMs depende del tiempo introduciendo un gradiente de desaceleración. La utilización de la máquina, y por lo tanto el grado de avance, no es una constante en la longitud del túnel ni, por lo tanto, en el tiempo.

La longitud del túnel ejerce una influencia importante en el tiempo necesario para llevar a cabo actividades propias de excavación (Barton, 2000). Durante el período inicial de “curva de aprendizaje” de un proyecto de túneles, ciertas operaciones toman un

tiempo relativamente largo a medida que el equipo de trabajo aumenta sus niveles de habilidad y el sistema de control de calidad de túneles evoluciona. Así mismo, para túneles largos (> 8 km), diversos factores imponen demandas crecientes sobre el tiempo disponible de túneles (Bruland, 2000).

Cuanto más largo sea el túnel, mayor será la probabilidad de que surjan problemas relacionados con factores como el transporte del material excavado y la ventilación, los sistemas de suministro de agua y electricidad, así como otros retrasos en suministros diversos. Los tiempos de espera para el transporte aumentarán sustancialmente si la capacidad del sistema de transporte es inadecuada.

La base de datos del modelo NTNU se fundamenta en túneles de hasta 10 kilómetros de longitud. Los datos de consumo de tiempo utilizados en versiones anteriores del modelo se promediaron sobre la longitud total del túnel. La úl-

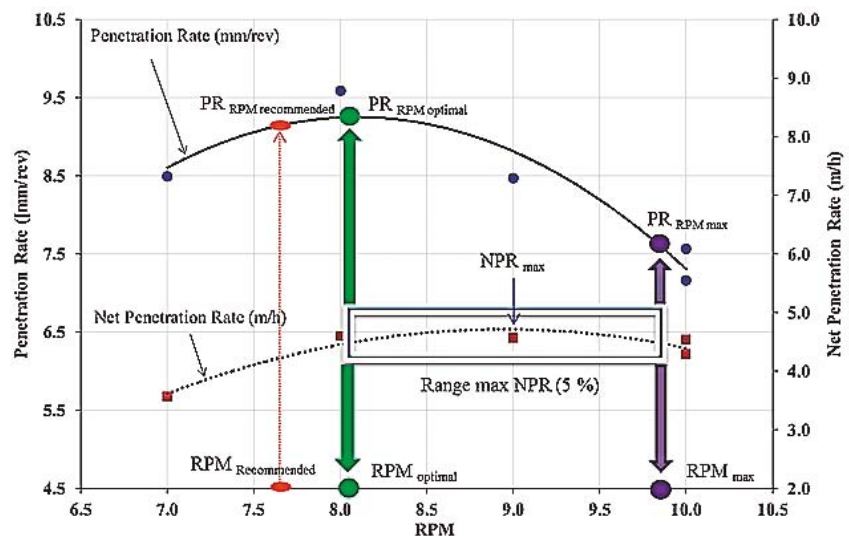


Fig. 6\_ Un ejemplo de los resultados de la prueba de RPM. Las líneas verticales (de derecha a izquierda) indican el inicio de la prueba, la referencia de rpm y las rpm óptimas de la cabeza de corte (Macías, 2016)

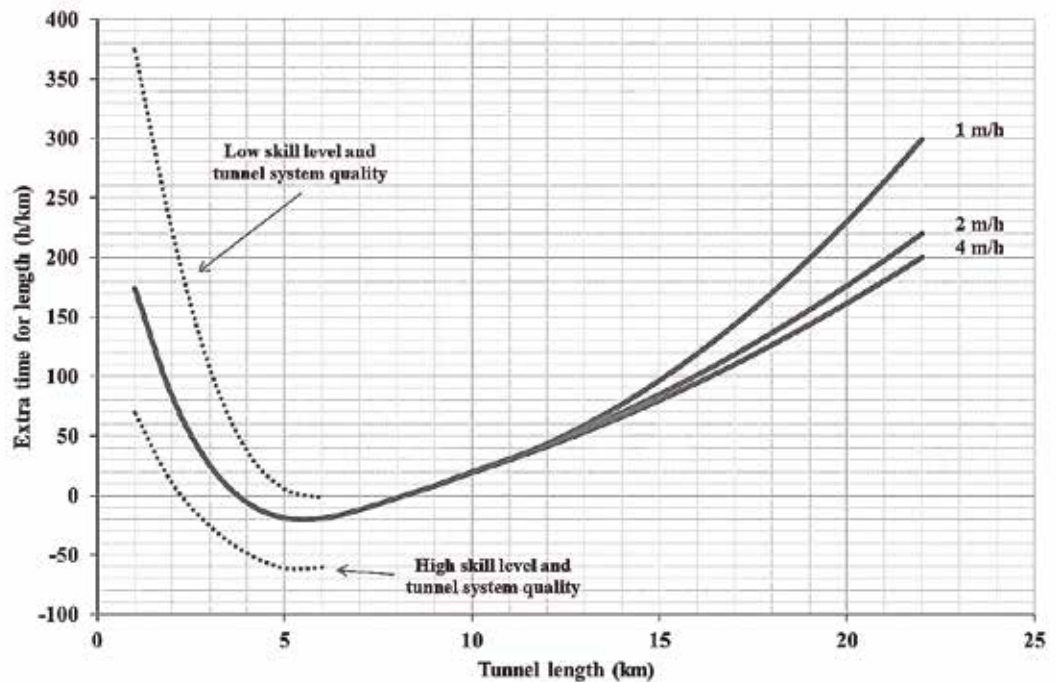


Fig. 7\_ Tiempo adicional (h / km) en función de la longitud del túnel (Macías, 2016)

tima versión del modelo NTNU (Macías, 2016), incluye el consumo de tiempo adicional (h/km) relacionado con la longitud del túnel con influencia en la utilización de la máquina y, por lo tanto, en el rendimiento o avance (figura 7). Se han incluido límites superiores e inferiores para niveles de habilidad, así como dependiendo de la calidad del sistema de túneles. Los valores para cada kilómetro corresponden al tiempo extra durante el último kilómetro.

El término “nivel de habilidad” (“*skill level*”) se refiere no solo a los miembros del equipo de trabajo, sino también a los fabricantes de equipos y otros.

## 4 Conclusiones

El uso de tuneladoras de roca dura (TBM por sus siglas en inglés) se ha

generalizado y utilizado con éxito en un rango cada vez más amplio de macizos rocosos (v.g. incremento de la dureza de la roca, estando tensional...).

La interacción entre la masa de roca y la máquina es un proceso de gran complejidad y la predicción de los rendimientos (por ejemplo, la penetración) y la vida útil de los cortadores implican importantes evaluaciones de riesgo. Cuando se trata de macizos de roca dura o muy dura (es decir, de perforabilidad baja a extremadamente baja), la complejidad se acentúa y se vuelve, en muchos casos, crítica para la ejecución de proyectos TBM en el tiempo y coste previstos y/o razonables.

El artículo recopila de manera concisa experiencias y resultados de investigación y colaboraciones de consultoría por parte del autor en varios proyectos de TBM de roca dura y durante la actualización del modelo de predicción NTNU

para el rendimiento y la vida útil de cortadores en roca dura (Macías, 2016).

Los resultados de las investigaciones tratados en el artículo referidos a macizos rocosos con baja perforabilidad de la roca, son los siguientes: nueva terminología de la clase de fractura, actualización de las evaluaciones de vida útil de los cortadores, análisis de otros factores geológicos que influyen en la vida útil de cortadores, influencia del empuje aplicado en la vida útil de los cortadores, influencia de la velocidad de giro de la cabeza de corte (rpm) en la penetración e influencia de la longitud del túnel en el avance, los cuales tienen una gran relevancia en la evaluación del tiempo de excavación y finalmente coste en proyectos TBM de roca dura.

Las colaboraciones de consultoría más recientes llevadas a cabo por el autor se están utilizando para la validación y el desarrollo posterior del modelo NTNU. ☞

## REFERENCIAS

- Barton, N. 2000. *TBM tunnelling in jointed and faulted rock*. A.A. Balkema, Rotterdam (2000). ISBN 90 5809 341 7.
- Bieniawski, Z.T., Celada, B., Galera, J.M. & Álvarez, M. 2006. *Rock mass excavability indicator: new way to selecting the optimum tunnel construction method*. *Tunnelling and Underground Space Technology* Vol. 21, no.3-4 (2006), pp 237.
- Bruland, A. 2000. *Hard Rock Tunnel Boring: Vol 1-7, Background and Discussion*. *PhD thesis*. Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Trondheim, Norway, 2000.
- Entacher, M., Winter, G. & Galler, R. 2013. *Cutter force measurement on tunnel boring machines – Implementation at Koralm tunnel*. *Tunnelling and Underground Space Technology* Vol. 38 (2013), pp 487-496.
- Gehring, K. 1995. *Leistungs- und Verschleißprognosen im maschinellen Tunnelbau*. *Felsbau*, Vol. 13, no. 6 (1995), pp 439-448 (in German).
- ISRM International Society for Rock Mechanics. 1978. *Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses*. – *Commission on Standardization of Laboratory and Field Tests*, Document No. 4, *International Journal of Rock Mechanics & Mining Science*, Vol. 15 (1978), pp 319-368.
- Macias, F.J. 2016. *Hard Rock Tunnel Boring: Performance predictions and cutter life assessments*. *PhD thesis*, Norwegian University of Science and Technology (NTNU), Trondheim, Norway (2016).
- Rostami, J. & Ozdemir, L. 1993. *A new model for performance prediction of hard rock TBMs*. *Proceedings, rapid Excavation and Tunnelling Conference (RETC 1993)*, Boston, Massachusetts, USA (1993), pp 793-809.
- Rostami, J. 1997. *Development of a force estimation model for rock fragmentation with disc cutters through theoretical modelling and physical measurement of crushed zone pressure*, *PhD Thesis*. Colorado School of Mines, Golden, Colorado, USA (1997).
- Wilfing, L. 2016. *The Influence of Geotechnical Parameters on penetration Prediction in TBM Tunneling in Hard Rock*. *PhD Thesis*, Technical University of Munich, Munich, Germany (2016).
- Yagiz, S. 2014. *Modified CSM model for predicting TBM performance in rock mass*. LAP (Lambert Academic Publishing), 2014.



JOSÉ VICENTE  
**Rajadell**

Ing. Industrial Mecánico.  
Rúbrica Ingeniería y Arquitectura

Comparativo de

# Sistemas de traslación

para equipos de encofrado para revestimientos de túnel



Fig. 1\_ Equipo de encofrado para revestimientos de túnel

## RESUMEN

Para el movimiento de equipos de encofrado de revestimiento de túnel se utilizan diferentes sistemas de traslado. Según las condiciones de las tareas a realizar, el coste económico, la rapidez del traslado, etc., es preferible adoptar uno de los sistemas por tener unas prestaciones más apropiadas. En el artículo se hace una rápida descripción de los sistemas de traslado para facilitar la elección de uno de ellos sobre el resto.

## PALABRAS CLAVE

Equipos de encofrado de revestimiento de túnel, traslado

## ABSTRACT

*For the movement of tunnel lining shuttering equipment, different transfer systems are used. Depending on the conditions of the tasks to be carried out, the economic cost, the speed of the movement, etc. it is preferable to adopt one of the systems to have more appropriate performance. In the article is made a short description of the transfer systems to facilitate the choice of one of them over the rest.*

## KEYWORDS

*Tunnel lining shuttering equipment, transfer*

Los equipos de encofrado para revestimientos de túnel se mueven apoyados sobre un bastidor de transporte, en los que en sus patas, normalmente cuatro, se sitúan trenes de movimiento de diferente tecnología. Debido al elevado peso del equipo de encofrado la carga por pata resulta bastante alta, pudiéndose alcanzar en los equipos más grandes las 30Tn. Se pueden utilizar varios sistemas de traslación diferenciados en las características del tren de rodadura:

1. Sistema de rueda y vía ferroviaria
2. Sistema de rueda maciza de caucho
3. Sistema de oruga



### **Descripción de los componentes**

- Central hidráulica de baja presión (200bar): grupo de presión eléctrico con depósito de aceite hidráulico alimentado por una fuente de tensión externa de corriente trifásica de 400V.
- Panel de control: palancas de avance para el movimiento en conjunto o por grupos de patas del mismo lado.
- Canalizaciones hidráulicas desde la central hidráulica al tren de movimiento de cada una de las patas del bastidor de transporte del equipo de encofrado.
- Motor hidráulico: motores hidráulicos situados en cada una de las patas del bastidor de transporte.
- Reducción primaria de engranajes.
- Reducción secundaria de cadena.
- Tren de movimiento de ruedas u orugas.
- Tensores: sistema para el tensado de la reducción secundaria por cadena o del sistema de orugas.
- Vía ferroviaria.

Fig. 2\_ Rueda metálica sobre carril ferroviario

Fig. 3\_ Ruedas macizas de caucho

Fig. 4\_ Orugas

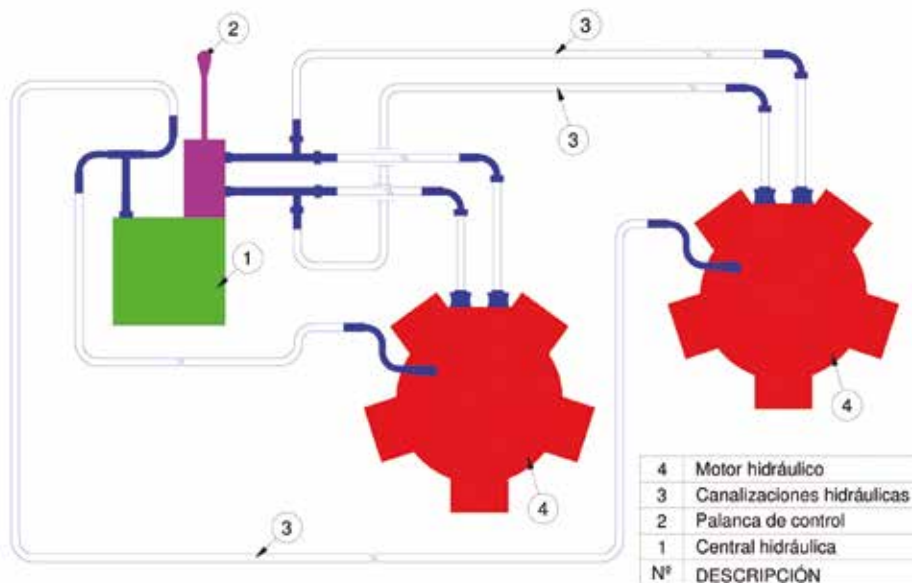


Fig. 5\_ Esquema hidráulico de un lateral del bastidor de traslado (para equipos con cuatro ruedas motrices)

### Prestaciones de cada uno de los sistemas

#### Ruedas y vía ferroviaria

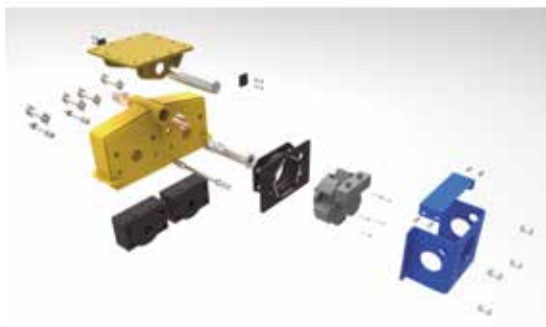


Fig. 6\_ Bastidor de traslado con sistema de rueda maciza y carril ferroviario

Componentes: central hidráulica, panel de control, latiguillos hidráulicos, motor hidráulico, bogie de ruedas de fundición, vía, base de la vía de hormigón.

Se suele utilizar una rueda industrial de fundición de hierro sobre carril ferroviario del tipo 45E3 (RN45). El carril debe ir fijado sobre una base de hormigón en masa para conseguir

estabilidad con un apoyo uniforme y nivelado. Se pueden utilizar carriles de segunda mano ya que para el servicio que se le va a dar no es necesario que sea nuevo. El número de tramos depende de las necesidades de la obra, siendo el mínimo de 3 avances para que el equipo pueda ir desde una posición finalizada hasta la siguiente y tenga la posibilidad de rectificar si fuera necesario.

La capacidad de carga es muy elevada y se suelen utilizar ruedas comerciales para equipos pórticos grúa por lo que no existe una limitación real para este uso.

El motor suele atacar directamente a la rueda tractora, y en pocas ocasiones se necesita un reductor de engranajes que multiplique el par. El sistema motriz resulta simple, compacto y con pocos componentes, lo que facilita la limpieza, mantenimiento y seguridad.

#### Ventajas

- Potencia necesaria para mover el sistema.
- Coste económico inicial.
- Elevada capacidad de carga.
- No excesivamente exigente con el firme sobre el que apoyará el balasto, no siendo necesaria una gran compactación y planicidad.
- Fiabilidad y durabilidad.
- Sencillez en su manejo.
- Simplicidad de montaje o reemplazo.
- Sistema casi sin mantenimiento salvo inspecciones visuales periódicas para la detección de fugas hidráulicas.
- Seguridad para los trabajadores.
- Precisión en el movimiento y posicionamiento longitudinal.
- Bidireccional, capacidad de funcionamiento a plena carga en avance y retroceso.

### Desventajas

- Necesidad de trabajos previos de colocación de las vías implicando a topografía y un equipo para el hormigonado de la base de hormigón y fijación de la vía.
- Capacidad de ascenso/descenso de pendientes limitada.
- Coste económico de uso.
- Los giros deben realizarse mediante el posicionamiento de las vías, resultando imposible girar las ruedas sobre la vía.

### Ruedas macizas de caucho



Fig. 7\_ Bastidor de traslado con ruedas macizas y cascarón de encofrado

Componentes: central hidráulica, latiguillos hidráulicos, motor hidráulico, reducción primaria, reducción secundaria, tren de ruedas macizas de caucho.

Se utilizan ruedas industriales macizas, con superficie de rodadura tallada con surcos de suficiente profundidad para el movimiento sobre firmes de tierra o gravas compactadas.

Debido al elevado diámetro de las ruedas y el diseño del sistema se necesitan dos etapas de reducción, una primera etapa de reducción por engranajes y una segunda por cadena hasta el eje de la rueda. La presencia de la cadena obliga a colocar un sistema de tensado y a realizar labores de mantenimiento: limpieza, engrase y tensado de la misma. Con la colocación de un carenado cubriendo la transmisión por cadena se evita en parte que la suciedad se pegue a la grasa de la cadena y se gana en seguridad para los operarios.

La capacidad de carga a pesar de tratarse de ruedas macizas está limitada a la disponibilidad de ruedas comerciales, cercana a las 10Tn por rueda, debido al elevado peso de los equipos se suele necesitar más de una rueda por pata del bastidor. La presión de contacto sobre el terreno es elevada, alrededor de 9 kg/cm<sup>2</sup>, por tratarse de ruedas macizas no es posible regular esta presión de contacto para aumentar la superficie de apoyo por lo que si se desea bajar la presión

de contacto es necesario añadir más ruedas aumentando la complejidad del sistema, por otra parte debido a la carga no es posible utilizar ruedas neumáticas para poder modificar las presiones porque su número ocuparía un espacio muy grande y restringiría el paso de vehículos por debajo del equipo.

La capacidad de giro en parado de la rueda respecto de la pata es elevada, pudiéndose girar tanto en parado como en movimiento.

Los firmes sobre los que circulan las ruedas deben ser de resistencia media, con cierta cohesión, para que no se eleve en exceso el coeficiente de rodadura y sea necesario un elevado para motor de arranque y de potencia en el desplazamiento a velocidad constante, cuanto más duro sea el firme mejor rendimiento tendrá el sistema.

El coste del sistema es aproximadamente el doble en referencia al coste inicial del sistema de rueda y carril ferroviario, es decir sin contar que en este último hay que contabilizar los costes del carril y de su colocación.

El mantenimiento se centra en las condiciones de trabajo de la transmisión secundaria por cadena, fijándose en su limpieza y tensión para evitar la marcha a tirones que reducirían su vida útil. Los trabajos resultan sencillos y no necesitan de medios auxiliares de apoyo.

Se recomienda este sistema cuando son necesarios traslados del equipo por tramos de enlace entre varios túneles, ya que es el más rápido de todos los sistemas estudiados.

### Ventajas

- Sin coste económico de uso
- No excesivamente exigente con el firme sobre el que circulará, necesaria una compactación y planicidad suficiente para el movimiento de vehículos pesados
- Capacidad de ascenso/descenso de pendientes moderadas habituales en trazados de carretera.
- Capacidad de giro (aprox 15°)
- Bidireccional, capacidad de funcionamiento a plena carga en avance y retroceso
- Mantenimiento sencillo.

### Desventajas

- Aumento de la potencia necesaria para el movimiento respecto al sistema de ruedas metálicas y carril
- Capacidad de carga limitada a las ruedas industriales comerciales.
- Aumento del coste inicial respecto al sistema de ruedas metálicas y carril

## Orugas



Fig. 8\_ Bastidor de traslado con orugas

Componentes: central hidráulica, latiguillos hidráulicos, motor hidráulico, reducción primaria de engranajes, orugas metálicas, sistema hidráulico/elástico de tensión de la oruga.

Se suelen utilizar las orugas cuando el firme es blando, ligeramente irregular o con pendientes pronunciadas. La utilización de orugas no habilita al equipo para circular por cualquier tipo de superficie sin preparar.

El coste del sistema es ligeramente superior al sistema de ruedas macizas y casi tres veces el de rueda metálica y carril ferroviario.

Se recomienda este sistema cuando son necesarios traslados del equipo por tramos de enlace entre varios túneles y el firme es blando e irregular.

La potencia necesaria para el movimiento es la más alta de los tres sistemas, debido a las características del firme por el que se circula y a los rozamientos y tensiones que se crean en las orugas.

El sistema no puede trabajar a plena carga en ambos sentidos de marcha, optimizándose el diseño para el sentido habitual de avance del equipo. Para circular con plena carga el motor debe tensar directamente el ramal en contacto con el terreno. Es necesario incluir un sistema de tensión hidráulico o de muelle, que mantenga una tensión mínima sobre las dos ramas de la oruga, inferior y superior, para evitar que las orugas se salgan de su guiado y que facilite la marcha atrás si comprimirse destensando la oruga.

La capacidad de giro en parado de la oruga respecto de la pata es reducida ya que las fuerzas de rozamiento contra el firme podrían provocar la salida de la oruga de sus guías.

Los giros deben realizarse durante el movimiento girando progresivamente las orugas respecto a sus patas y sobre todo avanzando las patas de un lado del equipo respecto de las del otro lado.

El sistema resulta complejo por la cantidad de elementos mecánicos, tamaño y peso de los mismos, por lo que los trabajos de reparación pueden ser laboriosos y necesitar medios auxiliares de apoyo para el manejo y posicionamiento de las piezas.

### Ventajas

- Elevada capacidad de carga en firmes blandos.
- No excesivamente exigente con el firme sobre el que circula que necesita una mínima preparación.
- Capacidad de ascenso/descenso de pendientes incluso con firmes embarrados y en malas condiciones.
- Sin coste económico de uso.
- Capacidad de giro limitada (aprox. 10°).

### Desventajas

- Coste económico inicial.
- Elevada potencia necesaria para el movimiento.
- Funcionamiento a plena carga direccional, sólo un sentido de marcha tendrá capacidad para funcionar a plena carga.
- Mecánicamente complejo.
- Inspección y mantenimiento periódico intenso.
- Reparaciones costosas y laboriosas. 📍



# La Gran Vía de Madrid

La polémica suscitada por las elecciones municipales de Madrid y el futuro desarrollo de la ciudad



## FELIPE Mendaña

Doctor ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.  
Presidente SPICC

### 1 Resumen de los hechos

La reciente elección del nuevo alcalde de Madrid y el consiguiente nombramiento de una nueva corporación municipal para el gobierno del Ayuntamiento de la capital tuvieron como respuesta inmediata una polémica promovida en los medios de información de toda España y, principalmente, en los de Madrid.

El motivo de la misma es la supuesta decisión del nuevo equipo municipal de llevar a cabo una actuación urbanística que los medios titularon “SOTERRAMIENTO DE LA GRAN VÍA”.

Esta polémica es, probablemente, la primera etapa de una campaña en favor de la continuidad de la política municipal de la anterior corporación, que inició una reconversión de esta emblemática calle de la ciudad en una “zona preferentemente peatonal”, con idea de reducir sensiblemente los carriles dedicados al tráfico de vehículos y ensanchar las aceras para crear una amplia zona de paseo, ocio y disfrute para la población de Madrid y de los que visitan la ciudad con fines turísticos, en número creciente en los últimos años

Aunque más adelante nos referimos con algún detalle a las respuestas de los profesionales y expertos requeridos por los medios para opinar sobre la supuesta actuación municipal



futura, queremos abordar primero el desarrollo histórico del problema de la movilidad de personas y bienes que tiene planteada la ciudad, desde hace algo más de 100 años y que entendemos sigue pendiente de solución por actuaciones en general insuficientes, si no erróneas, de los equipos municipales posteriores al año 1912. Para ello, nos referimos a continuación a las soluciones adoptadas a lo largo del crecimiento de la ciudad para señalar lo que, en nuestra opinión ha sido la causa complementaria de la controversia, además de su evidente intención política ya indicada.

## **2** Los planes de desarrollo urbanístico de Madrid

A partir de mediados del siglo XIX se inició una serie de planes urbanísticos de Madrid cuya característica común es la falta de relación de las actuaciones entre sí, y con las orientaciones básicas que, generalmente, se exponen en un Plan General de Ordenación Urbana, en este caso inexistente.

De ello resultó que lo que se denominó el “Ensanche de Madrid” que los técnicos municipales habían previsto, equi-

vocadamente, que se produciría a partir de Atocha, se produjo en todas direcciones, respecto del centro de la ciudad, representado por la Plaza Mayor, la Puerta del Sol y la Calle Alcalá, y estando muy influenciados por la existencia de un eje principal Norte-Sur, formado por el Paseo del Prado, el Paseo de Recoletos y el Paseo de la Castellana, este último con crecimiento persistente hacia el Norte.

Los tres barrios principales que nacieron, formando parte de ese llamado “Ensanche” son los de Argüelles, cuyo eje principal es el Bulevar (hoy calles de Carranza, Sagasta y Alberto Aguilera); el barrio de llamado de Pozas, cuyos ejes son las calles de la Princesa, Ferraz y Rosales, terminando en el Parque del Oeste y el barrio de Salamanca.

Este último tiene una ordenación en cuadrícula con los ejes principales de orientación Norte-Sur (calles de Serrano, Velázquez, Príncipe de Vergara y Torrijos - hoy Conde de Peñalver), mientras que los de orientación Este-Oeste (calles de Juan Bravo, Lista y Goya, junto con la calle Alcalá) reciben una mínima atención en cuanto a su ampliación o mejora. El desarrollo del barrio después de la guerra civil, continuó con la misma tónica, con un rápido crecimiento hacia el Sur, que rebasó las

calles Alcalá y O'Donnell respetando el Parque del Retiro.

Puede decirse, en resumen, que el crecimiento de Madrid a finales del siglo XIX y principios del siglo XX se produce de forma irregular y sin que exista un Plan de ordenación general, manteniendo y aumentando la importancia de los enlaces de superficie con orientación Norte-Sur, respecto de los orientados Este-Oeste. En esta situación inordenada y confusa del desarrollo urbanístico de la capital, y como consecuencia de la misma, acontecen dos hechos importantes: nace el Ferrocarril metropolitano (el “Metro”) de Madrid, y se construye la Gran Vía.

## **3** El Metro de Madrid

En Octubre del presente año de 2019 se cumplirá el centenario del “Metro de Madrid” cuyas obras se inauguraron en dicho mes del año 1919 con presencia del Jefe del Estado, el rey Alfonso XIII.

El principal promotor de la idea de que Madrid necesitaba con urgencia un ferrocarril metropolitano fue el ingeniero de Caminos Miguel Otamendi Ma-

chimbarrena. Terminada su carrera de Ingeniero en 1898 se especializó en la generación de energía, dedicándose al diseño y construcción de Centrales hidroeléctricas, para lo que había ampliado estudios fuera de España relativos a los aspectos electrotécnicos de la especialidad. Pronto su competencia y dedicación tuvo un reconocimiento general que le llevó a formar parte del claustro de Profesores de la Escuela de Ingeniero de Caminos de Madrid, en la que ejerció la enseñanza en el período de los cursos de 1910 a 1914.

En 1914, al frente de un equipo que contaba con otros tres Ingenieros (Carlos Mendoza, Alfredo Moreno y Antonio G. Echarte) presentó la idea de la necesidad de la construcción de un ferrocarril metropolitano para Madrid, necesidad derivada de la carencia de enlaces de comunicación Oeste-Este que venía sufriendo la ciudad, como consecuencia de la total preferencia otorgada al Paseo de la Castellana el principal eje Norte-Sur de Madrid, cuya exagerada dotación para obras de ampliación y mejora lo convertían en el “máximo enemigo del desarrollo de la ciudad” en frase atribuida supuestamente a Miguel Otamendi.

Lo realmente cierto es que el Ayuntamiento madrileño había potenciado, en general, los enlaces Norte-Sur, no por una decisión puramente política, sino también técnica y económica por las razones siguientes.

El llamado Alfoz de Madrid, la enorme extensión de la zona sin puntos elevados del terreno, situada al Sur de la Sierra de Guadarrama en la que se asentó Madrid, se formó por el arrastre de los materiales del “pie del monte” fruto de la erosión de las rocas de la Sierra, arrastre principalmente realizado por los ríos que fluyeron naturalmente con orientación Norte-Sur de los cauces principales, más los de los afluentes y arroyos de sus cuencas. Este decisivo hecho natural facilitó los enlaces con esa orientación porque era más fácil,

rápido y económico hacer las obras en dichos cauces y no con la orientación opuesta.

Por ello, fuera o no el autor de la frase acusatoria contra el Paseo de la Castellana, Otamendi consideraba inaceptable la carencia de la debida “permeabilidad a los flujos de orientación Oeste-Este de una gran ciudad moderna” como se consideraban ya, tanto Madrid como Barcelona. Las obras se iniciaron en 1917, con el nombre de “Metropolitano Alfonso XIII” (primera denominación del Metro que posteriormente se llamó METRO DE MADRID, S.A.) y se inauguraron en Octubre de 1919, siendo nombrado Otamendi Director General de la empresa, primero y posteriormente Presidente del Consejo de Administración a la muerte de Mendoza.

Como primer proyectista del mismo propuso una disposición radial, a partir, en principio, de la Estación de Sol (Puerta del Sol) para las 3 primeras líneas, que mantienen su misma numeración después de las múltiples amplia-

ciones, realizadas una vez terminada la guerra civil sobre todo y en el último Plan de Ampliación del Metro llevado a cabo en las etapas 1997-2003, 2003-2007 y 2007-2011.

La disposición radial del Proyecto inicial era el “indicador de Otamendi” con el que quería significar que el crecimiento de la Red debería incluir también los tramos transversales necesarios que demandara el desarrollo de la ciudad, y ello con prioridad a la construcción de líneas periféricas, que son el último recurso para resolver el acceso a algunas zonas a las que no se había considerado justificado proyectar un enlace transversal directo.

Este puede ser un resumen de la política marcada por D. Miguel de Otamendi, el principal impulsor de la creación del Metro de Madrid, política que, en líneas generales, ha sido la seguida por esta empresa concesionaria del servicio público del ferrocarril metropolitano subterráneo de una gran ciudad como Madrid.



# 4

## La Gran Vía de Madrid

El proyecto de la Gran Vía, de una longitud de algo más de 1,3 km fue firmado en 1907 por los arquitectos municipales D. José López Sallaberry y D. Francisco Andrés Octavio. Su construcción, iniciada en Abril de 1910 se dividió en 3 tramos, con las consiguientes inauguraciones parciales. Puede decirse que estaba terminada en 1936 cuando empieza la guerra civil, si bien tuvo una etapa final de reconstrucción de los daños sufridos que se inicia en 1939 y se completa totalmente en 1955, lo que es tanto como hablar de 40 años de construcción.

El Proyecto implicaba la demolición de bastantes edificios de los antiguos barrios afectados por su trazado, cuya reconstrucción y nueva ordenación estaba incluida en el Proyecto.

En todo caso, a partir de 1924 la Gran Vía, prácticamente terminada, se convirtió en un hito importante de la ciudad, desde el punto de vista tanto comercial como turístico y zona de ocio llegando a ser la ciudad con más cines de Europa, construidos la mayoría en los años 1920 y 1930, que mantuvieron su funcionamiento en plena guerra civil pese a que la Gran Vía fue objeto de bombardeos, dada su proximidad a los frentes de batalla establecidos en varios puntos del perímetro de la ciudad.

A partir de 1940 continua aumentando en esta calle el número de tienda de moda, bares y cines, algunos de los cuales han cerrado en los últimos años o han sido reconvertidos para su dedicación al "teatro musical" por lo que el tercero y último tramo, entre la plaza de Callao y la Plaza de España, fue llamado el "pequeño Broadway" o el "Broadway madrileño" expresiones debida a Ernest Hemingway.

La Gran Vía debe considerarse como el eje transversal con el que se consiguió

la necesaria "permeabilidad Oeste-Este" de los viales de superficie de la zona central de Madrid, lo que se venía comprobando imprescindible al aumentar el tráfico de los vehículos modernos con motor de explosión.

Y como tal eje principal de los enlaces Este-Oeste de la zona central de la ciudad ha venido funcionando hasta el presente pese a los numerosos cambios políticos, sociales y de los conceptos urbanísticos que han tenido lugar en los últimos 100 años.

## 5 Comentarios a las respuestas y observaciones manifestadas sobre el soterramiento de la Gran Vía

Las respuestas de los diversos profesionales y expertos que los medios de información han propagado como razones técnicas en contra de la supuesta actuación urbanística prevista sobre la Gran Vía de Madrid no se refieren a documento alguno técnicamente serio que permita identificar en que consiste dicha actuación, porque dicho documento sencillamente no existe.

Se ha montado pues esta campaña contra una acción urbanística desconocida, pese a lo cual, cada uno de los interrogados califica lo que entien de que va a consistir dicha actuación, decidiendo en general, que es inaceptable lo que muy probablemente no existirá jamás. Valgan como ejemplo los comentarios que siguen sobre algunas respuestas publicadas en la prensa, radio y televisión.

1) *"El principal problema es donde se produce la salida del túnel"... (si es) en Cibeles tendría el problema del impacto sobre una zona histórica muy importante y emblemática"*

Por supuesto, pero hay que añadir que ningún documento que sea técnicamente aceptable (sea al nivel de "Estudio de factibilidad" "Anteproyecto", o "Proyecto" aportaría soluciones de este tipo ni para la salida ni la entrada de un túnel





que se supone excavado a lo largo del subsuelo de la Gran Vía.

2) *"Otra opción sería prolongarlo hasta el túnel de O'Donnell pero tendría un coste muy elevado"*.

No se comenta siquiera el orden de magnitud del coste cuando para el analizar del coste de construcción y/o de conservación de una obra, hay unidades de medida de tipo cuantitativo y otras de carácter cualitativo, como son las aplicadas a las condiciones medio ambientales. Pero "muy elevado" no tiene significado alguno, si no se explica en que consiste el modelo con el que se compara.

3) *"Además sería una obra pensada para el coche en un momento en el que el automóvil va a perder protagonismo en la ciudad" a lo que se añade"... y las ciudades europeas están adaptándose ya por ello"*.

El automóvil no va a desaparecer mientras las enormes reservas actuales de petróleo y/o gas natural no den señales de extinción en plazos del orden de 50 años como mínimo y ello, sin contar con el futuro del motor eléctrico, una realidad que existe ya y cuyo uso generalizado se producirá antes de 10 años, en opinión de la empresa. TESLA que de ello entiende bastante.

Por último, no nos consta el tipo de medidas que se están tomando en ciudades europeas para prescindir del automóvil, salvo las tomadas en Madrid, recomendando la ampliación de aceras y supresión de carriles de tráfico para facilitar el incremento de los desplazamientos a través de la ciudad caminando a pie.

4) *... Es una propuesta "exagerada, absurda y que solo mete más tráfico dentro de la ciudad"... "habría dos bocas de túneles gigantes en pleno centro, una en Princesa y otra en Alcalá, cerca de edificios monumentales como el Circulo de Bellas Artes o la*

*iglesia de San José que es bien de interés cultural"*.

Se reiteran razones similares que aparecen también en otras respuestas.

5) *...el Proyecto no es viable porque supondría un coste altísimo.... No creo que sea posible. No se puede usar tuneladora y levantar esa calle supone dejar Gran Vía sin tráfico durante mucho tiempo.*

Se vuelve a hablar de un coste altísimo sin decir cifra alguna (o mencionar una obra) con la que pudiera establecerse una comparación. No se indica, por otra parte, por qué no se puede usar tuneladora.

6) *...este tipo de propuestas "lo único que hacen es generar más tráfico y agravar el problema de la congestión" .... La política moderna de transporte (está fundamentada en la movilidad sostenible"... "muchas ciudades están actuando, disuadiendo el automóvil, impidiendo el tráfico de paso. Cuando se hace, lo que ocurre es que parte del tráfico cambia de ruta y otras personas se pasan al transporte público.*

Para generar más tráfico de paso, la obra tendría que rebasar los viales periféricos de Madrid (M-30, M-40, etc.) lo que no se explica.

7) *"La propuesta de ampliar capacidad viaria supone un planteamiento pueril que solo incrementa la congestión urbana porque el tráfico más fluido hace que más gente coja el "coche" y eso provocaría "muchos perjuicios para la ciudad"*

Tanto en esta respuesta, como en la anterior, es clara la idea a favor de expulsar el automóvil de la ciudad, dos respuestas en claro apoyo de la política aplicada en Gran Vía por la corporación municipal anterior.

Y para terminar, sólo hay una respuesta que aporte ideas y cuyo texto es el siguiente:



8) *“La Gran Vía tiene una gran pendiente con lo cual el túnel tendría que empezar bastante antes ...”*

Lo anterior parece referirse a la boca (o bocas) del extremo Oeste que se supone en la zona de la Plaza de España y su unión con la Calle Princesa, continuando la respuesta de la forma siguiente.

9) *....(El túnel) “sería muy largo y muy costoso, porque la zona está llena de infraestructuras subterráneas”*

Estas afirmaciones son pertinentes, aunque sigue faltando el término comparativo del coste. No obstante, respecto del túnel pide:

10) *...no descartarlo, sin hacer un estudio serio porque “Madrid tiene un problema de permeabilidad Este-Oeste y la Gran Vía funcionaba para eso”.*

Y termina diciendo:

11) Sería muy ideológico decir que estás a favor o en contra sin saber de qué están hablando, cuantos carriles tiene, donde empezaría y acabaría, etc.

## 6

### Resumen y conclusiones

1) El motivo de la redacción de este documento no ha sido otro que salir al paso de la publicación en la prensa, la

radio y la televisión de, los resultados de una encuesta entre expertos promovida por los propios medios de comunicación, relativa a la supuesta construcción de un nuevo túnel, a lo largo del subsuelo de la Gran Vía de Madrid, y siguiendo aproximadamente su trazado en planta.

2) Dicha construcción se haría como consecuencia de una decisión del nuevo equipo municipal, que resultó ganador de las recientes elecciones municipales celebradas en Madrid.

3) La encuesta y, sobre todo la polémica a lo que han dado lugar, tienen en primer objetivo puramente político, por cuanto las respuestas están debidamente orientadas en apoyo directo o indirecto a la política que han venido desarrollando la Corporación municipal anterior.

4) Partiendo de este hecho parece lo más conveniente que el nuevo equipo no se dé por enterado del resultado de la encuesta y, menos aún que no publique sobre la misma.

5) Pero otra cosa es que el nuevo Ayuntamiento debería disponer lo más pronto posible de un ESTUDIO TÉCNICO hecho por expertos en tráfico urbano, estudio que debería incluir los Anteproyectos de nuevos viales que se consideren imprescindibles para resolver, a corto (10 años) y medio plazo (50 años), los problemas del tránsito de bienes y

personal que tiene pendiente la solución en Madrid, fundamentalmente por la falta de permeabilidad Este-Oeste de sus enlaces actuales

6) Los nuevos viales serán muy probablemente en túnel, en gran parte, de su trazado. Podemos señalar que puede tenerse en cuenta que los parques o jardines públicos pueden ser atravesado por viales en túnel, sin daño para el arbolado o las plantaciones

Puede citarse como ejemplo el caso de la circunvalación del Norte de París, que atravesó la zona de Versalles con una autopista de uno 10 km en túnel para vehículos ligeros, dedicando la semi-sección superior para el tráfico en un sentido y la inferior para el contrario.

7) Entiendo que para ello, transcurrido los 3 meses de verano, el Ayuntamiento podría considerar la conveniencia de hacer una convocatoria del tipo siguiente: CONCURSO PÚBLICO DE ESTUDIOS TÉCNICOS Y ECONÓMICOS DE NUEVOS VIALES PARA LA MEJORA DE LA PERMEABILIDAD ESTE-OESTE DE LA CIUDAD DE MADRID.

8) El Concurso deberá desarrollarse bajo la vigilancia de los Servicios técnicos y jurídicos del Municipio de Madrid, y para la redacción del Pliego de Condiciones del citado concurso público, debería dotarse al equipo técnico municipal del asesoramiento necesario. ☞

# SEMINARIO SOBRE CONSTRUCCIÓN Y CONSERVACIÓN DE TÚNELES EN ASTURIAS

ORGANIZAN



GOBIERNO  
DE ESPAÑA

MINISTERIO  
DE FOMENTO

SECRETARÍA DE ESTADO  
DE INFRAESTRUCTURAS  
TRANSPORTE Y VIVIENDA

SECRETARÍA GENERAL  
DE INFRAESTRUCTURAS

DIRECCIÓN GENERAL  
DE CARRETERAS



**Miércoles, 20 de noviembre de 2019**

- **Desplazamiento Madrid-Oviedo (Tren Alvia + Autobus).**
- **INAGURACIÓN.**
- **1ª SESIÓN TÉCNICA: Túneles Ferroviarios.**
- **2ª SESIÓN TÉCNICA: Túneles de Carretera.**
- **Noche en Oviedo.**

**Jueves, 21 de noviembre de 2019**

- **3ª SESIÓN TÉCNICA: Instalaciones y Seguridad.**
- **CLAUSURA.**
- **Visita Nuevo Túnel de Pajares.**
- **Desplazamiento Campomanes-Madrid (Autobus+ Tren Alvia).**

**Oviedo, 20 y 21 de noviembre de 2019**

**Eurostars Hotel de la Reconquista**

**Información e inscripciones:** [www.aetos.es](http://www.aetos.es) y [secretaria@aetos.es](mailto:secretaria@aetos.es)

# 1/6

Este número es indicativo del riesgo de producto, siendo 1/6 indicativo de menor riesgo y 6/6 de mayor riesgo.

Banco Caminos está adscrito al Fondo de Garantía de Depósitos Español. Para depósitos en dinero el importe máximo garantizado es de 100.000 euros por depositante en cada entidad de crédito.

# Fíjate bien: Unas condiciones como estas no se ven fácilmente

## Descubre la Cuenta Transparente

Comisiones

# 0

Retiradas de  
efectivo a débito

# Gratis

en cualquier cajero de España a partir de 90€\*

Remuneración

# 0'10% TIN

Para la parte del saldo que supere los 5.000€\*\*

Transferencias  
SEPA

# Gratis

Tarjeta de débito gratis

Pago en cualquier divisa sin comisión

Seguro gratuito por uso fraudulento de la tarjeta

Liquidación mensual de intereses

\*Para retiradas inferiores a 90€ se repercutirá la comisión del propietario del cajero.

\*\*Ejemplos ilustrativos: 0,08% TAE calculada sobre un ejemplo de 20.000€, en la que remunera 15.000 €. 0,09% TAE calculada sobre un ejemplo de 40.000€, en la que remunera 35.000 €.

Contrátala ya en:



cat@bancocaminos.es



91 310 95 50



Banco  
Caminos  
BANCO PRIVADO

bancocaminos.es

