



La revista de los
Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos

3624 OCTUBRE 2020

REVISTA DE
OBRAS PÚBLICAS

R O P



MONOGRÁFICO

Túneles y obras subterráneas

Número realizado en colaboración con AETOS



XVI Máster en Túneles y Obras Subterráneas

año académico
2020/2021

Impartición de Módulos I a IX en modalidad ON LINE
(períodos lectivos: noviembre-abril
y mayo-octubre)
Tesina Fin de Máster (mayo-octubre).



ABIERTO
PLAZO de
INSCRIPCIÓN

Información e inscripciones: Secretaría de AETOS • master@aetos.es • Tel.: +34 917 020 381
C/ Jenner, nº 3 1ª planta. 28010 Madrid

Con el reconocimiento de

Organizado por



El año que nos ocupa prometía ser diferente, tenía unos guarismos sumamente atractivos y parecía que estábamos en el punto más alto de la recuperación económica. La actividad era frenética en todos los sectores, la demanda en el transporte público iba en alza y con visos de superar todos los registros, el volumen de inversión pública licitada en el año anterior invitaba a pensar que la economía se volvía a activar, el sector terciario parecía no tener freno, Madrid y Barcelona eran refulgente referencia para la organización de Congresos, Ferias y Eventos...

Y, sin embargo, ha resultado ser un año aciago y muy complicado, del cual me resisto incluso a identificar por su número. Ha sido el año del Coronavirus. De la noche a la mañana en esta primavera, las empresas de ingeniería y de construcción españolas y cualquier otra actividad, incluido el sector público, se han visto obligadas a reconvertirse radicalmente. Súbitamente hemos tenido que adoptar un modelo de funcionamiento totalmente innovador como es el teletrabajo y el salto tecnológico que muchas organizaciones han tenido que dar, han demostrado que estábamos preparados para grandes desafíos. No obstante, a nadie se escapa que la crisis que se nos avecina, como consecuencia del Confinamiento y las necesarias restricciones sanitarias impuestas, con las que se puede estar de acuerdo o en desacuerdo pero que, indudablemente, han generado un parón en la actividad, es una crisis que solo puede superarse desde la unidad.

Ahora se presenta una oportunidad única con los fondos del Plan Nacional de Recuperación y Resiliencia y es ahí donde, como país y como sociedad, debemos unirnos todos para atrevernos a soñar, a reinventar nuestro entorno mediante la Transformación Digital, la Transición Ecológica, la Cohesión social y territorial y la Igualdad. Estos son los cuatro pilares en los que se basará el citado Plan. Es una obligación del colectivo de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos hacer esto posible y esforzarnos, poniendo nuestro talento y saber hacer a disposición de la Sociedad para relanzar de nuevo el tejido empresarial e industrial de este país. Harán falta quizá cambios legislativos y normativos, flexibilidad y disposición, esfuerzo -sin duda-, pero lo que es indiscutible es que el Sector Público y el transporte deben ser la palanca de la recuperación económica.

Los grandes logros siempre se han conseguido desde la Colaboración y el Asociacionismo, y los Colegios y Asociaciones profesionales tienen un papel fundamental en este diálogo necesario.

Este año, una vez más, la simbiosis perfecta entre el Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos y la Asociación Española de Túneles y Obras Subterráneas, ha hecho posible la edición del número monográfico especial dedicado a los túneles y obras subterráneas, constituyendo un vehículo de transmisión del conocimiento español en la materia de prestigio y reconocimiento.

En este número se han incluido actuaciones muy singulares, como el difícilísimo encaje geométrico y técnico de un nicho en el trasdós de las pantallas laterales de un pozo, para llegada de la tercera línea férrea y desmantelamiento de la EPB, con un fuerte

esviaje sobre la planta principal, o el Proyecto y construcción de la caverna para estacionamiento de trenes en la Línea 2 del Metro de Lima, con unas dimensiones impactantes y un recubrimiento escaso, excavado mediante NATM en un suelo de granulometría uniforme.

También se han incluido artículos de desarrollo teórico y de gran interés, como el Cálculo sísmico de túneles en suelos mediante modelos numéricos avanzados, o el Estado de la tecnología del pipe jacking, Explicación técnica de las principales funciones de los lodos bentoníticos en el proceso de excavación, características y propiedades necesarias que debe de presentar según las tipologías de terreno encontrado durante la excavación, ensayos a realizar para determinar estas propiedades, indicadores de rendimiento y principales problemas que aparecen en los lodos durante el proceso de excavación y lecciones prácticas aprendidas sobre los fluidos de perforación para microtuneladoras tipo hidroescudos en distintos terrenos adversos.

Pero sin duda, esta edición destaca por compartir experiencias constructivas de éxito, como el Túnel de Caldearenas (ejecutado mediante NATM en un macizo con estratificación horizontal y los techos planos asociados), el Túnel del Gudauri (macizo fundamentalmente calcáreo con un gran recubrimiento cuyo principal reto fue los condicionantes logísticos y el dimensionamiento de la ventilación), el Diseño y procedimiento constructivo en un túnel subterráneo en arenas, gravas y arcillas en el metro de Washington DC, un emisario submarino ejecutado mediante la hincas de tubería para la ubicación de gaseoducto en Altamira (México), y el diseño y construcción de un megaproyecto urbano con un total de 18 rozadoras como es el Westconnex Stage 2 en Sidney.

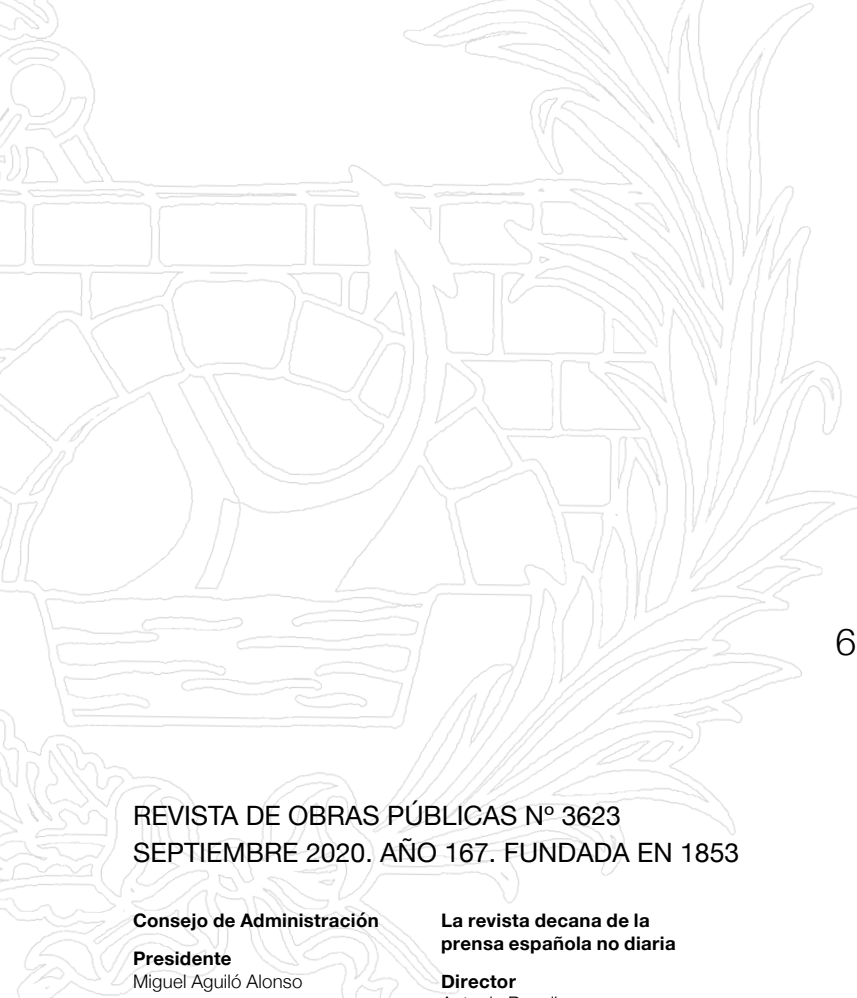
Por último, pero no en último lugar en importancia, hay un interesante artículo que glosa sobre el Plan de mantenimiento estructural de túneles urbanos, aplicado a los Túneles de la M-30.

Espero que el Monográfico sea de su interés y aproveche su lectura. Por nuestra parte, seguiremos trabajando para que la actividad de AETOS, que en esencia es aglutinar el know-how de la ingeniería de túneles española y difundirla por todo el mundo para aumentar su prestigio y reconocimiento. En ese sentido, además de los seminarios que se organizan y de la edición de este monográfico, AETOS dispone de una herramienta muy especial que, desde sus orígenes, fue cuidada con gran mimo por maestros como Carlos Oteo, Davor Simic, Cesar Sagaseta, Jose María Rodríguez, Enrique Fernández, y tantos otros: el Master de AETOS, de gran y reconocida calidad. AETOS ya se estaba preparando para los nuevos tiempos y la reconversión tecnológica que comentábamos al principio, aún antes de la pandemia de COVID-19, pues lleva varios años colaborando con la Universidad a Distancia, impartiendo el Master en modalidad telemática. Invito a los ingenieros jóvenes recién salidos a aumentar sus conocimientos con esta estupenda formación, y a sus empresas a potenciar y facilitar la misma.

Juan Tébar Molinero

Vocal de la Junta Directiva de AETOS

Director de Explotación Ferroviaria de Metro de Madrid S.A.



REVISTA DE OBRAS PÚBLICAS Nº 3623
SEPTIEMBRE 2020. AÑO 167. 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 Berodia
M^a 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
Caminos, Canales y Puertos
Calle Almagro 42
28010 - Madrid

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

Director

Antonio Papell

Redactora jefe

Paula Muñoz

Diseño

Julián Ortega

Maquetación y edición

Diana Prieto

Publicidad

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

Imprime

Gráficas 82

Depósito legal

M-156-1958

ISSN

0034-8619

ISSN electrónico

1695-4408

ROP en internet

<http://ropdigital.ciccp.es>

Suscripciones

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

Monográfico TÚNELES Y OBRAS SUBTERRÁNEAS

- 6 DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UN NICHOS EN EL TRASDÓS DE LAS PANTALLAS LATERALES DE UN POZO PARA LLEGADA DE TERCER TÚNEL Y DESMANTELAMIENTO DE LA EPB
NICOLA DELLA VALLE
FÉLIX DOMÍNGUEZ MAYANS
PATRICIO GARCÍA DE HARO
- 14 CONSTRUCCIÓN DE LA CAVERNA PARA ESTACIONAMIENTO DE TRENES EN LA LÍNEA 2 DEL METRO DE LIMA (PERÚ)
FERNANDO FUNES HURLÉ
BENJAMÍN CELADA TAMAMES
ISIDORO TARDÁGUILA VICENTE
- 26 CÁLCULO SÍSMICO DE TÚNELES MEDIANTE MODELOS NUMÉRICOS AVANZADOS
EDUARDO SALVADOR MARTÍNEZ
- 36 TÚNEL DE CALDEARENAS
RAFAEL LÓPEZ GUARGA
RICARDO PÁRAMO VAQUERO

SUMARIO

- 50 **WESTCONNEX STAGE 2 EN SÍDNEY. DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE UN MEGAPROYECTO URBANO CON 20 ROZADORAS**
JAVIER VARELA GORGOJO
ALEJANDRO SANZ GARROTE
PAZ NAVARRO GANCEDO-RODRÍGUEZ
- 58 **PLAN DE MANTENIMIENTO ESTRUCTURAL DE TÚNELES URBANOS. TÚNELES DE LA M-30**
TOMÁS RIPA ALONSO
NOEMÍ CORRAL MORALEDA
CRISTINA HEREDIA IBÁÑEZ
SONIA SUÁREZ MORENO
SERGIO BARRAL GARCÍA
- 65 **EMISARIO SUBMARINO EJECUTADO MEDIANTE LA HINCA DE TUBERÍA PARA LA UBICACIÓN DE GASEODUCTO (ALTAMIRA, MÉXICO)**
HÉCTOR TRIGAL BÁRCENA
MARCOS PRIETO PAINCEIRA
- 74 **BREVE REPASO DEL ESTADO DE LA TECNOLOGÍA DEL PIPE JACKING. LECCIONES APRENDIDAS SOBRE LOS FLUIDOS DE PERFORACIÓN PARA MICROTUNELADORAS HIDROESCUDOS EN TERRENOS ADVERSOS**
JUAN JOSÉ HOYO RODRÍGUEZ
- 82 **DISEÑO Y PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS EN UN TÚNEL SUBTERRÁNEO EN SUELOS GRANULARES. EL METRO DE WASHINGTON D.C.**
MONTSERRAT RODRÍGUEZ SEGURADO
- 92 **USO DE LODOS BENTONÍTICOS (SLURRY) EN TÚNELES CONSTRUIDOS CON TUNELADORAS TIPO HIDROESCUDO. PRINCIPALES INDICADORES DE RENDIMIENTO (KPI) Y CONTROL DE CALIDAD DE LOS MISMOS**
MANUEL VILLAMIL MILLÁN
- 104 **TÚNEL DE GUDAURI. INFLUENCIA DE LA GEOTECNIA Y DE LAS SOLUCIONES VENTILACIÓN EN EL TRAZADO Y EN EL DISEÑO DEL TÚNEL**
IGNACIO BALSA MARÍN
JAVIER BORJA LÓPEZ
MANUEL CUETO CASO
MIGUEL ÁNGEL FRÍAS
FRANCISCO PERAL ÁLVARO
JESÚS SANCHO CEBRIÁN

Diseño y construcción de un

nicho en el trasdós de las pantallas laterales de un pozo

para llegada de tercer túnel y
desmantelamiento de la EPB

NICOLA
**Della
Valle**

Ingeniero de Minas.
Tunnelconsult Engineering S.L.

FÉLIX
**Domínguez
Mayans**

Ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos.
Tunnelconsult Engineering S.L.

PATRICIO
**García
de Haro**

Ingeniero Geólogo.
Tunnelconsult Engineering S.L.

RESUMEN

En un pozo, al que llegan dos túneles de metro en el cabece-ro, se añade en uno de sus laterales un tercer túnel que llega esviado. Para ello, a las pantallas de 1,20 m de espesor se les practica una abertura de 26,1 m de longitud y 6,1 m de altura. Previamente se han hecho dos tratamientos al bloque de suelo del trasdós, en el que se excava el nicho de llegada de unos 8 m de altura, sección transversal variable y con clave y base empotradas en las pantallas. Además, la excavación se encuentra debajo de una importante autopista de Tel Aviv (Israel).

PALABRAS CLAVE

EPB, nicho, muros pantalla, sostenimiento primario, cemento ultrafino

ABSTRACT

In a shaft, where two subway tunnels reach the headwall, a third arrival tunnel is added to one of its sides. For this, an opening of 26.1 m length and 6.1 m high, is cut in the 1.20 m thick diaphragm walls. Previously, two ground treatments have been done at the extrados block of soil, where an 8 m high arrival niche is excavated. The niche has variable cross section and the invert and crown embedded in the d-walls. In addition, the excavation is located under a major highway of Tel Aviv (Israel).

KEYWORDS

EPB, recess, diaphragm walls, temporary lining, ultrafine cement

transversal del mismo es variable; también la longitudinal, pero en menor medida. La clave y la base del nicho se empujan en las pantallas del pozo.

El nicho tiene como sección un semicírculo. Este semicírculo es una prolongación del túnel (radio interno 3,25 m) y se extiende a través de un techo plano hasta conectar con las pantallas del pozo. La sección transversal del nicho va disminuyendo su anchura, según el avance y desde el cale hasta aflorar en el interior del recinto apantallado del pozo. La altura es constante hasta que el eje de vía atraviesa el muro del pozo; a partir de ese punto se va reduciendo.

Las medidas de la sección de excavación son 8,45 m de ancho y 8,15 m de altura, en la sección más amplia. La sección más pequeña tiene 2,05 m de ancho y 7,45 m de altura. La base de excavación se encuentra 2,20 m por debajo del eje de vía, siendo la distancia entre eje de vía y eje de túnel 1,65 m.

La excavación del nicho se proyecta de tipo convencional en mina, por fases (avance, destroza y contrabóveda), y con equipos adecuados a las circunstancias y dimensiones. Para ello se diseña un sostenimiento primario y un revestimiento definitivo estructural.

El sostenimiento temporal consiste en 40 cm de hormigón proyectado con dos capas de mallazo. Sobre este sostenimiento se instala una membrana impermeabilizante, y un revestimiento definitivo de 60 cm de hormigón armado.

A efectos de diseño del sostenimiento definitivo, según requisito de contrato, debía considerarse el sostenimiento primario de HP como no existente, por motivos de durabilidad. Por tanto, el límite de excavación se sitúa a más de un metro de la cara expuesta definitiva.

Tratamientos realizados

Para poder realizar la excavación del nicho en los materiales arenosos de la zona, y bajo el nivel freático (situado en el momento de la construcción aproximadamente a eje de túnel), en el proyecto original se había previsto un tratamiento de *jet-grouting* abarcando toda la zona de influencia del mismo.

Dicho proyecto sólo contemplaba el nicho desde un punto de vista geométrico, no incluyendo la solución de detalle ni el proceso constructivo necesario para el mismo; el proyecto de toda la línea de metro iba a ser objeto de una licitación del tipo Proyecto y Obra.

Como se ha dicho, el cale de la EPB se realizaría en el nicho construido al efecto, pero por temas de cronograma, dicho cale se realizaba antes de construir el revestimiento definitivo del nicho, es decir, sólo con el sostenimiento temporal. El

cale, además, iba seguido de otras actividades (desmontaje de la EPB, impermeabilización, colocación del sistema de drenaje que venía del túnel, etc.) por lo que el sostenimiento primario de hormigón proyectado debía funcionar como único sostenimiento durante varios meses. La excavación y sostenimiento temporal se revelaban como la fase más comprometida en la construcción del nicho y recuperación de la tuneladora.

Para poder realizar el diseño adecuadamente, y ante la falta de información precisa sobre el tratamiento de *jet-grouting* que se había realizado desde superficie algunos años antes, se procedió a la extracción de testigos del mismo para su ensayo. Durante tales trabajos de verificación se constató una deficiente ejecución del tratamiento, apareciendo varias zonas sin tratar y abundante presencia de agua en el conjunto del bloque. La irregularidad del bloque de jet (zonas muy cementadas frente a otras donde no se encontraba tratamiento) no hacía segura la excavación del nicho.

Por tanto, se procedió a diseñar un tratamiento para consolidar todo el bloque y mejorar sus propiedades geomecánicas. Dicho tratamiento debía hacerse desde el interior del pozo por ser inexistente el espacio disponible en superficie. Dadas las condiciones, se consideró como técnica a emplear las inyecciones de impregnación. A la vista de los materiales a tratar (arenas finas sueltas, arenas cementadas de forma natural y zonas cementadas por *jet-grouting*), parcialmente bajo nivel freático (entraban en juego condicionantes medioambientales ligados al acuífero), se consideraron lechadas a base de cemento ultrafino. Se seleccionó entre los ultrafinos disponibles en el mercado local el de mejores prestaciones ($D_{100} \leq 6 \mu\text{m}$), que ya se había utilizado con buen resultado, para la construcción de las galerías transversales de evacuación entre túneles.



Fig. 2_ Pantalla del pozo con las válvulas de inyección

El volumen necesario a consolidar fueron aproximadamente 5500 m³. La inyección se hizo a través de 147 puntos de inyección instalados en la pantalla lateral del pozo: Inicialmente estaba previsto utilizar tubos manguito, pero el contratista cambió el procedimiento de inyección. Se perforaba, obturaba en la pantalla y se inyectaba por tramos de 1-1,5 m; se realizaron 2950 obturaciones. La longitud total perforada para ello fue de 1420 m. Se utilizaron para esta fase de los trabajos 940 m³ de lechada.

Tras la inyección se perforaron 11 sondeos para extracción de testigos para el análisis de la calidad del bloque reinyectado y nueva evaluación de presencia de agua. Los ensayos de compresión simple mostraron un rango amplio de valores (entre 3,6 y 22,5 MPa), pero siempre por encima del requisito mínimo de diseño (2 MPa).



Fig. 3_ Tramos de jet grouting y de arenas inyectadas con ultrafino (más oscuros en la foto)

Primer corte de la pantalla

Verificada nuevamente la calidad del bloque, se procedió a realizar el primer corte en los muros pantalla del pozo para poder iniciar la excavación del nicho. Esta primera ventana de acceso tenía unas dimensiones de 6,1 x 2,5 m (ancho x alto).

Los muros pantalla del pozo tienen un espesor de 1,20 m y disponen de un armado importante (el armado principal son dos fibras de Ø36/200mm y el secundario Ø16/200mm) por lo que su corte no era sencillo. La ventana se dividió en cuatro bloques para poder manejar los mismos con seguridad; cada uno de estos bloques tenía unas 11,5 t de peso y sólo podían manejarse desde la cara libre expuesta al pozo.

Para facilitar el corte, se avanzó parte del mismo con disco diamantado, unos 70 cm de profundidad; el resto de espesor de pantalla se recortó a base de hacer taladros tipo Hilti.



Fig. 4_ Bloques resultantes del primer corte en la pantalla

Una vez accesible el trasdós de la pantalla, antes de iniciar la excavación, nuevos taladros de comprobación fueron realizados para asegurar la no presencia de agua.

Excavación y sostenimiento temporal del nicho

Comprobada la estabilidad en el trasdós, y sin presencia de agua, se procedió a la excavación de la galería.

Dicha excavación se hace en dos direcciones: avance de frente (perpendicular a la pantalla) y después hacia los laterales. Como se ha comentado la sección se dividió en tres fases.

Después de cada avance se instala el sostenimiento temporal. Éste consiste en dos capas de 20 cm de hormigón proyectado C25/30, cada una con mallazo Ø12/200x200. Para facilitar la colocación de las mallas, en la mitad superior de la sección se instalan bulones de 1 m de longitud, provistos de placa, y separados cada 2,5 m al tresbolillo. El sostenimiento temporal se diseñó para estar empotrado en la pantalla del pozo mediante barras Ø16/200mm.

Todo avance requiere de sellado posterior del frente con hormigón proyectado. Se taladra antes de cada nuevo avance para analizar la calidad del bloque y la presencia de agua. En alguna zona hubo que reinyectar para reforzar el bloque de tratamiento, sobretodo en pases debajo del nivel freático.

Como se ha dicho, en las primeras fases se excava en sentido perpendicular a la ventana abierta en la pantalla del pozo. Se realizan avances de 1,5-2 m en una sección de 3,5 m de altura hasta que la excavación llega a su límite (aproximadamente 5,90 m de fondo desde el trasdós de las pantallas).

Dada la altura a la que se ubica la ventana, los primeros compases de la excavación se realizan con martillo hidráulico y

con la retroexcavadora situada en el pozo. Con los escombros de la excavación se fue construyendo una rampa de acceso desde la losa del pozo hasta la ventana. Una vez construida la rampa, la excavación del nicho se hace con martillo hidráulico montado en miniexcavadora, para adaptarse a la altura libre de las fases establecidas.

A continuación, se agranda la abertura de la ventana por su parte inferior en 3 m adicionales de altura. La ventana resultante (6,13 m x 6,5 m) se utilizará para la extracción de material durante la excavación de todo el nicho. La excavación prosigue en fase de destroza con pases de 1,5 m de longitud y 2 m de altura.

Tras excavar el trasdós de la ventana, cambia la dirección de excavación hacia los lados. La destroza pasa a hacerse con un desfase de dos avances, esto es, 3-4 m por detrás.

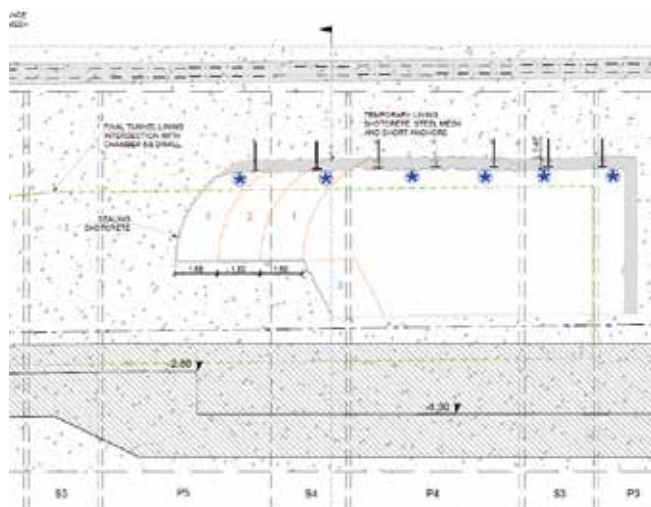


Fig. 5_ Fases de excavación del proyecto y su ejecución en obra



Fig 6_ Excavación completada del nicho antes de corte definitivo de pantalla

Para la materialización del proyecto se realizó también un diseño de auscultación que cubría todas las fases del mismo: tratamientos del terreno, abertura y corte de pantallas, excavación y sostenimiento. Se ausculta la estructura del pozo existente (losa de fondo, puntales...), en superficie (autopista), nivel piezométrico y la propia estabilidad de la sección en mina durante la excavación. Durante toda la obra sólo se registran variaciones en el nivel freático; ninguna deformación.

Corte definitivo de la pantalla

Acabado el nicho, se procede a cortar el resto de la pantalla. La ventana definitiva tiene una longitud de 26,13 m y una altura variable desde 6,15 m en el extremo sur hasta los 5,18 m en el extremo norte.

Se realiza un primer corte con hilo de diamante, siguiendo la línea de contorno superior y lateral de la abertura definitiva. Después, se procede a demoler con martillo hidráulico los módulos de pantalla recortados, para finalmente cortar con oxicorte la armadura expuesta tras la demolición.





Figs. 7a y 7b_ Corte de la pantalla

Llegada de la EPB para su desmantelamiento

En paralelo a la construcción del nicho, la EPB fue avanzando por su eje. Excavado el nicho y cortada la ventana final, se procede a la reinyección del lateral Sur del nicho, al que debe llegar la EPB. Esta zona se encontraba al límite del primer bloque de *jet-grouting* realizado previo al proyecto, pero fuera de alcance desde el pozo, por lo que no pudo ser objeto de mejora a la vez que se realizó el tratamiento de inyecciones. Por tanto, las inyecciones de consolidación se realizaron desde el mismo nicho, una vez excavado.

Dadas las dimensiones del nicho y para asegurar que no hubiera ningún desprendimiento ni entrada de escombros que pudiera afectar en superficie, la EPB no realiza un cale propiamente en el nicho. La parada de la EPB se produce cuando la rueda de corte se encuentra a 80 cm del muro sur del nicho.

Una vez la EPB llega a su posición final, desde el interior del escudo de la propia máquina se realizan inyecciones para consolidar el terreno a su alrededor. De esta manera se evitan filtraciones de agua con posible arrastre de finos.

Asegurada la estanqueidad en todo el contorno de la EPB, se procede, desde el nicho, a la excavación que liberará y dejará accesible para su desmontaje la rueda de corte. A medida que se excava alrededor de la rueda se va instalando un sostenimiento temporal con las mismas características del sostenimiento instalado en el nicho.

Una vez la rueda de corte es descubierta en su totalidad, se procede al troceado de la misma; las dimensiones de la ventana en la pantalla, hacen necesario trocear la rueda para poder sacarla del nicho. Los trozos se extraen, con ayuda del brazo de una giratoria, desde el interior del pozo.



Fig 8_ Excavación para acceder a la cabeza de corte de la EPB

Posteriormente, el interior del escudo es desmantelado hasta dejar únicamente la camisa de acero, que quedará pérdida. La mayoría de las piezas del escudo se sacan por el propio túnel hacia atrás, hasta el pozo desde donde fue lanzada la EPB. El accionamiento se queda en el túnel hasta completar el nicho y sacarlo por el pozo.



Fig 9_ Membrana de impermeabilización y armado en nicho y escudo de EPB. Accionamiento de la TBM al final

Impermeabilización y revestimiento permanente

Desmantelada la EPB, se instala una membrana impermeabilizante de 2 mm de espesor protegida con geotextil. La membrana se prolonga por la zona del escudo abandonado. Para poder instalar fácilmente la lámina sobre el escudo se aplica previamente una capa de 5 cm de hormigón proyectado, a la que se fija la lámina.

Aunque el nivel freático se sitúa en el eje del nicho, la impermeabilización debe extenderse a toda la superficie del sostenimiento temporal. La durabilidad de las estructuras definitivas debe garantizarse para una vida útil de cien años. En los límites del nicho (contacto entre éste y el trasdós de las pantallas) se instala un sistema a base de tubos de inyección para sellar el borde de la membrana.

El revestimiento definitivo del nicho se diseñó de hormigón armado con un espesor de 60 cm. Como condición de carga adicional, se debe diseñar la estructura considerando el nivel freático a largo plazo, situado 8 m por encima de su posición actual, resultando el nivel freático de diseño por encima de la clave.

El armado principal de la sección está formado por dos capas de $\varnothing 18/100$ mm. El armado longitudinal lo forman dos capas $\varnothing 12/200$ mm y la armadura radial es a base de $\varnothing 8/200 \times 200$ mm. La estructura final del nicho también se diseñó para estar empotrada a las pantallas del pozo. En la parte inferior se conectan ambas estructuras mediante barras $\varnothing 20/100$ mm. Sin embargo, la conexión al pozo del techo del sostenimiento definitivo se hace en una fase posterior, en la que se completa la estructura interior del pozo, por lo que se dejan esperas ($\varnothing 25/150$ mm) para el hormigonado junto con la caja interior.

Al revestimiento del nicho se le da continuidad a través del escudo, donde el espesor medio es de 35 cm, hasta el encuentro con el último anillo de dovelas instalado en el túnel (ubicado dentro del escudo). Para el diseño de este revestimiento tampoco se tiene en cuenta la existencia del escudo perdido de la EPB, por los requisitos de durabilidad.

El encofrado se diseñó específicamente para seguir la particular geometría y el nicho se hormigonó en varias puestas.

Para asegurar la impermeabilización de las juntas se utilizaron *waterstop*, y entre estructuras (nicho y pantallas) se colocaron cordones hidroexpansivos entre las dos capas de anclaje del revestimiento final a las pantallas.



Fig 10_ Instalación de módulos encofrado

3 Conclusión

Encuadrado en el proyecto constructivo de una línea de metro, se ha explicado un caso particular de construcción subterránea, diferente en algunos aspectos a las excavaciones subterráneas convencionales.

La construcción de la galería de conexión entre túnel y pozo ha tenido algunas singularidades. Destacar la necesidad de tener que consolidar un tratamiento ya existente, debido a las irregularidades que presentaba. Resaltar el proceso de corte de las pantallas laterales de un pozo, así como las verificaciones estructurales necesarias para asegurar la estabilidad del mismo. Son también singularidades del proyecto la excavación para ir a buscar la EPB, en lugar de un cale, o dejar el escudo de la EPB perdido y utilizarlo como sostenimiento temporal hasta la construcción del revestimiento permanente en su interior.

Las soluciones y métodos utilizados han tenido que adaptarse a las circunstancias, características específicas y condiciones de contorno del proyecto. A pesar de ello, el proyecto ha podido concluirse según lo previsto. 📍

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

Construcción de la caverna para estacionamiento de trenes

en la línea 2 del metro de Lima (Perú)

FERNANDO

Funes
Hurlé

Consortio Constructor M2 Lima (CCM2L)

BENJAMÍN

Celada
Tamames

Geocontrol, S.A.

ISIDORO

Tardáguila
Vicente

Geocontrol, S.A.

RESUMEN

En este artículo se presenta el proyecto y la construcción de una caverna destinada al estacionamiento de trenes de la L-2 del Metro de Lima.

El Consorcio Constructor M2 Lima (CCM2L) encargó a Geocontrol el proyecto y el control de la construcción de esta caverna, que fue construida por la empresa española Obras Subterráneas, S.A. empleando el método de la Bóveda Auto Portante; desarrollado por Geocontrol para construir cavernas en suelos.

PALABRAS CLAVE

Línea 2 Metro Lima, cavernas en suelos, Diseño Estructural Activo (DEA), convergencia, subsidencia, método Secuencial

ABSTRACT

This article describes the design and construction of a cavern in Line 2 of Lima's Subway for rolling stock parking purposes.

The Construction Consortium M2 Lima (CCM2L) commissioned Geocontrol the design and construction site supervision of this cavern, which was constructed by the Spanish company Obras Subterráneas, S.A., by means of the Self-Supported Vault method developed by Geocontrol for caverns in soil.

KEYWORDS

Subway Lima, Line 2, Caverns in soils, Active structural design methodology (DEA), Convergence, Subsidence, Sequential Method

1

Introducción

Lima tiene una población de 8,5 millones de habitantes y un problema muy importante de movilidad; pues no dispone de un transporte masivo de personas subterráneo. Desde 2011 está funcionando en Lima la Línea 1; que está constituida por un ferrocarril elevado con 34,6 km de longitud y 26 estaciones y está operada en régimen de concesión.

En la actualidad se está construyendo la Línea 2, cuyo trazado se muestra en la figura 1.a, para operar totalmente en subterráneo a lo largo de 26,8 km de longitud; también en régimen de concesión. El presupuesto de este megaproyecto es de 5.400 millones de dólares USA.

La Línea 2 se inicia en el Puerto de El Callao y se desarrolla hacia el Este, paralela al río Rímac, finalizando en la Estación de ATE; entre esta estación y la de San Juan de Dios, la L-2 se está

construyendo con el Método Secuencial, mientras que el tramo entre la estación San Juan de Dios y El Callao se construirá con tuneladora.

Un elemento significativo de la L-2 es la Caverna para el estacionamiento de trenes que, con una longitud de 301,8 m y una sección transversal de 178,8 m², se ha construido al este de la Estación San Juan de Dios; dentro del tramo que se construye con el Método Secuencial. Hay que destacar que esta caverna tiene una anchura de 19,3 m, una altura de 11,5 m y se ha construido bajo la Autopista Central de Lima con un recubrimiento de sólo 20 m, que representa el 104 % de la anchura excavada.

2

Diseño de la caverna

La caverna para estacionamiento de trenes de la L-2 fue diseñada por Geocontrol S.A., por encargo del Consorcio Constructor M2 Lima (CCM2L); con las características y metodología

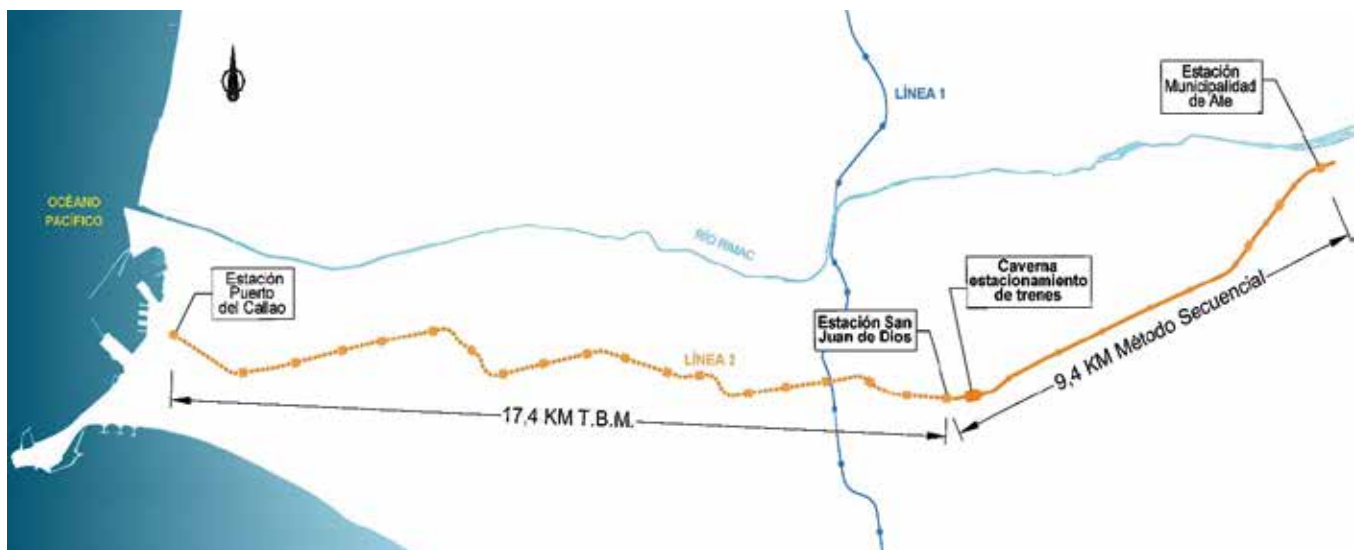


Fig. 1.a_ Línea 2 del Metro de Lima

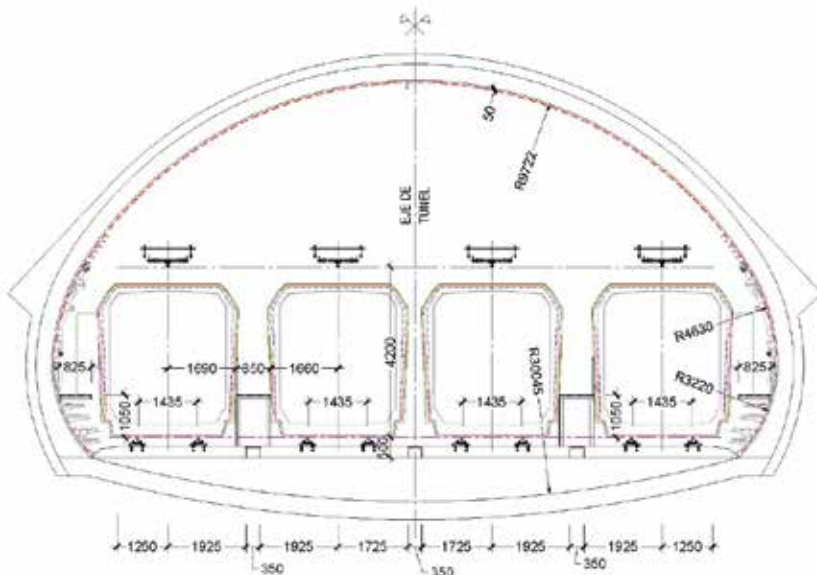


Fig. 2.1.a_ Sección funcional de la caverna



Fig. 2.2.a_ Conglomerados de Lima

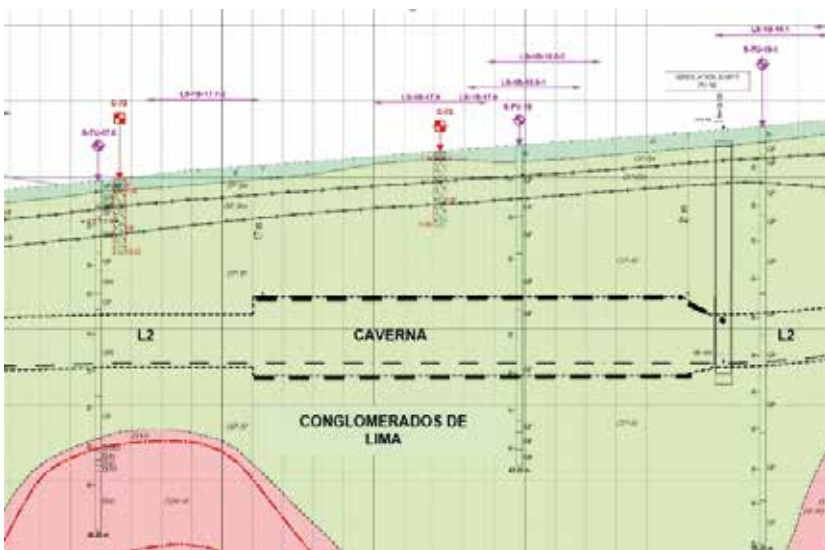


Fig. 2.2.b_ Perfil geotécnico longitudinal de la caverna

que se presentan en los apartados siguientes.

2.1. Sección funcional

En la figura 2.1.a se muestra la sección funcional de la caverna; que dispone de cuatro vías para estacionamiento de trenes y cuatro pasillos para el tránsito de los operarios.

2.2. Terrenos a excavar

La caverna ha sido construida en un único terreno denominado Conglomerados de Lima, caracterizado por tener una granulometría bastante uniforme desde bolos hasta arcillas, con un contenido en finos comprendido entre el 2 % y el 4 %. Eventualmente en estos conglomerados aparecen bloques de roca cuyas dimensiones pueden superar los 100 cm.

En la fotografía 2.2.a se muestra el aspecto de estos terrenos, en un frente de la fase de avance de la caverna.

En la figura 2.2.b se muestra el perfil geotécnico longitudinal, por el eje de la caverna; que fue preparado, en la fase de diseño, tras interpretar tres sondeos y cinco perfiles de sísmica de refracción.

Las propiedades geotécnicas de los Conglomerados de Lima adoptadas para proyectar esta caverna fueron las siguientes:

Cohesión	32 KPa
Ángulo de fricción	39°
Módulo de deformación	366 MPa
Coefficiente de Poisson	0,3

Hay que resaltar que el nivel freático se encuentra muy por debajo de la rasante de la caverna, por lo cual toda la excavación se realizó en ausencia de agua.

2.3. Método constructivo

La construcción de la caverna se inició desde el Pozo de Ventilación nº 19

excavando hacia la Estación San Juan de Dios, que está situada a su oeste; tal como se muestra en la figura 2.3.a.

La construcción de esta caverna se ha planteado con el método de la Bóveda Autoportante, BAP; puesto a punto por Geocontrol para construir excavaciones subterráneas en suelos con grandes secciones de excavación.

Este método se basa en ejecutar la excavación de la bóveda en dos fases, construyendo un tabique intermedio que luego se demuele, y en colocar el sostenimiento secundario cerca del sostenimiento primario a fin de que ambos formen una bóveda de hormigón que sea capaz de soportar todo el peso de los terrenos hasta la superficie.

La estructura de la bóveda se apoya en dos grandes patas de elefante para impedir su hincamiento en el terreno; esto permite realizar la excavación de la destroza en una sola fase, con lo cual se obtienen rendimientos muy elevados.

En la figura 2.3.b se muestra un esquema con las distintas fases constructivas del método de la BAP aplicado en la construcción de esta caverna.

2.4. Dimensionado del sostenimiento

El dimensionado del sostenimiento se realizó aplicando la metodología del DEA, que ha sido puesta a punto por Geocontrol a lo largo de tres décadas y que puede ser empleada en el diseño de todo tipo de túneles. Celada, B. y Bieniawski, Z.T. (2019).

La metodología DEA está estructurada en las tres fases siguientes:

- Fase I. Caracterización del Terreno. Tiene por objeto minimizar los riesgos geológicos y valorar, lo mejor posible, el comportamiento tenso-deformacional de los terrenos.

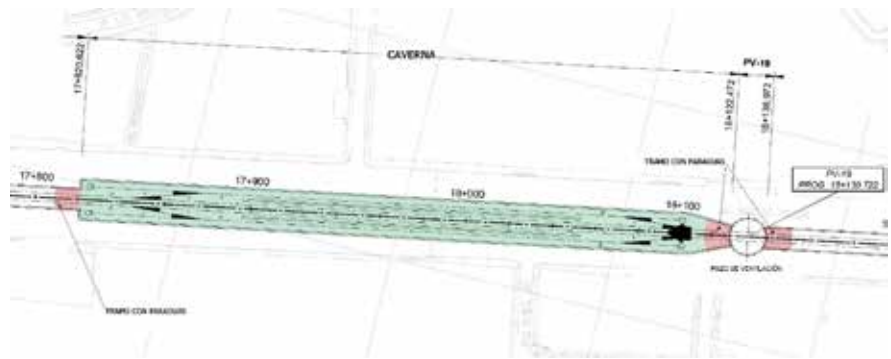


Fig. 2.3.a_ Ubicación de la caverna

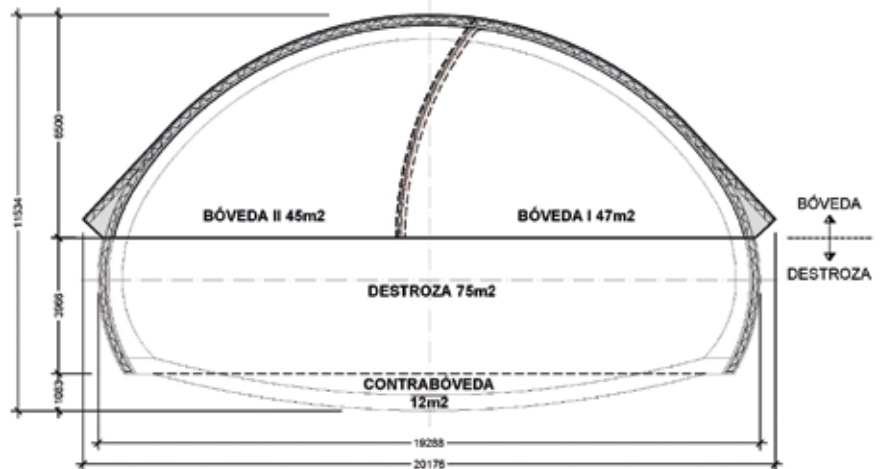


Fig. 2.3.b_ Fases para la construcción de la caverna de la L-2

- Fase II. Diseño Estructural. Tiene por objeto seleccionar el método constructivo, definir las Secciones Tipo de Sostenimiento, minimizar los riesgos de Diseño y estimar los movimientos del terreno durante la construcción.

- Fase III. Ingeniería durante la Construcción. Tiene por objeto resolver los problemas constructivos que se presentan durante la obra, medir los movimientos del terreno para comprobar la bondad de los cálculos realizados y, en su caso, optimizar el proceso constructivo del Túnel y Galerías; aprovechando el comportamiento real del terreno excavado.

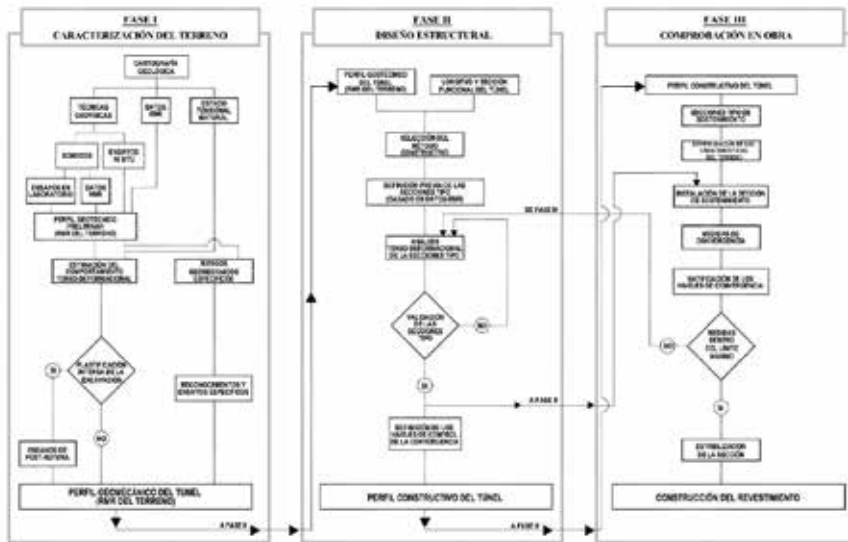


Fig. 2.4.a_ Flujoograma para la aplicación del DEA

En la figura 2.4.a se muestra el diagrama de flujo para la aplicación del DEA.

En esencia, la metodología DEA utiliza las etapas de Caracterización del Terreno y de Diseño Estructural y aplica el método observacional para retroalimentar el Diseño Estructural durante la construcción del túnel.

Un ejemplo relevante de la aplicación del DEA lo ha constituido el diseño y la construcción de los 16,5 km de la Línea 6 del Metro de Santiago, donde el DEA ha sido decisivo en el incremento de los rendimientos que se lograron en la construcción de esta Línea, Celada et al. (2015 y 2016).

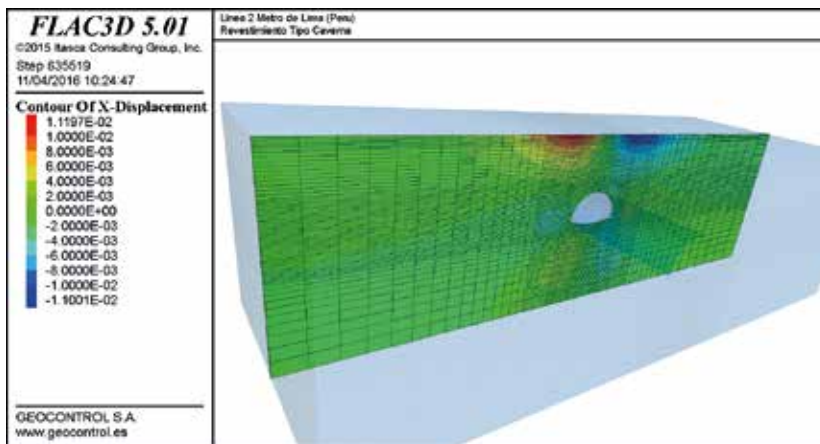


Fig. 2.4.b_ Movimientos verticales del terreno tras construir la caverna

En este caso, los cálculos tenso-deformacionales fueron hechos resolviendo modelos geomecánicos 3D con el programa FLAC 3D haciendo cálculos secuenciales para modelizar todas las fases de excavación. En la figura 2.4.b, que muestra la distribución de los movimientos vertical del terreno cuando la caverna de la L-2 ya está construida, se aprecia que el máximo ascenso de la solera de la caverna es de 3,58 cm y que el máximo descenso en la bóveda es de 2,6 cm.

Dada la homogeneidad de los terrenos a excavar solo se definió una Sección Tipo, que es la que se muestra en la figura 2.4.c.

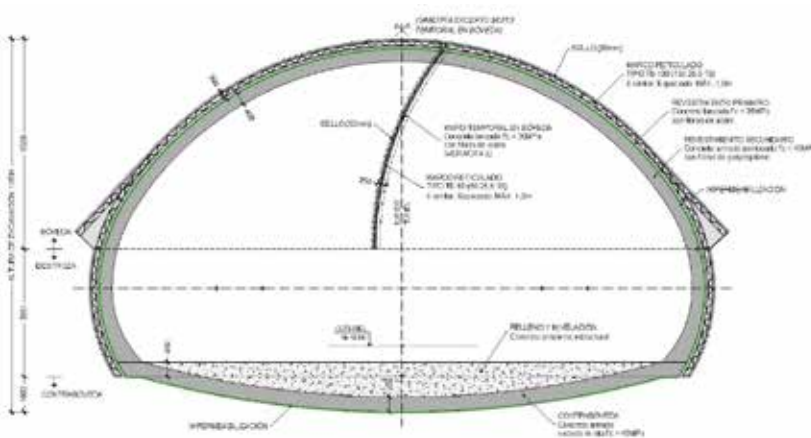


Fig. 2.4.c_ Sección tipo de sostenimiento

3 Construcción de la caverna

El Consorcio CCM2L encargó a la empresa española Obras Subterráneas S.A. la construcción de la caverna que debía permitir el estacionamiento de los trenes de la L-2, para lo cual se emplearon los medios y se obtuvieron los resultados que se indican a continuación.

3.1. Equipos empleados

Para la excavación se empleó una retroexcavadora Volvo EC 220 DL equi-

pada con una herramienta específica para excavar los conglomerados minimizando las sobreexcavaciones, como se muestra en la fotografía 3.1.a.

El terreno excavado se cargaba con una pala Volvo L120F a camiones convencionales que podrían transportar hasta 15t del terreno excavado; en la Fotografía 3.1.b se muestran la retroexcavadora y la pala cargadora utilizadas.

La proyección de hormigón se realizó con un robot Putzmeister SPMT 500 WETKRET, cuya capacidad de proyección se limitó entre 6 y 8 m³/h; limitada para no degradar los conglomerados. En la imagen 3.1.c se muestra una instantánea de la proyección de hormigón.

3.2. Rendimientos obtenidos

En la tabla 3.2.a se resumen los rendimientos obtenidos durante la construcción de la caverna de la L-2, considerando las tres fases de excavación: Avance, Destroza y Contrabóveda, mostrados en la figura 2.3.b.

La excavación y colocación del sostenimiento, primario y secundario, se realizaron en 352 días; lo cual supone un rendimiento de 0,85 m/día, que es muy bueno dadas las grandes dimensiones de la caverna.

Una vez finalizadas la excavación y el sostenimiento de la caverna, se inició la colocación de la impermeabilización y la ejecución del revestimiento, a base de hormigón armado con un espesor de 30 cm.

Estas tareas se han visto afectadas por el COVID-19 y, tal y como se indica en la tabla 3.2.b, todavía no se han finalizado.

Hay que resaltar que las tareas de impermeabilización, revestimiento de la contrabóveda y construcción del murete guía han supuesto 198 días de trabajo; lo cual supone el 56 % del tiempo dedicado a la excavación y sostenimiento de la caverna.



Fig. 3.1.a_ Herramientas para excavar los conglomerados de la L-2



Fig. 3.1.b_ Vista de la retroexcavadora y de la pala utilizada



Fig. 3.1.c_ Proyección de *shotcrete* a 6 bar de presión de aire y caudal de proyección de hormigón de 6 m³/h

Fase de excavación	Duración (días)	Longitud (m)	Rendimiento (m/d)
Avance (Fases I +II)	147	301	2,05
Destroza	92	301	3,27
Contrabóveda	113	301	2,66
Total Excavación + Sostenimiento	352	301	0,85

Tabla 3.2.a_ Rendimientos obtenidos en la excavación y sostenimiento de la Caverna L-2

Tarea	Inicio	Fin	Duración (días)	Longitud (m)	Rendimiento (m/día)
Impermeabilización	27.08.2019	11.02.2020	168	301	1,79
Revestimiento Contrabóveda	27.08.2019	18.01.2020	144	301	2,08
Murete guía	26.09.2019	12.03.2020	154	301	1,95
Revestimiento Bóveda	7.11.2019	Parado por COVID-19, cuando se habían ejecutado 220 m			
Total impermeabilización, revestimiento de contrabóveda y murete guía			198	301	1,52

Tabla 3.2.b_ Rendimientos en la impermeabilización y revestimiento parcial

En las fotografías 3.2.b y 3.2.c se muestran sendas vistas de la construcción de la contrabóveda armada y del hormigón de revestimiento.

3.3. Incidencias durante la construcción

Durante la construcción de la caverna de la L-2 no se produjeron incidencias importantes, salvo las sobreexcavaciones producidas en los Conglomerados; generadas durante la propia excavación y durante la proyección del hormigón.

Los Conglomerados de Lima son terrenos sedimentarios granulares depositados en ríos con caudales irregulares y con alta turbulencia, cuyos cauces se van rellorando con bolos, gravas y gravillas con escasa matriz areno-arcillosa. Estos conglomerados, localmente, incluyen intercalaciones de niveles lenticulares tanto de arenas y limos como de gravas sin matriz.

Adicionalmente, como consecuencia de la fuerte actividad sísmica en la zona, es posible que estos conglomerados hayan sufrido un proceso de compactación que haya mejorado su cohesión.

En cualquier caso; los Conglomerados de Lima permiten excavar frentes estables, como el que se muestra en la fotografía 2.2.a, pero en ellos se pueden producir sobreexcavaciones importantes si los procedimientos de excavación y proyección de hormigón son innecesariamente agresivos.

Hay que tener presente que estas sobreexcavaciones no crean problemas de inestabilidad, ya que como se ha indicado las excavaciones de estos terrenos son autoestables; pero implican un consumo excesivo de hormigón proyectado, que no tiene utilidad y debe ser minimizado.

Para minimizar las sobreexcavaciones durante la excavación, la empresa constructora, Obras Subterráneas, puso a punto la herramienta que se ha mostrado en la fotografía 3.1.a; lo



Fig. 3.2.b_ Construcción de la contrabóveda armada



Fig. 3.2.c_ Ejecución del revestimiento de hormigón armado



Fig. 3.3.a_ Control topográfico del perfil de excavación

cual con un control topográfico intensivo del perfil de excavación durante el proceso de excavación, permitió reducir las sobreexcavaciones en un 90 %. En la fotografía 3.3.a se muestra una instantánea del control topográfico durante la excavación.

Al proyectar hormigón, cuando la tobera de proyección se posiciona muy cerca del terreno, la velocidad del impacto del hormigón también puede producir sobreexcavaciones importantes.

Estas sobreexcavaciones se minimizaron limitando la presión de proyección a 6 bar; lo cual hizo que el rendimiento real de proyección bajara hasta situarse entre 6 y 8 m³/h.

4 Ingeniería durante la construcción

La Ingeniería durante la construcción constituye la Fase III del DEA, que ha sido presentado en el apartado 2.4, y su objeto se concreta en comparar los movimientos reales del terreno durante la construcción con los que se han previsto en el proyecto.

Adicionalmente, la Ingeniería durante la construcción debe hacer frente a los problemas que se presentan durante la construcción, proporcionando soluciones seguras y eficaces.

A continuación, se presenta la metodología aplicada en la construcción de la caverna de la L-2 en la fase de Ingeniería durante la construcción y los resultados obtenidos.

4.1. Metodología aplicada

La metodología aplicada para llevar a cabo la Ingeniería durante la construcción es la correspondiente a la Fase III del DEA, que ha sido descrita en el apartado 2.4.

De acuerdo con lo anterior, la metodología a seguir se basa en comprobar

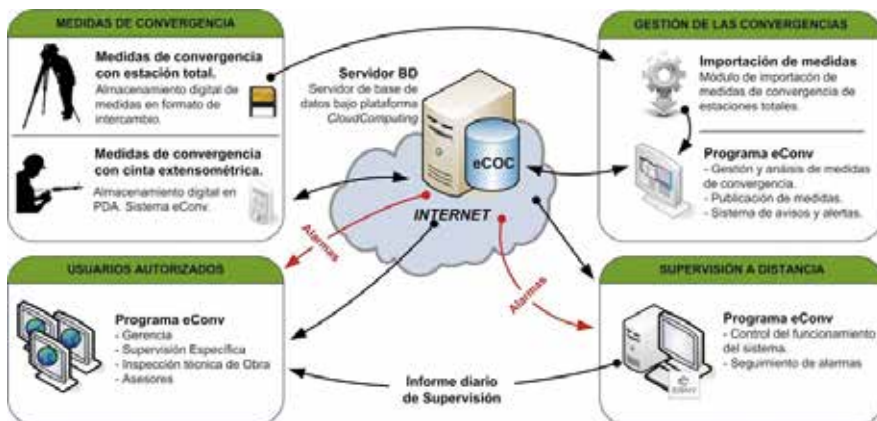


Fig. 4.2.a_ Funcionamiento del Sistema e-CONV

con la ayuda del Sistema e-CONV; cuyo funcionamiento se muestra en la figura 4.2.a.

El sistema e-CONV admite medidas con cinta extensométrica y de estaciones totales; que, vía internet, son enviadas a un servidor que las procesa, las representa y las analiza de acuerdo a unos criterios previamente establecidos del nivel de convergencia y evolución. Este análisis concluye definiendo para cada estación su estado ya sea estable, evolución normal, alerta o alarma.

Si se superan los umbrales, previamente establecidos para cada tramo de túnel, el Sistema e-CONV emite unos avisos de alerta o alarma, según la severidad del exceso.

Otra característica muy importante del Sistema e-CONV es que diariamente un Supervisor, ubicado en la oficina central de Geocontrol, inspeccionaba el funcionamiento del Sistema y para cerciorarse que se cumplía la frecuencia de medidas establecida en el Plan de auscultación y, en su caso, las acciones derivadas de los estados de alerta o alarma. Para concretar esta supervisión, diariamente emitía un informe, como el que se reproduce en la figura 4.2.b que se envía al Director de Obra, a los responsables de control del túnel y a las personas que designe el Director de Obra.

LÍNEA 2 METRO LIMA – ETAPA 1A INFORME DIARIO DE CONTROL DE CONVERGENCIAS Y NIVELACIONES FECHA: 09/08/2016							
1.- Estaciones controladas a la fecha:							
Estaciones de convergencia y nivelación controladas:	339 (C = 170 / N = 169)						
Longitud acumulada de túnel construida a fecha 09/08/2016	3.709 m						
Distancia media entre estaciones convergencia y nivelación:	22 m						
2.- Criterios de control:							
2.1.- Nivel de convergencia:	2.2.- Velocidad de convergencia:						
Nivel de convergencia	Criterio	Evolución de la estabilidad	Criterio				
N I	Convergencia medida/Convergencia prevista < 70%	Estable	$V_i < 0,1 \text{ mm/día}$ y $A < 0,1 \text{ mm/día}^2$				
N II	$70\% < \text{Convergencia medida/Convergencia prevista} < 100\%$	Evolución normal	$V_i > 1 \text{ mm/día}$ y $A < 0 \text{ mm/día}^2$				
N III	Convergencia medida/Convergencia prevista $\geq 100\%$	Previsión	$V_i > 1 \text{ mm/día}$				
		Alerta	$V_i > 1 \text{ mm/día}$ y $A > 0 \text{ mm/día}^2$				
3.- Distribución de las estaciones controladas:							
3.1.- Según su nivel de convergencia:							
	N I	N II	N III	TOTAL			
N° Estaciones	339	0	0	339			
3.2.- Según la velocidad de convergencia:							
	Estable	Evolución Normal	Previsión	Alerta	TOTAL		
N° Estaciones	72	253	4	0	329		
4.- Detalle de las estaciones con evolución no normal respecto a la lectura anterior:							
Poco	Ataque	Estación	Medida	Fecha última medida	Valor (mm)	Nivel de convergencia	Evolución de la estabilidad
PV-21	Lado Ate	P21A21306N	Nivelación	09/08/2016	0,2	N I	Previsión
PV-22	Lado Ate	P22A22344N	Nivelación	09/08/2016	0,7	N I	Previsión
PV-23	Lado Ate	P23A23941C	Convergencia	09/08/2016	2,6	N I	Previsión
PV-23	Lado Ate	P23A23242C	Convergencia	09/08/2016	-0,5	N I	Previsión
5.- Recomendaciones:							

Fig. 4.2.b_ Informe diario emitido por el supervisor de e-CONV

4.3. Resultado de las medidas de control

En la figura 4.3.a se muestran los valores de la convergencia y descenso de la clave en las 14 estaciones de medida instaladas en la caverna.

El máximo descenso de la clave se midió en la parte central de la caverna, alcanzando 18,7 mm; cifra que representa el 72 % del valor máximo calculado. En los extremos de la caverna el descenso de la clave medido fue bastante menor, debido al efecto de los bordes de la excavación, y los valores medidos eran del orden de los 10 mm.

En la figura 4.3.b se muestra la cubeta de la subsidencia del terreno sobre la caverna, que ha sido dibujada en base a los resultados obtenidos en las nivelaciones de los 7 perfiles de control colocados.

La máxima subsidencia medida ha sido del orden de 9 mm; lo cual representa solo el 24 % de la subsidencia máxima calculada que era de 38 mm.

Esto indica que el módulo de deformación real del terreno es mucho mayor que los 36 MPa considerado en los cálculos.

5 Conclusiones

La Caverna para estacionamiento de trenes de la Línea 2 del Metro de Lima, que tiene una longitud de 301 m y una sección transversal de 178,8 m², se ha construido en los Conglomerados de Lima con un espesor de terrenos sobre la clave de tan solo 20 m; que supone el 104 % de la anchura excavada.

El diseño de esta caverna fue realizado por Geocontrol empleando la metodología del Diseño Estructural Activo y ha sido construida por la empresa española Obras Subterráneas, con un rendimiento medio de 0,85 m/día, en lo referente a la excavación y sostenimiento de la Caverna.

La construcción de la Caverna se ha realizado sin incidentes; aunque ha sido necesario introducir modificaciones en la cuchara de la retroexcavadora empleada y limitar la velocidad de la proyección de hormigón sobre el terreno.

La máxima subsidencia generada por la construcción de la caverna ha sido de 9 mm; que es una cifra muy pequeña y, además, supone el 24 % de la subsidencia calculada en el proyecto. Esto hace pensar que las propiedades geotécnicas adoptadas en el proyecto han sido excesivamente conservadoras. 📍

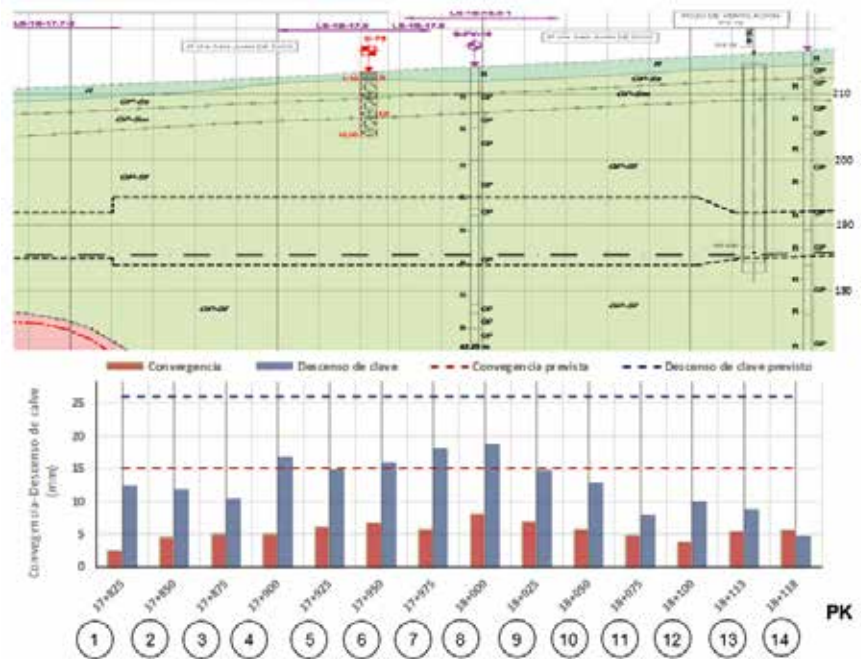


Fig. 4.3.a_ Evolución de las medias de convergencia y del descenso de la clave de la caverna

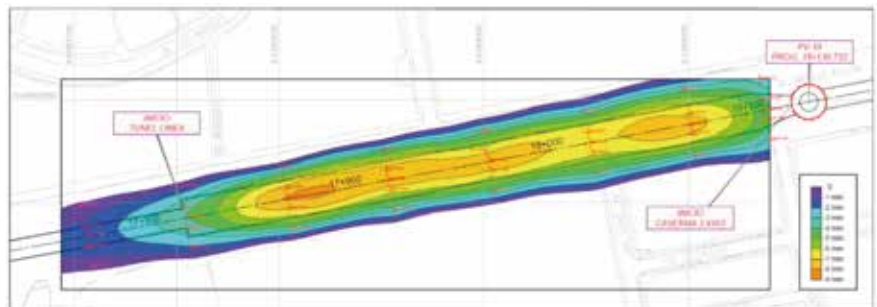


Fig. 4.3.b_ Cubeta de subsidencia sobre la caverna

REFERENCIAS

- CELADA, B.; ADASME, J.; GONZÁLEZ, H. *Experiences in the construction of the Interstation Tunnels of L-6 Santiago Subway* (Chile). ITA WTC 2015, Dubrovnik, Croatia.
- CELADA, B.; ADASME, J.; GONZÁLEZ, H. *Design and Engineering during the Construction of Los Leones Station (Line 6, Santiago Subway, Chile)*. ITA WTC 2016, San Francisco, USA.
- CELADA, B.; BIENIAWSKI, Z.T. *Ground Characterization and Structural Analyses for Tunnel Design*. CRC Press, London, New York, 2020.

Cálculo sísmico de túneles

mediante modelos numéricos avanzados



EDUARDO
**Salvador
Martínez**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Departamento de Geotecnia. Tysa

RESUMEN

Este artículo presenta las líneas generales en que se basa el análisis sísmico de túneles mediante modelos numéricos. Los modelos dinámicos de túneles son especialmente complejos por la fuerte interacción terreno-estructura y por la necesidad de caracterizar adecuadamente tanto el comportamiento dinámico del terreno como la vibración producida por el sismo. Aunque los daños provocados en las obras subterráneas por los terremotos son normalmente menores que los producidos en las construcciones superficiales, resulta necesario analizar todo el conjunto de posibles efectos sísmicos para el adecuado diseño del túnel, especialmente en las zonas de alta sismicidad.

PALABRAS CLAVE

Acelerograma de cálculo, análisis dinámico transitorio, análisis pseudo-dinámico, cálculo sísmico, comportamiento dinámico de suelos

ABSTRACT

This article presents the general basic ideas that should be used to perform seismic analyses of tunnels by means of computerized numerical models. Dynamic tunnel models are especially complex due to the strong ground-structure interaction and the need to adequately characterize both the dynamic behavior of the ground and the vibration produced by the earthquake. Although the damage caused by earthquakes to underground works is usually less than that produced in aerial constructions, it is deemed necessary to analyze the entire set of possible seismic effects for the proper design of the tunnel, especially in high seismicity areas.

KEYWORDS

Design accelerogram, seismic analysis, transient-dynamic analysis, pseudo-dynamic analysis, dynamic behavior of soils

INTRODUCCIÓN

El análisis del comportamiento sísmico de las obras subterráneas es un problema complejo en el que existe una fuerte interacción entre el terreno y la estructura. Las deformaciones que sufre el túnel son las impuestas por el terreno, que a su vez se ve influenciado de forma notable por la presencia del hueco en su seno y por la rigidez de su revestimiento. Si se quiere que el resultado del cálculo sea mínimamente preciso es necesario tener en cuenta una serie de aspectos que muchas veces no son fáciles de estimar, tales como el comportamiento dinámico de los suelos y la degradación que presentan estos ante las cargas cíclicamente variables, la amplificación de las vibraciones al atravesar suelos blandos, el comportamiento dinámico en presencia de agua o incluso la aparición de roturas o plastificaciones en la estructura.

Se tiene la idea general de que los túneles no son apenas afectados por los terremotos, aunque esto es así solo en comparación con los daños que sufren las edificaciones convencionales: edificios de viviendas, puentes u otras estructuras similares. Esto, unido a las dificultades inherentes al cálculo preciso de la interacción sísmica suelo-estructura subterránea, ha provocado que el análisis sísmico de los túneles se resolviera tradicionalmente con metodologías muy simplificadas cuya capacidad de predecir esfuerzos o deformaciones es muy limitada y que realmente no son de gran ayuda para el diseño.

No obstante, desde hace algunos años se ha producido un fuerte desarrollo en paralelo, tanto de la capacidad de proceso de los ordenadores personales y estaciones de trabajo, como de las posibilidades de modelización que proporcionan los programas de cálculo geotécnico. Esto hace posible enfrentarse actualmente a estos complejos problemas de interacción terreno-estructura con modelos de comportamiento de una precisión notable.

COMPORTAMIENTO Y MECANISMOS DE DAÑO SÍSMICO EN TÚNELES

El comportamiento sísmico de las estructuras subterráneas es muy diferente del de las estructuras situadas sobre la superficie. Las construcciones aéreas o superficiales, como los edificios de viviendas o los puentes, son estructuras flexibles cimentadas sobre el terreno, mucho más rígido y masivo. Cuando el terreno vibra, la estructura entra en un estado de vibración forzada inducida por el movimiento de su apoyo. En ese momento se desarrollan unas fuerzas

inerciales importantes, que producen unas deformaciones claramente superiores a las deformaciones que tiene la cimentación o el terreno subyacente. El comportamiento de un túnel es justamente el opuesto. El terreno le impone sus deformaciones al túnel, que no puede desarrollar vibraciones libres de ningún modo al estar completamente coaccionado. Las fuerzas inerciales de los elementos del túnel son secundarias e incluso despreciables frente a las vibraciones impuestas por el terreno.

Este diferente comportamiento sísmico provoca que las deformaciones y esfuerzos resultantes en los túneles sean significativamente inferiores que los que se producen en las estructuras exteriores. Por este motivo, las observaciones en todos los terremotos muestran que los túneles sufren siempre daños mucho menores que los que sufren las estructuras aéreas próximas.

Por otro lado, se observa que el comportamiento frente a cargas sísmicas de los túneles profundos en roca es en general mejor que en el caso de los túneles someros en suelos, ya que las deformaciones del terreno producidas por el sismo son mayores cerca de la superficie, y tienden a amplificarse en los depósitos superficiales de suelos sueltos. Generalmente se acepta (Power et al, 2006) que los terremotos con aceleraciones inferiores a 0,20 g no producen daños en los túneles o solo daños muy menores, mientras que los terremotos con aceleraciones superiores a 0,50 g pueden generar daños de consideración en los túneles, más o menos graves dependiendo de diversos aspectos.

Se ha observado que existen múltiples factores que tienen influencia sobre el mejor o peor comportamiento de un túnel frente a las acciones generadas por un terremoto. Principalmente pueden señalarse: las condiciones sísmicas del sitio, el tipo de terreno, la profundidad, la geometría o forma del túnel y la flexibilidad del revestimiento.

La tabla 1 muestra una recopilación de túneles de diferentes tipos que han sufrido daños a causa de terremotos. Los casos más paradigmáticos, para cada tipo de daño, son probablemente los de la estación de metro de Daikai en el terremoto de Kobe (1995), el hundimiento de los túneles en construcción de Bolu (cerca de Estambul) en 1999, la rotura de varios túneles del ferrocarril de alta velocidad en Honshu (2004) y Taiwán (1999), así como los múltiples deslizamientos de laderas que inutilizaron varios túneles en la Isla Sur de Nueva Zelanda en 2016.

Terremoto y fecha	Lugar	Magnitud	Terreno	Descripción de efectos en túneles	Referencias
Kobe 16-Ene-1995	Kobe (Japón)	M6.9	Suelos flojos: arenas y arcillas holocenas- pliocenas, bajo el freático	Colapso total de la estación de metro de Daikai. Se trata de un falso túnel de dos vanos con pilares intermedios. Se produjo la rotura de los pilares por cortante y el hundimiento de la losa superior	lida et al, 1996
Chi-Chi 21-Sep-1999	Taiwán	M7.6	Areniscas y pizarras	Daños diversos, entre leves y severos en diversos túneles hidráulicos, de carretera y ferrocarril. Daños en el revestimiento de hormigón en masa del túnel ferroviario NATM de Sanyi: fisuras, desprendimientos	Lu & Hwang, 2018
Duzce 12-Nov-1999	Estambul (Turquía)	M7.2	Pizarras, areniscas y calizas muy tectonizadas	Colapso de los túneles de autopista de Bolu, en construcción mediante NATM (hundimiento de áreas no revestidas)	Gashemi et al, 2000
Niigata- Chuetsu 23-Oct-2004	Honshu (Japón)	M6.6	Limolitas terciarias	Daños diversos (fisuras, desprendimientos) en túneles ferroviarios de alta velocidad (Uonuma y Myoken), construidos mediante NATM	Konagai et al, 2005
Sichuan 12-May-2008	Chengdu (China)	M7.9	Rocas de mala calidad: filitas, dolomitas	Colapso, grietas y desprendimientos en varias zonas de tres túneles de carretera en construcción (mediante NATM)	Aydan et al, 2010 Yu et al, 2010
Kaikoura 13-Nov-2016	Isla Sur (Nueva Zelanda)	M7.8	Suelos coluviales sobre grauvacas alteradas	Deslizamiento de taludes en boquillas de varios túneles ferroviarios y de carretera. Hundimiento del revestimiento y daños diversos en el revestimiento	Colgan, 2018 NZTA, [internet]

Tabla 1_ Algunos casos significativos de daños en túneles causados por terremotos



Fig. 1_ Rotura y hundimiento de la losa superior de la estación de Daikai en Kobe (1995). Estado resultante en superficie. Fuente: lida et al 1999, foto: Kobe City Council.



Fig. 2_ Deslizamientos en la boquilla y daños internos del revestimiento en un túnel de carretera, a causa del terremoto de Sichuan (China, 2008). Fuente: Yu et al (2010), Chen et al (2018)



Fig. 3_ Daños causados por el terremoto de Kaikoura (Nueva Zelanda, 2016): deslizamientos de taludes y rotura del revestimiento de un túnel ferroviario. Fuente: New Zealand Transport Agency (NZTA, [internet])

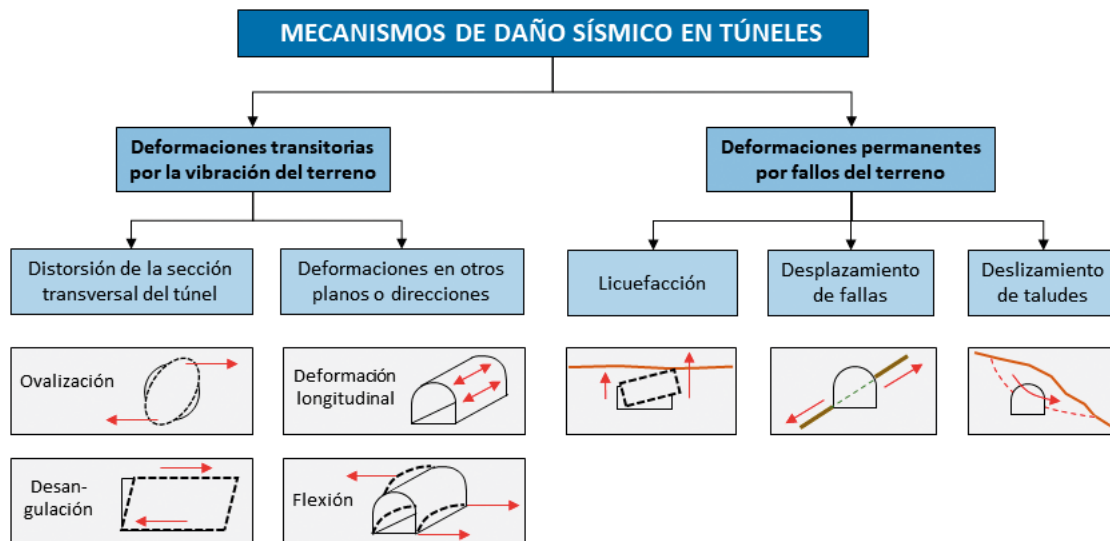


Fig. 4_ Esquema de los mecanismos de daño sísmico en los túneles (elaboración propia)

Los daños que se han observado históricamente en los túneles afectados por terremotos responden en general a dos mecanismos o causas de los daños:

- Daños producidos por la vibración del terreno, que impone unas deformaciones transitorias en el túnel que da lugar a unos esfuerzos que su estructura no puede resistir.

- Daños producidos por fallos del terreno, en el que el túnel se ve afectado porque ha fallado el terreno sobre el que se apoya. Estos fallos del terreno normalmente son la licuefacción, el deslizamiento de taludes o el movimiento relativo de las fallas del macizo rocoso.

Dicho de otro modo, el primer mecanismo de daño se debe a las deformaciones transitorias del terreno producidas por la vibración sísmica, mientras que el segundo mecanismo está originado por las deformaciones permanentes del terreno a causa del sismo (Hashash y Romero, 2015).

Por su parte, las deformaciones transitorias se pueden considerar de tres tipos:

- Distorsión de la sección transversal del túnel, lo que provoca una deformación de la sección tipo del túnel en forma de ovalización (si el túnel es circular) o desangulación (si es rectangular).

- Deformaciones longitudinales de tracción-compresión en el revestimiento del túnel.

- Flexión del túnel considerado como un tubo, tanto en los planos vertical y horizontal como en cualquier otro plano.

Se ha observado que el primer grupo de deformaciones transitorias (ovalización / desangulación) es claramente el efecto que causa más daños, el que da lugar a los mayores problemas y el que, en definitiva, es el que se analiza más a fondo cuando se estudia el comportamiento sísmico de un túnel.

PROCEDIMIENTOS DE CÁLCULO SÍSMICO DE TÚNELES

A partir de la clasificación anterior de los mecanismos de rotura, el cálculo sísmico de los túneles debería estar dirigido a analizar cada uno de esos mecanismos y a comprobar o dimensionar la estructura en función de cada uno de ellos. Así pues, el cálculo sísmico de un túnel debe estar enfocado a:

- Analizar las deformaciones del terreno en el plano de la sección transversal del túnel, calcular cómo esas deformaciones se transmiten a la estructura del túnel y obtener los esfuerzos correspondientes.

- Analizar las deformaciones del terreno en otras direcciones (longitudinal, en el plano horizontal) y calcular qué deformaciones causan en la estructura del túnel.

- Analizar posibles modos de fallo del terreno que provocan como consecuencia el fallo del túnel, bien por grandes deformaciones o por esfuerzos que su estructura no puede

soportar. Estos fallos del terreno son básicamente tres: la licuefacción (en suelos flojos), el desplazamiento de fallas (en macizos rocosos) y el deslizamiento de taludes (cerca de la superficie y generalmente en rocas de mala calidad, alteradas o muy fracturadas).

El cálculo de túneles no puede abordarse por los procedimientos clásicos de cálculo dinámico estructural, ya que no existen vibraciones libres o impuestas de la estructura, sino que el túnel se ve obligado a seguir al terreno en sus movimientos. De este modo, los métodos de cálculo descritos por la normativa sísmica española o el Eurocódigo no son de aplicación: métodos pseudoestáticos o el método modal-espectral. Solamente el cálculo dinámico transitorio, por su generalidad, puede utilizarse para el análisis de los túneles,

siempre que se tengan en cuenta las particularidades del comportamiento dinámico de los suelos.

Aunque existen algunos procedimientos simplificados de cálculo analítico (Hashash et al, 2001), la idea general hoy en día es que éstos se deben restringir a un prediseño o a un análisis previo del problema. Para un estudio más detallado siempre es necesario elaborar modelos numéricos de elementos finitos, que son los únicos que permiten obtener resultados medianamente precisos y útiles.

En el esquema de la figura 5 se muestran los tipos de modelos que estamos empleando actualmente para el análisis de cada uno de los mecanismos de daño que se analizan.

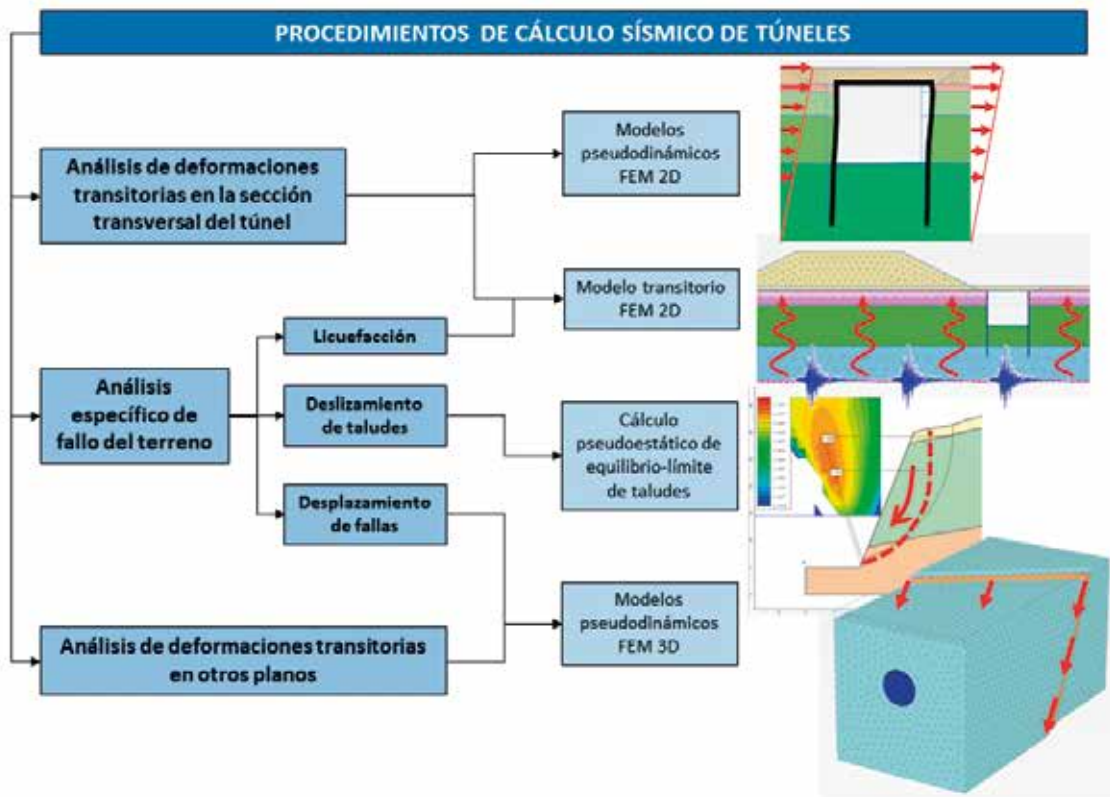


Fig. 5_ Modelos numéricos y diferentes metodologías de cálculo sísmico de túneles (elaboración propia)

CARACTERÍSTICAS DE LOS MODELOS DE CÁLCULO DINÁMICO DE TÚNELES

Acción sísmica de cálculo

Para el diseño sísmico de túneles se recomienda aplicar un diseño sísmico basado en el desempeño (AAHSTO 2017, Hashash & Romero 2015), lo que implica la definición de diferentes escenarios o hipótesis de carga. En general se usan estos dos escenarios:

- Terremoto para evaluación de la funcionalidad (FEE: “*Functionality Evaluation Earthquake*”), también denominado ODE: “*Operating Design Earthquake*”, que es el terremoto que se estima que podría ocurrir al menos una vez durante la vida útil de la infraestructura con una probabilidad razonable. En el terremoto FEE/ODE solo se admiten daños mínimos y fácilmente reparables. El túnel debe quedar plenamente operacional tras el sismo, si acaso con una breve interrupción para una inspección. Usualmente se elige una probabilidad de ocurrencia del 20 % en 100 años, equivalente a un periodo de retorno de alrededor de $T=500$ años, similar al periodo de retorno que exigen habitualmente las normas para el diseño sísmico de los edificios de viviendas.

- Terremoto para evaluación de la seguridad (SEE: “*Safety Evaluation Earthquake*”), también denominado MDE: “*Maximum Design Earthquake*”, es el terremoto utilizado para evaluar la seguridad o robustez del diseño, aunque se considera que es muy poco probable que pudiera llegar a ocurrir alguna vez durante la vida del túnel. El terremoto SEE/MDE puede producir daños en la estructura y dejar el túnel fuera de servicio, pero el túnel no debe colapsar. Generalmente se toma una probabilidad de ocurrencia del 4 % en 100 años, lo que corresponde a un periodo de retorno de unos $T=2500$ años.

En los modelos de túneles, se utiliza un conjunto de varios acelerogramas para aplicar la acción sísmica. Un acelerograma es un registro explícito de las aceleraciones que sufre el terreno en función del tiempo, por lo que es la manera más precisa y completa de simular el terremoto de diseño. El acelerograma de cálculo se aplica como un desplazamiento impuesto (variable en el tiempo) en la base del modelo de elementos finitos, tanto en el modelo de cálculo del túnel como en los análisis previos de respuesta del terreno.

En los modelos pseudodinámicos el análisis de respuesta del terreno se utiliza para derivar la distorsión del depósito de suelos en condiciones de campo libre, siendo esta distorsión la que realmente se introduce como desplazamiento impuesto. De este modo, los modelos pseudodiná-

micos permiten un procesamiento mucho más rápido, lo que los hace muy adecuados para el análisis de las geometrías tridimensionales. A cambio, se introduce una simplificación en la acción sísmica que reduce mucho su precisión para algunos tipos de resultados.

El procedimiento de análisis transitorio establecido por la normativa sísmica española o el Eurocódigo recomienda siempre la utilización de un conjunto de varios acelerogramas (al menos 3), y no solo de uno de ellos, para evitar el sesgo en la respuesta del túnel producido por el contenido específico de frecuencias de un determinado acelerograma en particular. Los acelerogramas pueden ser registros de terremotos reales ajustados a las condiciones del caso concreto que se analiza, aunque también pueden ser registros sintéticos artificiales. En general, se recomienda el uso de registros reales siempre que ello sea posible.

Propiedades dinámicas del terreno

Las propiedades del terreno que se introducen en los modelos de cálculo sísmico tienen que ser específicas del modelo dinámico utilizado, en el sentido de que tienen que recoger el comportamiento del medio ante las cargas vibratorias muy rápidamente variables. El terreno se comporta de forma más rígida ante las cargas dinámicas que ante las cargas estáticas permanentes o muy duraderas en el tiempo. De este modo, los parámetros típicos utilizados en los cálculos estáticos convencionales normalmente no son aplicables a los modelos dinámicos, teniendo que obtenerse parámetros dinámicos específicos.

En los escasos segundos de duración de un terremoto, que es lo que se trata de modelizar, no existen fenómenos tales como la fluencia o el flujo del agua intersticial, mientras que aparecen fenómenos puramente dinámicos tales como la pérdida de energía por amortiguamiento o la licuefacción.

Los programas de análisis geotécnico más utilizados incorporan modelos constitutivos avanzados que son capaces de simular el comportamiento dinámico de los suelos. Se trata lógicamente de modelos de comportamiento más complicados que dependen de mayor número de parámetros, ya que tienen que ser capaces de simular la degradación del módulo de rigidez, un amortiguamiento variable en función de la deformación y la generación de excesos de presión de poro como consecuencia de dicha deformación. En este contexto, la utilización de ensayos in-situ es fundamental para obtener esos parámetros. Los ensayos geofísicos de tipo sísmico (refracción, MASW, MAM, down-hole) son obviamente los más recomendables, ya que se fundamentan precisamente en la forma en que las ondas sísmicas se transmiten por el terreno.

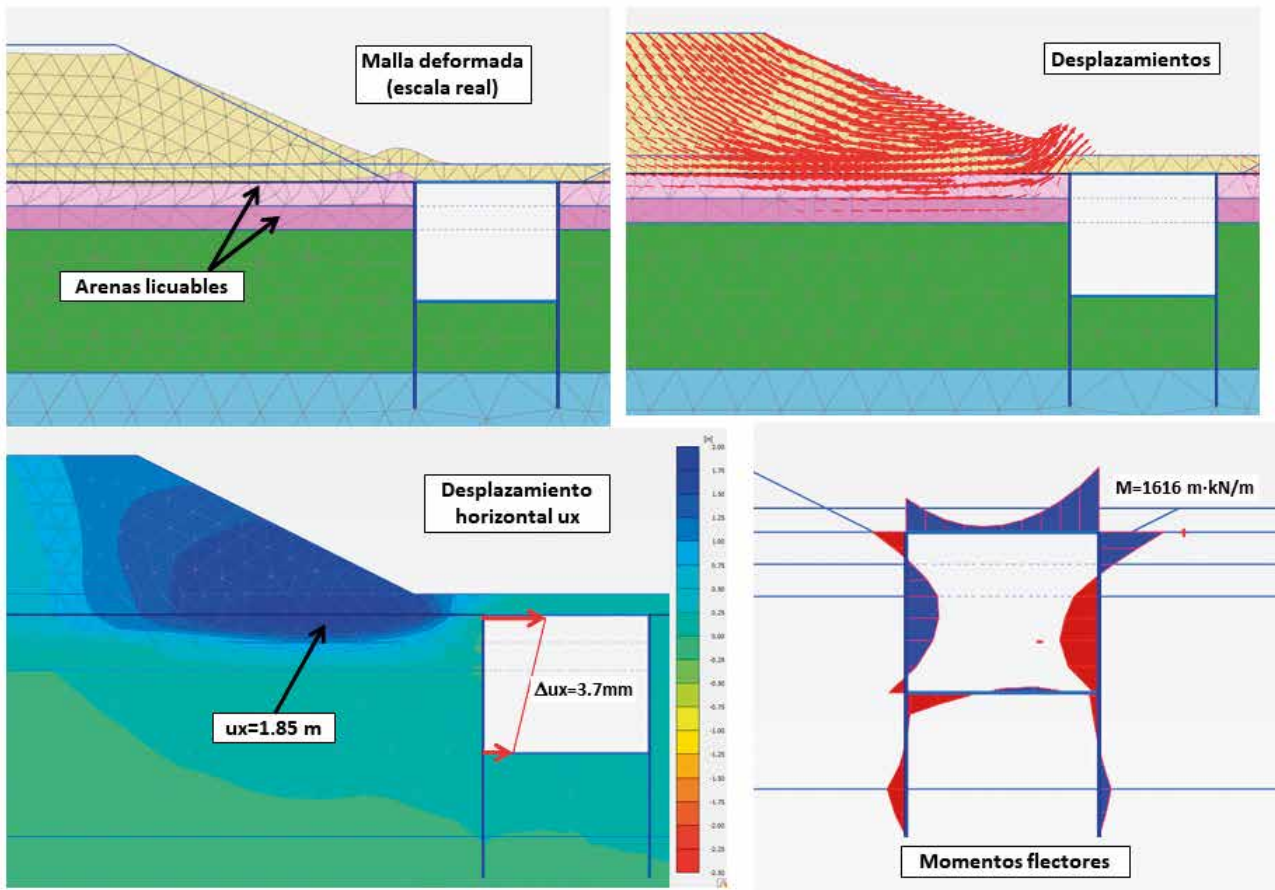


Fig. 6_ Diversos resultados de un modelo que simula la licuefacción de una capa de arenas saturadas (fuente: Typsa)

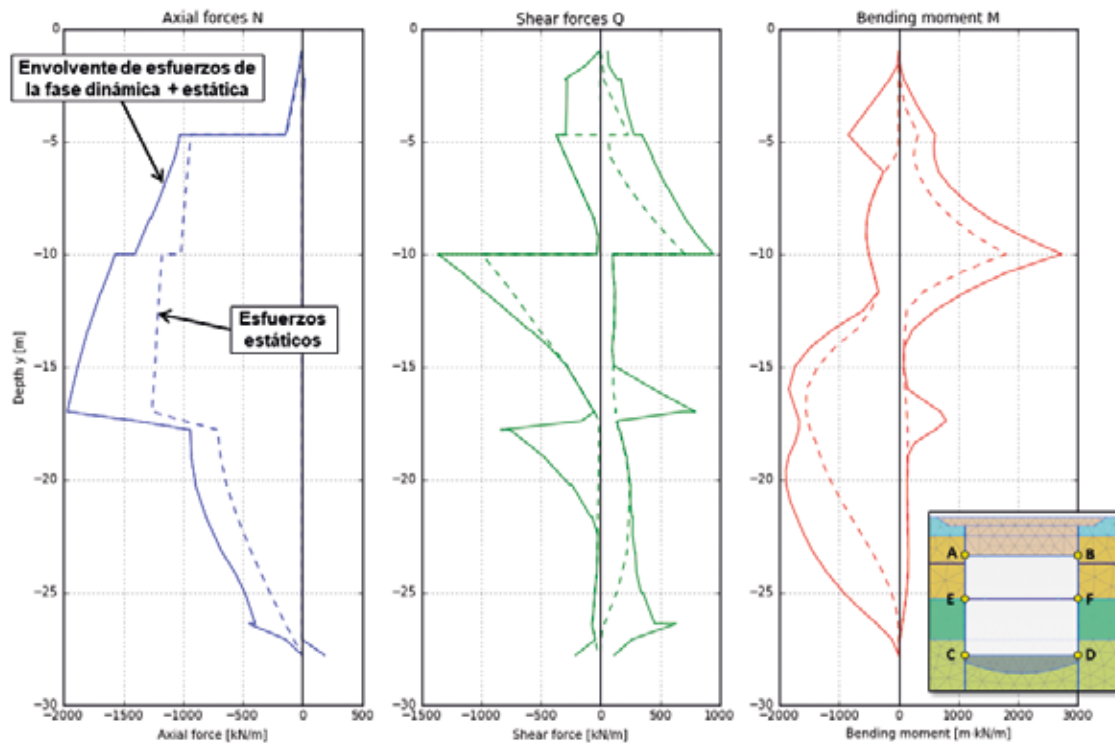


Fig. 7_ Envoltentes de esfuerzos estáticos y dinámicos en las pantallas de un falso túnel (fuente: Tyspa)

Resultados del cálculo

Los modelos dinámicos proporcionan un volumen muy grande de resultados dado que, si se desea, se puede obtener el estado de tensiones, esfuerzos y deformaciones del sistema completo en cada paso temporal de 0.01 s a lo largo de la duración del terremoto. El adecuado análisis de ese gran volumen de información requiere del empleo de herramientas específicas que proporcionan los programas de cálculo, más otras herramientas adicionales que pueden programarse en Excel VBA o en Python.

Son especialmente descriptivos los diagramas de la evolución temporal del desplazamiento de un punto o los esfuerzos en determinado elemento estructural del revestimiento. También se pueden obtener resultados en cuanto a velocidades y aceleraciones.

El estudio de los valores pico o envoltentes de deformaciones y esfuerzos inducidos (máximo valor alcanzado durante el sismo), así como los valores residuales (valor final que queda cuando el sismo ha terminado) son también necesarios. Los valores pico pueden correlacionarse con los resultados de los métodos de cálculo simplificados y son los

que se utilizan para el dimensionamiento de los elementos estructurales.

Aunque no se empleen directamente para el diseño del túnel, es interesante también analizar los resultados del propio terreno. Muchas veces se realizan cálculos del terreno en condiciones de “campo libre” o en estado natural antes de construir el túnel. En un perfil tipo del terreno puede observarse la forma de propagación de las vibraciones entre la base del modelo y la superficie, analizando la amplificación de las ondas en relación con la profundidad y con las propiedades de las diferentes capas consideradas en el modelo. Esto permite ajustar los parámetros del modelo de cálculo en función de las observaciones y medidas de terremotos precedentes similares, de forma que la precisión del modelo de cálculo del túnel se incrementa notablemente.

CONCLUSIONES

El cálculo y dimensionamiento sísmico de los túneles puede abordarse actualmente por medio de simulación mediante modelos dinámicos de elementos finitos, obteniendo unos resultados con una precisión notablemente superior a la que puede lograrse mediante los cálculos analíticos más tradicionales, cuyas simplificaciones son tan groseras que en la práctica impiden un acercamiento al comportamiento real del túnel.

El empleo de estos modelos numéricos no es en principio sencillo, ya que exige tener en cuenta los siguientes aspectos:

- Conocer el tipo de inestabilidad que podría causar el sismo, y plantear un modelo específico para ese tipo de inestabilidad.
- Plantear uno o varios terremotos de diseño, de una magnitud dada y a una distancia epicentral dada, y simular la acción sísmica mediante los acelerogramas correspondientes.
- Utilizar los modelos constitutivos adecuados que tengan en cuenta el comportamiento dinámico del material, ya sea suelo o roca, y derivar unos parámetros de cálculo específicos del modelo dinámico, que en general serán diferentes de los que se utilizarían para un cálculo estático convencional.
- Ajustar los parámetros del terreno a partir de resultados in-situ de ensayos geofísicos sísmicos y en función de los resultados de modelos previos de campo libre (terreno natural).
- Utilizar herramientas específicas para el manejo de los voluminosos resultados del modelo.

Con todo ello, el uso de este tipo de herramientas actualmente ya está permitiendo un análisis preciso del comportamiento sísmico de los túneles en las zonas de media y alta sismicidad. ☺

REFERENCIAS

- AASHTO. (2017). “*LRFD Road Tunnel Design and Construction Guide Specifications*”, section 10 “*Seismic considerations*”. American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Aydan, Ö. et al (2010). “*Response and earthquake induced damage of underground structures in rock mass*”. Journal of Rock Mechanics and Tunnelling Technology, vol. 16, no. 1, 2010.
- Chen, Y., Hu, J. & Peng, F. (2018). “*Seismological challenges in earthquake hazard reductions: reflections on the 2008 Wenchuan earthquake*”. Science Bulletin 63 (2018), pp. 1159–1166. Elsevier.
- Colgan, T. (2018). “*Rockfall Modelling for Coastal Transport Corridor Recovery following the November 2016 M7.8 Kaikoura Earthquake*”. New Zealand Geomechanics News, issue 96, December 2018.
- Gashemi H. et al (2000). “*The November 1999 Duzce Earthquake: Post-earthquake investigation of the structures on the TEM*”. Federal Highway Administration, publication no. FHWA-RD-00-146.
- Hashash, Y.M.A., Hook, J.J., Schmidt, B. & Yao, J.I. (2001). “*Seismic design and analysis of underground structures*”. Tunnelling and Underground Space Technology 16 (2001) pp. 247-293. ITA-AITES.
- Hashash, Y.M.A. & Romero Ardez, M.I. (2015). “*Seismic Design of Tunnels*”. Encyclopedia of Earthquake Engineering, Beer et al (ed.). Springer-Verlag, Berlin Heidelberg, 2015, pp. 2796-2823.
- Iida, H., Hiroto, T., Yoshida, N. & Iwafuji, M. (1996). “*Damage to Daikai subway station*”. Special issue of Soils and Foundations, 283-300, January 1996. Japanese Geotechnical Society.
- Konagai, K. et al (2005). “*Damage to tunnels in the October 23rd 2004 Chuetsu earthquake*”. JSCE Journal of Earthquake Engineering, January 2005.
- Lu, C.C. & Hwang, J.H. (2018). “*Damage analysis of the new Sanyi railway tunnel in the 1999 Chi-Chi earthquake: necessity of second lining reinforcement*”. Tunnelling and Underground Space Technology 73 (2018), pp 48-59.
- NZTA. New Zealand Transport Agency, [internet], “*Kaikōura earthquake response*”. Revisado Mayo-2020. Link: <https://www.nzta.govt.nz/projects/kaikoura-earthquake-response/>
- Power M., Fishman, K., Makdisi, F., Musser, S., Richards, R. & Youd, T.L. (2006). “*Seismic Retrofitting Manual for Highway Structures. Part 2: Retaining structures, Slopes, Tunnels, Culverts and Roadways*”. US Department of Transport, Federal Highway Administration. Technical report MCEER-06-SP11, December 2006.
- Yu, J., Yong, P., Read, S., Brabhaharan, P. & Foon, M. (2010). “*The Ms 8.0 Wenchuan Earthquake of 12 May 2008 Reconnaissance Report*”. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering, March 2010.

Túnel de Caldearenas

RAFAEL
**López
Guarga**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana.

RICARDO
**Páramo
Vaquero**

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

PROINTEC, S.A.U.

RESUMEN

El túnel de Caldearenas con 2.997 metros, es el más largo de los 8 túneles que permiten el paso de la A-23 por el puerto de Monrepós, que conforman un conjunto discontinuo de más de 8.600 metros bajo tierra que no tiene parangón en la red aragonesa.

El Nuevo Método Austriaco continúa siendo el sistema más eficaz para la excavación en roca de túneles de carretera dada su gran versatilidad y fiabilidad para las secciones de grandes dimensiones necesarias para este tipo de infraestructuras.

El túnel de Caldearenas dispone de los primeros apartaderos seguros realizados hasta el momento en los que se sustituye el hastial de cierre por un entronque muy agudo con el del túnel de manera que no supone un obstáculo en el margen de la carretera.

El túnel ha sido equipado con las últimas innovaciones en seguridad, destacando la iluminación, ejecutada toda ella con tecnología LED, que permite un consumo eficiente de energía al admitir múltiples niveles de regulación.

Este túnel junto con los otros 7 del puerto de Monrepós y 3 más dispersos por la geografía altoaragonesa se gestionan desde un único Centro de Control situado junto a la boca norte del túnel de Arguis.

PALABRAS CLAVE

NATM, túnel, galería, sostenimiento, excavación, apartaderos, emboquille, revestimiento

ABSTRACT

A.

KEYWORDS

A

INTRODUCCIÓN

La autovía A-23 de Sagunto a Frontera Francesa por Somport es un importante eje de conexión entre la Comunidad Valenciana, Aragón y Francia a través del túnel de Somport y junto con las autovías A-21 Pamplona-Jaca y A-22 Huesca-Lleida, constituye una alternativa al valle del Ebro para comunicar la cornisa Cantábrica con Cataluña.

En el norte de la provincia de Huesca la autovía salva la Sierra de Guara mediante el denominado puerto de Monrepós siendo un entorno montañoso de gran complejidad geológica y geotécnica, para lo que ha precisado la ejecución de varios tramos con calzadas separadas, 16 viaductos de los que destaca el Viaducto sobre el río Guarga, estructura mixta de 350 m de luz con una anchura de 25,80 m, y 8 túneles, siendo el de Caldearenas el más largo con 2.997 m de longitud y cuyas características se describen en el presente artículo.

El túnel forma parte de la calzada sentido Jaca de la A-23 y se incluye en el denominado tramo Alto de Monrepós-Caldearenas. El trazado ha supuesto la reducción de 2,6 km en el itinerario y la mejora considerable de la vialidad invernal al haber quedado rebajada la cota de paso.

En general las obras se desarrollaron en un entorno medioambientalmente sensible ya que la traza cruza varios espacios naturales protegidos, en especial el Parque Natural de la Sierra y Cañones de Guara y el espacio del Plan de Recuperación del Quebrantahuesos, por lo que la ejecución de este túnel ha minimizado el impacto.

MARCO GEOLÓGICO

El túnel se ubica en el Sector Aragonés de la vertiente sur del Pirineo Central, en concreto dentro de la Unidad de Gavarnie, en la zona denominada “cuenca molásica de Jaca” o “sinclinorio del Guarga”.

Litológicamente, el relleno sedimentario de la cuenca molásica abarca desde el Bartonense inferior al Oligoceno y está precedido por sedimentos someros de origen marino y transicional representado por la Formación Campodarbe, que engloba diversos ambientes continentales en los que predominan las facies de areniscas y lutitas rojas.

Desde el punto visto tectónico el túnel atraviesa el flanco sur del Sinclinorio del Guarga. Así, a los efectos del tramo se puede considerar que los materiales se disponen en una secuencia monoclin con buzamientos variables entre 20-30° hacia el N, lo que supuso una orientación desfavorable para la excavación desde la boca norte.

Para la definición del perfil geotécnico del proyecto del túnel de Caldearenas además de la geología de superficie se realizaron 6 sondeos profundos con longitudes comprendidas entre 43 y 166 m, resultando un total de 605,6 m y 6 perfiles sísmicos con un total de 430 m.

DESCRIPCIÓN GENERAL DEL TÚNEL

Se trata de un túnel de carretera monotubo unidireccional para la calzada sentido Jaca de la autovía A-23 con dos carriles de circulación y 2.997 m de longitud.

El trazado en planta presenta tres alineaciones, una curva de 600 m en la entrada, una recta de 290 m y otra curva de radio 9.000 en los 2.300 m finales. La rasante se inicia en la parte central de un acuerdo convexo cuya pendiente de salida es descendente al 3,53 % con la que se traza gran parte del túnel.

La sección transversal es de herradura con 3 centros, quedando así, para un gálibo de 5,0 m, una plataforma de 10,50 m distribuidos en 2 carriles de 3,50 m, arcén exterior de 2,50 m y arcén interior de 1,00 m, disponiéndose además de sendas aceras de 0,75 m de anchura para emergencias y conservación. Con todo ello resulta una sección transversal media de 112 m² de excavación.



Fig. 1_ Autovía A-23. Esquema del Puerto de Monrepós

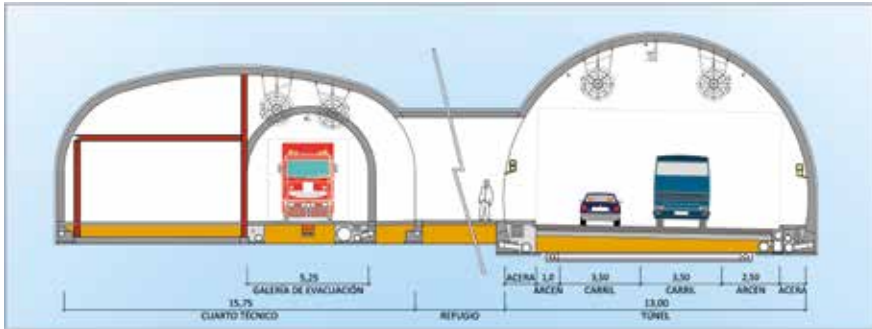


Fig. 2_ Sección tipo del túnel

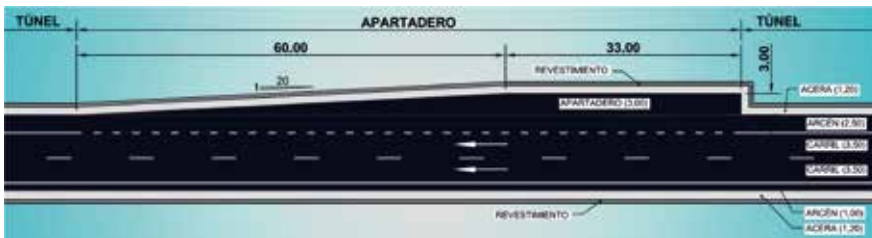


Fig. 3_ Planta apartadero



Foto 1_ Detalle del cierre de apartadero

El procedimiento empleado para su excavación fue el Nuevo Método Austriaco mediante perforación y voladura.

Acompaña al túnel una galería de evacuación longitudinal paralela separada 30 m entre hastiales, con una sección transversal en forma de bóveda de medio punto de 5,25 m de anchura y 4,63 m de altura, lo que permite un gálibo de 3,5 x 3,5 m. Ambos tubos están conectados mediante 7 galerías transversales, separadas 375 m, dotadas de un vestíbulo de 3 m y un refugio de 12 m separados por puertas de acero inoxidable resistentes al fuego RF-120 de 3,5 x 3,5 m de manera que son accesibles para los vehículos de los servicios de emergencia.

Dentro de la galería existen 5 locales técnicos ubicados en cavernas de 15,75 m de anchura y 7,70 m de altura en los que se concentran los sistemas de gestión y alimentación de las instalaciones de seguridad disponibles en el túnel.

Conforme al Real Decreto 635/2006, el túnel de Caldearenas dispone de 3 apartaderos de 33 m de longitud en los que se amplía la plataforma 3,0 m. Como novedad hay que indicar que a raíz del accidente en el túnel de Sierre, ocurrido en marzo de 2012, en el que un autobús impactó frontalmente contra el hastial de cierre de un apartadero con el trágico resultado de 28 víctimas mortales, se analizaron las posibilidades de realizar este cierre sin que supusiera un obstáculo potencial en el margen de la carretera, concluyendo que la mejor solución era actuar sobre la geometría evitando la existencia del cierre haciendo el entronque del hastial lateral del apartadero con el del túnel con un esviaje de 20 m de longitud por cada metro de separación transversal (2,86°), simulando la orientación máxima definida para los sistemas de contención de las márgenes de las carreteras.

En el hastial derecho se disponen 19 nichos de seguridad, separados 150 m, dotados de hidrante, BIE, extintores

y postes SOS. Además cada 50 m se ubican otros nichos adicionales con una BIE y un extintor.

El túnel se ha definido con peralte hacia una de sus márgenes en la que se dispone un caz de recogida de vertidos contaminantes que se comunica con el colector de vertidos cada 50 m mediante la correspondiente arqueta sifónica para impedir la propagación del incendio.

Finalmente en la red de drenaje de ambos hastiales se han construido nichos para su inspección cada 200 m.

EMBOQUILLES

La boca sur del túnel presenta la particularidad de que en ese punto se cruzan las dos calzadas de la autovía, quedando la izquierda (sentido Huesca) a cielo abierto mientras que la derecha (sentido Jaca) salva el Alto de Monrepós con el túnel de Caldearenas.

Este emboquille se sitúa en la margen izquierda del río Flumen, en el tramo a media ladera de la calzada sentido Huesca entre los túneles Monrepós 4 y Monrepós 6, localizado a mayor cota, cuyo desmonte fue necesario ampliar.

Debido al fuerte esviaje de la traza respecto al talud no existió una trinchera de acceso al uso, sino que fue necesaria la excavación de dos cuñas en el talud para crear otros dos taludes frontales que permitieran el emboquille, tanto del túnel propiamente dicho como el de la galería de evacuación, con una cobertera suficiente para permitir su ejecución con unas condiciones geotécnicas suficientes.

Desde el punto de vista geológico el emboquille se realiza en un macizo con alternancia de areniscas y lutitas, de la Formación Campodarbe, dispuestas en una secuencia monoclinial, buzando entre 20-30° hacia el norte, orientación favorable para la excavación de los taludes de las bocas y de los primeros metros del túnel, habiéndose observado la presencia de tres familias de diaclasas que

generaron riesgos de deslizamientos cuneiformes.

El sostenimiento aplicado a los taludes consistió en bulones activos provisionales de 25 mm de diámetro en malla de 3 x 3 en los laterales y en malla 3Hx2,5V en los frontales, sobre los que se proyectó una capa de 8 cm de hormigón proyectado con fibras de acero con una cuantía de 40 kg/m³, realizándose además, en el talud frontal, drenes californianos en la base de las areniscas.

El emboquille se completó con sendos falsos túneles y muros que sirven de contención del relleno sobre el que se traza la calzada izquierda de la autovía. Las estructuras de ambos falsos túneles son de sección rectangular, iniciándose el del túnel con un primer tramo en pérgola hasta que el relleno alcanza la margen derecha de la estructura momento a partir del cual comienza el segundo tramo definido como pórtico.

El emboquille norte se encuadra en la ladera septentrional del alto de Monrepós situado a un kilómetro al norte del despoblado de Alavés. Debido a la estruc-

tura monoclinial del macizo y a la alternancia de areniscas y lutitas esta ladera presenta una inclinación menor que la de la cara sur.

Dado que el esviaje entre la línea de máxima pendiente de la ladera y el eje de la autovía es de unos 40° y que en el mismo emboquille se sitúan las bocas tanto de túnel como de galería de evacuación, la trinchera de acceso presentó una gran asimetría que implicó tener que rellenar en la margen izquierda para alcanzar la cota definitiva de la que iba a ser la explanada de emergencia, en la que en fase de obra se situaron las instalaciones auxiliares necesarias para la ejecución del túnel.

La geometría final de la excavación del emboquille fue la de un diedro con los taludes derecho y frontal, ambos de grandes dimensiones, sobre el que se emboquilló el túnel, y la de una trinchera secundaria, que partía del frontal, donde se realizó el emboquille de la galería de evacuación.

La altura del frontis en el punto de emboquille fue de 23 m, con un talud de excavación 1H/3V, constituido en su parte



Foto 2_ Vista general de la boca sur



Foto 3_ Vista aérea boca norte

superior por capas de limolitas y argilitas alteradas de espesor decimétrico bajo las que se situaba un banco de areniscas fracturadas de varios metros, seguido de otro de argilitas con cierto plegamiento y espesor variable para terminar con una nueva capa de areniscas muy poco fracturadas hasta la base del túnel. De acuerdo con el análisis de estabilidad realizado, la cuña pésima estaba formada por la combinación de la estratificación So (26/355) y la familia J3 (79/286), con un tamaño máximo de 6 m, por lo que en función de ella se definió un sostenimiento a base de bulones de 25 mm de diámetro y 8 m de longitud en malla de 3 x 3 m, sobre los que se aplicó una capa de 8 cm de hormigón proyectado con fibras de acero con una cuantía de 40 kg/m³.

En cuanto a la estabilidad del talud derecho, con su orientación subparalela al plano de estratificación, el riesgo más importante se correspondió con un posible deslizamiento planar, por lo que a la vista de lo observado durante su excavación, se optó por retaluzar por un plano de areniscas, retirando la capa superior de origen lutítico, más degradable frente a los fenómenos atmosféricos.

En cumplimiento de la Declaración de Impacto Ambiental, para disminuir el impacto paisajístico provocado por la

excavación en las embocaduras de los túneles, para restaurar la geometría anterior, se construyeron falsos túneles en los dos tubos para efectuar un relleno de tierras sobre ellos para que la parte frontal quedase completamente tapada. El falso túnel, del túnel propiamente dicho, resultó ser de 43 m de largo con un pico de flauta asimétrico de 71 m de longitud en la margen derecha y de 21 m en la izquierda, mientras que el de la galería es de 44 m, incluido su pico flauta que en este caso es simétrico.

La excavación de los portales se realizó bajo paraguas de micropilotes autoperforantes de 15 m longitud con tubos de acero de 101,5 mm de diámetro, separados 50 cm entre ejes, cosidos en cabeza con su correspondiente viga de atado, empleando sostenimiento tipo IV en el túnel, en una longitud de 15 m, y tipo V en la galería de evacuación, en una longitud de 9,0 m.

EXCAVACIÓN Y SOSTENIMIENTO

Método de excavación

El método de excavación empleado fue el Nuevo Método Austriaco (NATM) mediante perforación y voladura a sección partida, salvo en los primeros metros del emboquille norte que se realizó por medios mecánicos. Para la definición del sostenimiento se siguieron los criterios establecidos en el Proyecto, aplicando una de las cinco secciones tipo definidas en función del índice RMR corregido de Bieniawski obtenido en el levantamiento del frente.

De acuerdo con el Nuevo Método Austriaco (NATM), posteriormente, para comprobar la idoneidad del sostenimiento ejecutado, se analizaban las deformaciones del macizo mediante la medición

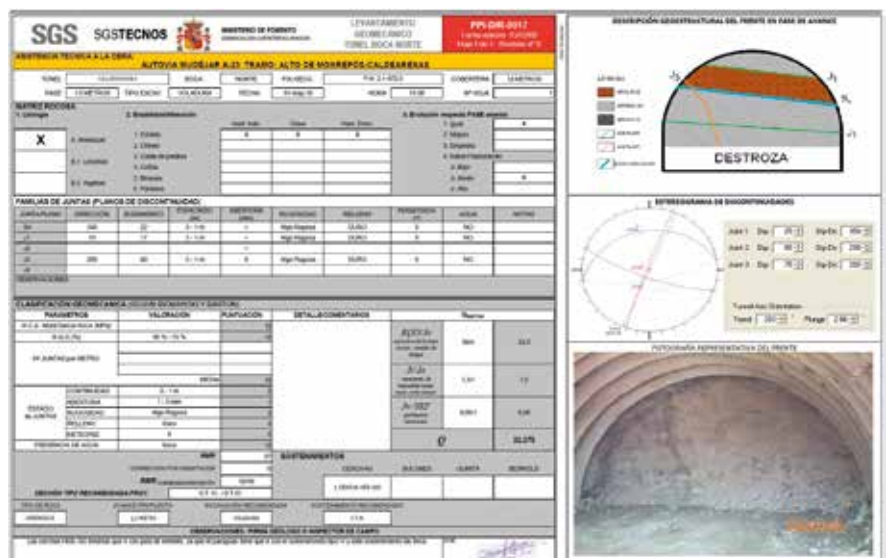


Fig. 4_ Ejemplo levantamiento del frente

de convergencias, instalando para ello una sección cada 20 m de avance con tres puntos de control y así medir las tres cuerdas. El valor máximo acumulado de deformación horizontal obtenido en avance fue de 36,98 mm y el valor medio fue de 1,13 mm. La máxima velocidad de deformación obtenida fue de 0,10 mm/día. Los criterios de actuación en función de la velocidad de deformación medida fueron los establecidos en el proyecto.

En la fase de destroza se establecieron secciones de control cada 40 m, instalándose dos anillas en los hastiales a 1,5 m de altura y una diana en la clave para control topográfico, para lo que se emplearon estaciones totales con precisión angular de 0,5". El valor máximo acumulado de deformación horizontal obtenido en esta fase fue de 17,36 mm y el valor medio fue de 1,33 mm. La máxima velocidad de deformación obtenida fue de 0,09 mm/día.

Acompañando al seguimiento con convergencias se realizaba la inspección ocular del estado del hormigón proyectado para observar posibles deformaciones, agrietamientos, cuarteos y otros síntomas de falta de idoneidad del sostenimiento implantado.

De esta manera se adecuó la solución del proyecto a la realidad del macizo rocoso atravesado.

Sostenimiento

En el proyecto se definían 5 secciones tipo de sostenimiento a aplicar en función del Índice RMR corregido obtenido en el levantamiento del frente, definidos todos ellos con excavación a sección partida en al menos tres fases, una de avance y dos de destroza, y en el sostenimiento V una cuarta de ejecución de la contrabóveda.

Como se observa en la tabla y figura adjuntas, en general la calidad del macizo excavado fue mejor que la prevista en el Proyecto, de ahí que se empleó en gran parte del túnel la sección tipo I.

Velocidad de deformación	Clasificación	Actuación
10 mm/día	Muy alta	Refuerzo inmediato del sostenimiento
5 - 10 mm/día	Muy alta	Si se mantiene durante 2 días se procede al refuerzo del sostenimiento
2 - 5 mm/día	Alta	Si se mantiene durante 5 días se procede al refuerzo del sostenimiento
0,5 - 2 mm/día	Media	Si se mantiene durante 15 días se procede al refuerzo del sostenimiento
0,05 - 0,5 mm/día	Pequeña	Ninguna actuación. Se considera estabilizada si se ha superado la 7ª semana
< 0,05 mm/día	Despreciable	Ninguna actuación

Tabla 1_ Convergencias. Niveles de alarma

Parámetro	ST-I	ST-II	ST-III	ST-IV	ST-V
Rango RMR	>50	40-50	30-40	<30	<30+agua
L pase Avance	4,0	3,0	1,5	1,0	1,0
L pase Destroza	10,0	8,0	4,5	3,0	3,0
HMP-30	10 cm	15 cm	20 cm	25 cm	25 cm
Bulones swellex MN-16 L=5 m (T x L)	1,5 x 1,5	1,5 x 1,0	1,0 x 1,0	NO	NO
Cerchas	NO	NO	HEB-160 c/1,5 m	HEB-160 c/1,0 m	HEB-160 c/1,0 m
Paraguas	NO	NO	NO	SÍ	SÍ
Contrabóveda	NO	NO	NO	NO	40 cm HM-30
Longitud prevista en proyecto	1.921	540	270	68	68
Longitud ejecutada	2.741	121	62	22	0

Tabla 2_ Secciones tipo de sostenimiento

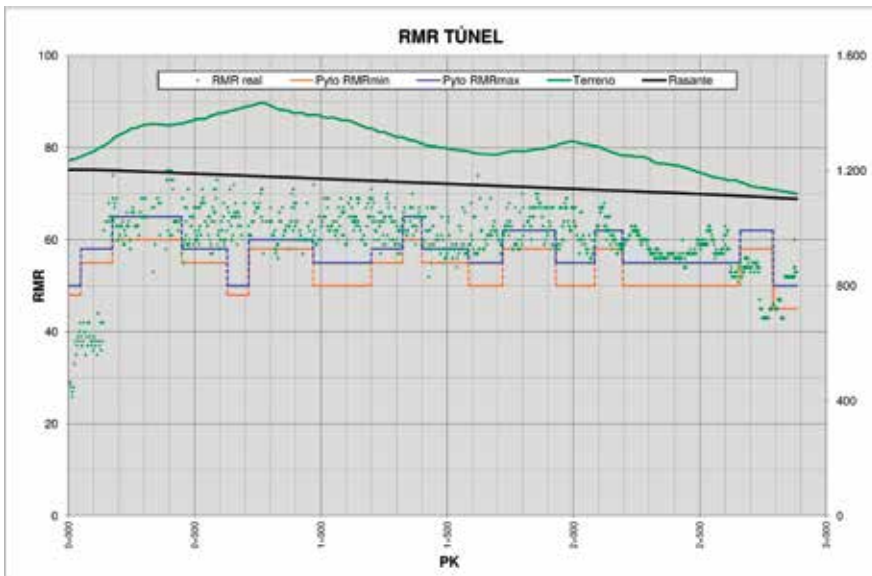


Fig. 5_ Seguimiento índice RMR

Al hormigón proyectado se le añadía una fibra sintética de poliolefina de 48 mm de longitud, de 600 MPa de resistencia a la tracción, 9 GPa de módulo de elasticidad y 46.200 fibras/kg.

Este tipo de fibra frente a las metálicas proporciona mayor estabilidad a largo plazo por su resistencia a la corrosión y buenas propiedades de resistencia frente al fuego y de control de la fisuración.

Para determinar la dosificación de fibras se realizaron pruebas previas en las que se tuvieron en consideración además de los parámetros resistentes necesarios para cumplir las especificaciones del Proyecto, los de puesta en obra como docilidad de la masa, cohesión del hormigón, facilidad de introducción y vertido en la tolva de admisión, etc. Se realizaron pruebas con dosificaciones de 3, 4 y 5 kg/m³, mediante ensayos de absorción de energía y de resistencia a compresión, obteniéndose que la dosificación de 4,0 kg/m³ era la que mejor se adaptaba a los requerimientos del proyecto.

La adición de fibra se realizó en obra, mediante tolva de pesaje y cinta transportadora hasta la cuba de hormigón, en dos

fases: una inicial con la mitad de la dosificación y otra final con el resto, tras un periodo de varios minutos de amasado.

Durante la puesta en obra se observó una distribución bastante homogénea de fibras en la masa del hormigón, con un porcentaje bajo de atascos en el bombeo y de formación de “erizos”, ya que la adherencia de esta fibra a la masa

de hormigón se produce por su macro-textura y no por la forma de la misma.

Rendimientos

En el Proyecto se preveía la excavación con dos frentes de ataque, uno por cada boca. Debido a la negativa del Ayuntamiento de Arguis al tránsito de camiones por la pista de acceso al vertedero sur, se tuvo que excavar todo desde la boca norte por lo que se tuvieron que ir adaptando los medios empleados para el desescombro en función de la distancia al frente.

Durante la fase de avance se dispusieron tres turnos de trabajo para tener una continuidad de 24 horas al día, 7 días a la semana, obteniendo unos rendimientos mayores que los previstos en el Proyecto, con una media superior a 8 m/día en los meses de mayor actividad y una punta de 9 m/día y 265,5 m/mes.

Para poder alcanzar este ritmo de trabajo desde una sola boca fue muy importante el mantenimiento de la solera del túnel y la ejecución del drenaje provisional de manera que el tráfico de maquinaria se encontraba muy ordenado, evitando tanto interferencias con el personal como averías que pudieran retrasar el ciclo de trabajo.



Foto 4_ Frente de avance con jumbo posicionado

Principales riesgos geotécnicos durante la excavación

Tal y como ya preveía el proyecto, durante la excavación no se atravesó ningún accidente geotécnico de entidad, manteniendo una calidad similar durante prácticamente toda la traza, sin embargo si se produjeron riesgos geotécnicos locales en casi toda la longitud del túnel.

Para el estudio de la estabilidad cinemática de bloques se realizaron modelizaciones basadas en deslizamientos de cuñas a través de planos de discontinuidades, formadas por tres familias de juntas, que algunas de ellas caían antes de la ejecución del sostenimiento, bien tras la voladura o durante el saneo del frente.

Por otra parte, la marcada estratificación subhorizontal y la presencia de estratos de poco espesor de material lutítico y argilítico por encima de la clave hizo que se produjeran numerosas roturas de tipo techo plano, que si bien no fueron de gran entidad supusieron un destacado volumen de sobreexcavación, repartido en varios tramos del túnel, que fue necesario rellenar con el sostenimiento y el revestimiento definitivo.

La caída de bloques de roca no estuvo asociada al comportamiento tensodeformacional del macizo atravesado por la excavación del túnel sino a la orientación de las discontinuidades existentes, que individualizaron bloques de roca inestables, y a la acción negativa de la atmósfera del túnel que pudo degradar las características mecánicas de las discontinuidades del terreno. Todo ello se vio incrementado por la necesidad de ejecutar el túnel tan sólo por la boca norte ya que la excavación en contra del buzamiento es desfavorable, debiendo penalizar el índice RMR corregido en 5 o 10 puntos según el buzamiento mayor o menor de 45°.

Para mejorar las condiciones de seguridad de los trabajadores, una vez realizado el levantamiento del frente se procedía a su gunitado preventivo.

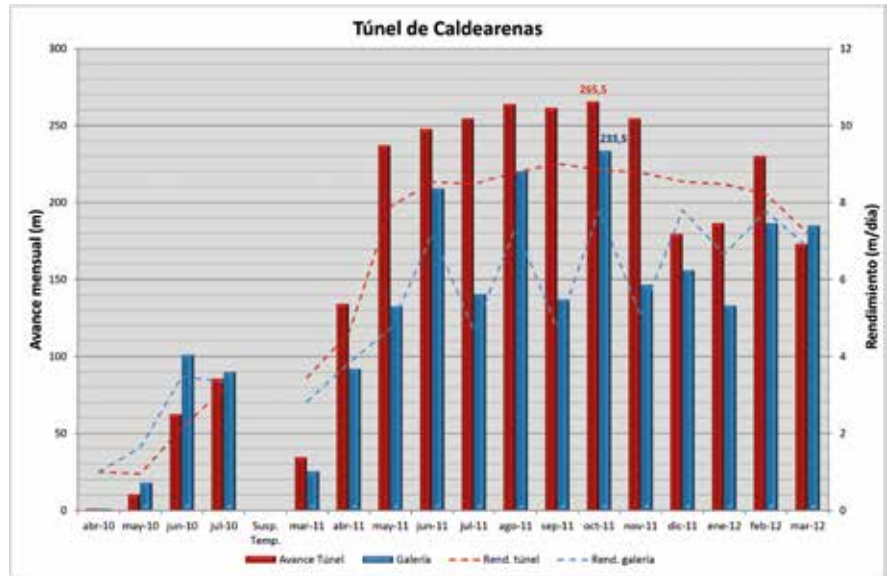


Fig. 6_ Avance mensual excavación

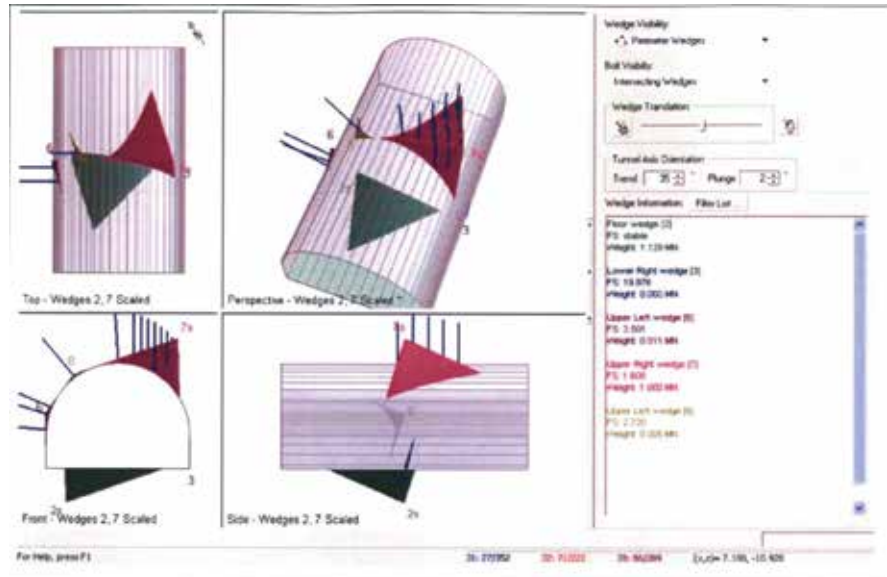


Fig. 7_ Ejemplo de cálculo de estabilidad de cuñas



Foto 5_ Revestimiento de cuarto técnico

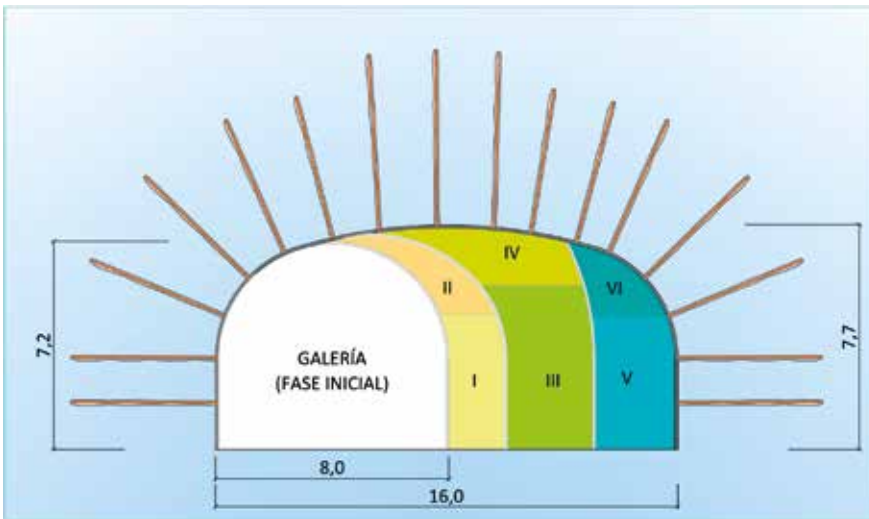


Fig. 8_ Fases de ejecución de las cavernas de los cuartos técnicos



Fig. 9_ Detalle del entronque con galería de conexión

Ejecución de las cavernas y los apartaderos

Uno de los elementos que plantearon más dificultades para la excavación fueron las cavernas para alojar los locales técnicos. Como se ha explicado en la descripción del túnel son bóvedas de 16,00 m de ancho y 7,70 m de altura, ubicadas en la galería de evacuación y excavadas ampliando la sección.

Se analizó en detalle el proceso constructivo de dichos espacios de modo que se cumplieran las condiciones de estabilidad y deformación previstas en el Proyecto para garantizar la estabilidad estructural en todas las fases y se tuvieran en cuenta la ubicación y forma de trabajo de los equipos de perforación para hacerlos viables en todo el proceso. Los 8 primeros metros de cada caverna se ejecutaron en 6 fases perpendicularmente al eje y el resto se llevó a cabo en pases de 3 m en el sentido longitudinal, realizado cada uno de ellos en 3 fases. Al ser las voladuras de cada fase de pequeña entidad el macizo se dañó en menor medida y el sostenimiento se ajustó a las necesidades de cada una de las fases y de la solución definitiva.

El sostenimiento de la sección definitiva fue similar al empleado en las secciones del túnel, salvo en la zona de clave donde se instalaron bulones de 6,0 m de longitud dado que su curvatura es menor que la de la bóveda del túnel.

Un procedimiento similar es el que se empleó en la ejecución de los 3 apartaderos.

Excavación de las galerías de conexión

Otro punto singular de esta obra fueron las galerías de conexión y en especial los entronques tanto con el túnel como con la galería lateral de evacuación, realizándose el avance en ambos casos bajo paraguas de micropilotes autoperforantes y aplicando, en al menos los 9 primeros metros, el sostenimiento tipo IV, es decir con cerchas THN-29 cada metro.

En las zonas de entronque con la galería lateral de evacuación se efectuó un ensanche de 2,0 m, con lo que la excavación pasó de tener 6 m de ancho a 8 m, para hacer posible el cruce de los vehículos de emergencia.

Medios empleados e instalaciones auxiliares

Los medios dispuestos para la excavación y el sostenimiento fueron los siguientes:

- 1 jumbo Atlas Copco Boomer WE3C de 3 brazos
- 1 jumbo Atlas Copco Boomer L2C de 2 brazos
- 2 robots de gunitado Putzmeister PM500
- 2 plataformas Normet 9910
- 1 pala cargadora Cat 956H con cazo de 4 m³
- 1 retroexcavadora Cat 325 con martillo de 2.500 kg
- 1 retroexcavadora Cat 314 D
- 2 *dumpers* articulados para el transporte del escombros en el túnel y 3 camiones volquete compartidos entre el túnel y la galería (su número fluctuó en función de la distancia del frente a la boca)
- 3 turnos de trabajo, cada uno de los cuales contaba con:
 - o 1 capataz de relevo
 - o 1 oficial electricista
 - o 1 oficial mecánico
 - o 7 oficiales gunitadores y perforistas, todos ellos con cartilla de artillero.

Las instalaciones auxiliares necesarias para la ejecución de las obras se ubicaron en la plataforma de la boca norte. Entre ellas cabe destacar:

- suministro eléctrico: 3 grupos eléctricos de 550 kVA con 2 transformadores BT/AT en las bocas de túnel y galería y 2 transformadores AT/BT en los frentes

- depósito de agua de 150 m³

- ventilación de las áreas de trabajo con tubería flexible de 2.200 mm de diámetro con ventilador de 160 kW situado en la boca. En la galería, ante la escasez de espacio para permitir el tránsito de camiones, se tuvo que limitar el diámetro de la tubería de ventilación a 1.400 mm lo que hizo que fuera necesario disponer en su interior una estación intermedia de 90 kW para conseguir el caudal necesario en el frente, consecuencia de las elevadas pérdidas de carga en la tubería, a pesar de disponer en la boca una estación de ventilación de 2x132 kW

- depósito de explosivo con capacidad para 5.000 kg y 3 depósitos auxiliares tipo minipol para almacenamiento de detonadores. El explosivo utilizado fue Goma 2 ECO con detonadores de tipo no eléctrico

- nave taller y contenedores con material eléctrico y mecánico para el mantenimiento y reparación de la maquinaria

- conducción del agua procedente de las filtraciones y de los trabajos de perforación mediante cunetas hasta cuatro balsas de decantación, de las que dos, de menor profundidad, disponían de barreras de paja para retener sólidos. Previamente al vertido, las aguas pasaban por un filtro de arena

- oficinas e instalaciones para el personal

- zonas de acopios de materiales.

IMPERMEABILIZACIÓN Y REVESTIMIENTO

Una vez completada la excavación del túnel y comprobada la estabilización de todas las secciones de convergencia se

iniciaron las labores de impermeabilización y revestimiento definitivo con hormigón en masa HM-30 encofrado.

Para la impermeabilización de los hastiales en primer lugar se colocó un geotextil antipunzonamiento de 500 g/m² clavado al hastial con puntas de acero y una lámina de PVC de 1,5 mm de espesor soldada por calor a una seta de PVC acoplada a cada uno de los anclajes del geotextil.

La doble función del geotextil es por una parte evitar la perforación de la lámina de PVC con las aristas existentes en el sostenimiento a causa de la presión del revestimiento y por otra la de canalizar el agua hacia los elementos de drenaje.

Las dos láminas quedan conectadas a un caz de sección trapecial de 20x25 cm, embutida en las zapatas del revestimiento, que vierte a través de una tubería de PVC Ø 200 mm al colector de drenaje consistente en otro tubo de PVC Ø 400 mm.

El solape entre paños de lámina se realizó mediante una soldadura longitudinal doble ejecutada mecánicamente, quedando una cámara para realizar las pruebas de estanqueidad con aire comprimido, habiendo quedado comprobadas el 100 % de las soldaduras.



Foto 6_ Prueba de estanqueidad de soldadura

Previo al inicio de los trabajos de revestimiento se realizó un estudio exhaustivo del hormigón a utilizar para así determinar la dosificación óptima que cumpliera con los requisitos especificados en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares.

Se realizaron pruebas con tres tipos de cemento: CEM I 52.5 R, CEM I 42.5 R y CEM II 42.5 AM (V-L) y varios aditivos superfluidificantes y aceleradores de endurecimiento, resultando finalmente que la dosificación óptima fue la realizada con cemento CEM I 42.5 R, con Masterglenium ACE 426 al 1 % como superplastificante y empleando como acelerante en tiempo frío el aditivo Xseed 130. Esta mezcla cumplía tanto las condiciones prescritas en el Pliego como las condiciones necesarias para su trabajabilidad en obra, especialmente la estabilidad en la consistencia para garantizar un correcto bombeo y la obtención de la resistencia mínima a las 12 horas para poder desencofrar optimizando tiempos de ejecución.

Además se añadieron microfibras poliméricas de 19 mm de longitud en proporción de 1,5 kg por metro cúbico que contribuyen a la estabilidad, limitan la fisuración por retracción y mejoran el comportamiento frente al fuego al reducir el efecto de *spalling* en el hormigón cuando éste alcanza altas temperaturas.

En el tramo de sección normal del túnel se realizó una puesta diaria de lunes a viernes, tomándose series de 6 probetas en la última cuba vertida en cada una de ellas que se mantenían en el túnel en el interior de una cubeta con agua conectada con el revestimiento mediante termopares que calentaban el agua para simular las condiciones de temperatura del interior del encofrado. Pasadas 12 horas se rompía una de las probetas, permitiendo el desencofrado si se obtenía una resistencia superior a 10 N/mm² para las secciones de túnel y galería

y superior a 15 N/mm² en las puestas de los apartaderos y las de la bóveda de los cuartos técnicos.

En el caso de que la resistencia obtenida en las probetas de cualquiera de los elementos hormigonados fuera inferior a la requerida se esperaba un periodo de 2-3 horas y volvían a realizarse los ensayos hasta obtener la resistencia especificada.

La estructura del encofrado empleado en el revestimiento era de 12 metros de longitud y estaba compuesta por los paneles de encofrado autoportantes, capaces de soportar el empuje del hormigón vertido, y el carro para el traslado, plegado y ajustes. Los paneles de los hastiales quedaban unidos a los de clave mediante una articulación para permitir el repliegue para el desencofrado y el traslado hasta la siguiente puesta. El desplazamiento del carro se realizaba sobre carriles que se colocaban en dos camas de hormigón que se iban ejecutando previamente.

El revestimiento se realizó en tres fases, la primera para la ejecución de las zapatas de hormigón armado sobre las que se anclaba el carro y se embutía el

caz de recogida de filtraciones, la segunda en la que se ejecutaba el arranque de los hastiales que hacía de guía para el apoyo del carro y la tercera del hormigonado propiamente dicho de la sección completa.

El revestimiento arrancó de la boca sur, en sentido descendente, por lo que la comprobación del llenado no se pudo llevar a cabo por el encofrado de cierre, realizándose mediante un tubo testigo colocado en la boca de llenado de clave más próxima a la puesta anterior.

El revestimiento del túnel de Caldeareñas presentó las siguientes tres peculiaridades que complicaron su ejecución:

- 1) todas las instalaciones de seguridad se cablearon a través de tubos embutidos en el hormigón, no disponiendo de bandejas ni de canalizaciones ancladas en los hastiales, lo que supuso que en cada puesta fuera necesario colocar previamente los tubos,
- 2) para el revestimiento de los apartaderos, en primer lugar se debía ampliar el encofrado 3,0 m en la clave para realizar las 3 puestas del tramo con el hastial paralelo al túnel y des-

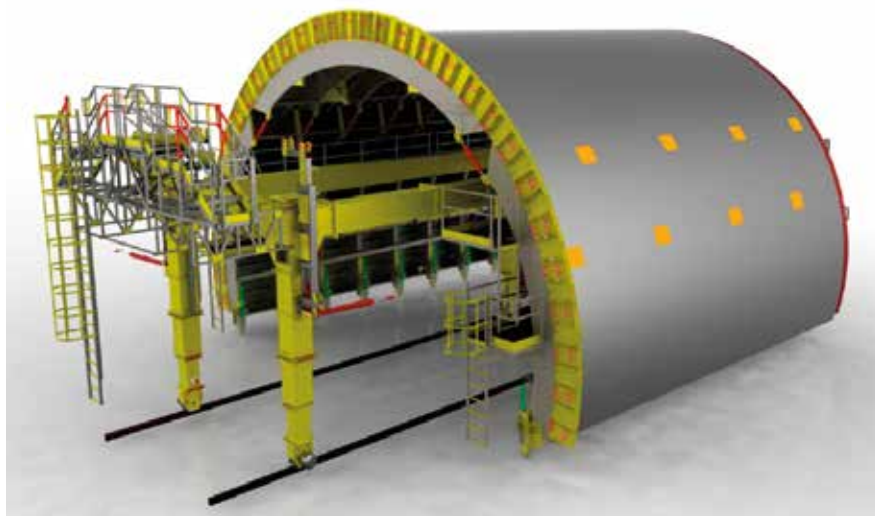


Fig. 10_ Modelización 3D del carro de encofrado



Foto 7_ Ejecución del revestimiento

pués 5 puestas más en las que era preciso ir reduciendo la anchura de la sección en 60 cm en cada una de ellas para conseguir el desvanecimiento hasta el hastial propio del túnel y permitir hacerlo más seguro frente al potencial impacto de un vehículo. Con este sistema los rendimientos fueron muy pequeños por lo que sólo se consiguió ejecutar un apartadero al mes como término medio,

3) al objeto de dar continuidad al tramo excavado, la sección interior del falso túnel se diseñó igual que la del túnel, empleándose el carro del revestimiento como encofrado interior, por lo que al ser el pico de flauta asimétrico hubo que prever los empujes diferenciales en cada hastial, llegando a tener que trabajar como voladizo absorbiendo todas las cargas en el hastial derecho.

INSTALACIONES DE SEGURIDAD

En cuanto a las instalaciones de seguridad, el túnel de Caldearenas cuenta con todas las que prescribe el RD 635/2006, disponiendo de tecnología digital:

- Ventilación, de tipo longitudinal, diseñada para una potencia de incendio

de 200 MW con una diferencia de presión entre bocas de 120 Pa, resuelta con 23 parejas de aceleradores de chorro reversibles de 45 kW, con álabes y rotor de acero inoxidable para evitar la corrosión, y algoritmos de control para la ventilación de servicio y en caso de incendio, tanto para las condiciones habituales de tráfico de tipo unidireccional como para las de tráfico bidireccional en caso de eventuales incidencias. La galería de evacuación también cuenta con ventilación longitudinal, los nichos y refugios disponen de ventilación sanitaria y los refugios están dotados de ventilación de sobrepresión.

- Anillo de 15 kV que permite reducir el riesgo de caída de línea y pérdida de suministro desde la subestación que proporciona energía al conjunto de túneles de Monrepós. Dispone además de 4 Centros de Transformación con redundancia de celdas de M.T., Transformadores a 690 y 400 V y como medida adicional de seguridad Grupos Electrógenos y Sistemas de Alimentación Ininterrumpida.

- Iluminación, incluida la de refuerzo de la boca sur de entrada, de tecnología LED con 4.000 K de flujo luminoso

y un sistema de control punto a punto a través del cable de alimentación sin cable de señal adicional con 26 escenarios en función del estado del pavimento, seco o mojado, la velocidad permitida y la luminancia existente en la boca sur, que permite optimizar la luminosidad en el túnel y por tanto el consumo energético al estrictamente necesario en cada caso. Las luminarias están dispuestas en posición cenital en la clave del túnel a 7,5 m sobre la calzada, siendo la interdistancia entre proyectores de 24 m para el alumbrado permanente o nocturno en el interior del túnel, intercalándose en las zonas de entrada y salida otros proyectores para el preceptivo refuerzo.

- Sistema de protección contra incendios compuesto por una red de abastecimiento de agua para extinción, disponiendo de depósito de regulación de 120 m³, equipos de bombeo contra incendios, hidrantes y BIE's, sistema lineal de detección automática, tanto en el túnel como en la galería de evacuación y puntual en los cuartos técnicos, sistema de detección precoz basado en cámaras termográficas y extintores portátiles.

En la boca norte se dispone de un depósito de 340 m³ que se llena mediante las filtraciones captadas por el túnel y de él parte una red de suministro de agua a los depósitos de las redes de protección contra incendios de 5 de los 8 túneles del Puerto de Monrepós, no siendo necesario por tanto el llenado mediante cisternas tal y como se realizaba con anterioridad.

- Sistema de Gestión Técnica Centralizada cuya arquitectura está basada en tres niveles de control: un nivel inferior o de campo, uno intermedio con el controlador local que sirve de respaldo instalado en uno de los locales técnicos y el superior que es el SCADA situado en el Centro de Control de Túneles de Monrepós, común para todos los túneles de la A-23 y tres túneles del Eje Pirenaico N-260.

- Circuito Cerrado de Televisión con una cámara tipo domo móvil en cada boca, 41 cámaras fijas en la clave, orientadas en el sentido de circulación para su uso en el sistema de Detección Automática de Incidentes, y una cámara fija en cada apartadero y en cada refugio.

- Red de Postes SOS situados en cada puesto de emergencia y cada refugio que permite la comunicación bidireccional con el Centro de Control.

- Sistema de Radiocomunicaciones, con cobertura en todos los tubos, para lo que se dispone cable radiante tanto en el túnel como en la galería. Los canales de radio disponibles son: 4 emisoras comerciales FM para emisión de mensajes, dos canales de radio de VHF 150 MHz para el personal de explotación, dos canales de radio de VHF 150 MHz para los servicios de bomberos y protección civil y cuatro portadoras Tetrapol correspondientes al sistema SIRDEE del Ministerio del Interior.

- Barreras y Semáforos en cada boca para permitir su uso y el cierre tanto en modo unidireccional como en bidireccional.

- Señalización Variable mediante dos Paneles de Mensaje Variable con dos líneas para inscripciones alfanuméricas de 12 caracteres y una zona gráfica, once grupos de señales compuestos por dos señales variables de afección de carril o aspa/flecha y dos señales variables de limitación de velocidad orientadas en sentido normal de avance para tráfico unidireccional, 5 grupos de similares características orientados en sentido contrario para el caso de tráfico bidireccional y 16 semáforos rojo/ámbar en las proximidades de cada refugio.

- Pasamanos o hilo de Ariadna que permite el guiado hacia lugar seguro para el caso de condiciones de baja visibilidad.

- Balizamiento luminoso en ambos hastiales mediante balizas fotoluminiscentes iluminadas por leds de alta intensidad, con una separación entre dos consecutivas de 24 metros

- Estaciones de control de aforos, una en cada boca y otra en el centro del túnel

- Sistema de Megafonía de evacuación compuesto por 7 conjuntos de amplificadores y altavoces ubicados en los refugios.

CONCLUSIÓN

La autovía A-23, junto con la A-21 Pamplona-Jaca y la A-22 Lleida-Huesca, constituirá una alternativa al valle del Ebro para comunicar la cornisa Cantábrica con el Mediterráneo.

El nuevo trazado de la calzada sentido Jaca de la A-23, en el que se incluye el túnel de Caldearenas, supone la reducción de 2,6 km en el itinerario, una mejora considerable de la vialidad invernal y en general la mejora de la seguridad vial. La boca sur del túnel queda a la cota 1.202 y la norte a la 1.102, lo que supone rebajar la cota del puerto de Monrepós en 73 y 173 m respectivamente.

El túnel con una longitud de 2.997 m, es después de los de Somport y Bielsa, el túnel de carretera más largo de Aragón.

Está dotado de los equipamientos de seguridad más innovadores del mercado, destacando el sistema de iluminación de tipología led con un sistema de gestión puesta a punto, las cámaras térmicas y la integración de la plataforma de control en un SCADA único para todos los túneles.

Acompaña al túnel una galería de evacuación paralela con conexiones cada 375 m, coincidentes con la ubicación de sendos refugios peatonales.

El túnel de Caldearenas es el primer túnel con apartaderos "seguros" debido a su singular geometría adaptada para la prevención de choques frontales.

La aplicación del Nuevo Método Austriaco (NATM) para la excavación y el sostenimiento ha confirmado su gran versatilidad respecto a las variaciones en la sección y las soluciones a adoptar, siendo competitivo en la excavación de túneles en roca.

El seguimiento exhaustivo de todos los frentes de excavación permitió optimizar el sostenimiento a la realidad del macizo excavado en cada momento, disponiéndose para ello en obra personal con suficiente experiencia y con capacidad de decisión. La idoneidad del sostenimiento implantado fue comprobada mediante el seguimiento de las convergencias.

Aunque no se atravesó ningún accidente geotécnico de entidad ya que la calidad del terreno fue prácticamente similar a lo largo de toda la traza, si que se produjeron riesgos geotécnicos locales casi generalizados tales como deslizamientos de pequeñas cuñas, techos planos consecuencia de la marcada estratificación subhorizontal y presencia de estratos de poco espesor de material lutítico y argilítico por encima de la clave.

A pesar de que toda la excavación tuvo que hacerse desde la boca norte se obtuvieron unos rendimientos en fase de avance más que aceptables con una media superior a 8 m/día en los meses de mayor actividad y una punta de 9 m/día con un resultado de 265,5 m/mes. Para ello fue muy importante la organización de los medios de personal, el mantenimiento preventivo de la maquinaria y el mantenimiento de la pista de rodadura en el túnel.

AGRADECIMIENTOS

La infraestructura es titularidad del Ministerio de Transportes, Movilidad y Agenda Urbana (antes Fomento), que encargó la Dirección de Obra a la Demarcación de Carreteras del Estado en Aragón. El Proyecto de Construcción fue redactado por Idom Consulting, Engineering, Architecture, S.A.U., las obras fueron ejecutadas por Acciona Construcción, S.A. y la Asistencia Técnica para el Control y Vigilancia estuvo a cargo de SGS Tecnos, S.A. que contó con la inestimable colaboración de Prointec, S.A.U.

En la ejecución de los trabajos intervino una gran cantidad de técnicos, especialistas de distintas ramas y personal de campo y oficina altamente cualificado, que no es preciso citar en este artículo ante el temor de olvidarse de alguien pero al que a todos les damos las gracias. 🙏

REFERENCIAS

- Ministerio de Fomento. "Proyecto de Autovía A-23 de Sagunto a Frontera Francesa por Somport". Tramo: Alto de Monrepós - Caldearenas (Huesca).
- PIARC, Asociación Mundial de la Carretera, Comité Técnico 3.3. Explotación de Túneles de Carretera (2016). "Apartaderos y protección contra los obstáculos laterales - Prácticas vigentes en Europa".
- Kunc, R.; Omerovic, S.; Ambroz, M.; Prebil, I. (2013). "Comparative study of European tunnel emergency-stop-area-wall protection measures. Accident Analysis & Prevention".
- Varios autores (2007). II Curso máster en túneles y obras subterráneas. C.I.C.C.P., AETOS.
- González de Vallejo, L.I.; Ferrer, M.; Ortuño, L.; Oteo, C. (2002). "Ingeniería Geológica". Ed. Pearson Educación.
- Ministerio de Fomento (2005). "Guía para el proyecto y la ejecución de micropilotes en obras de carreteras".
- Ferrer, M.; González de Vallejo, L.I. (1999). "Manual de campo para la descripción y caracterización de macizos rocosos en afloramientos". Instituto Tecnológico Geominero de España. Ministerio de Medio Ambiente.
- López Jimeno, C. et al (1997). "Manual de túneles y obras subterráneas". Ed. Entorno gráfico.
- Romana Ruiz, M. et al (2005). Jornadas sobre el nuevo método austriaco. STMR, S.L.
- Ministerio de Fomento (2015). Orden Circular 36/2015 sobre criterios a aplicar en la iluminación de carreteras a cielo abierto y túneles.

Westconnex Stage 2 en Sídney

Diseño y construcción de un megaproyecto urbano
con 20 rozadoras

JAVIER
**Varela
Gorgojo**

Ingeniero de Caminos
Canales y Puertos.
WestConnex Stage 2 New
M5 Director de Operaciones,
Sídney (Australia). Dragados

ALEJANDRO
**Sanz
Garrote**

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

PAZ
**Navarro
Gancedo-
Rodríguez**

Ingeniera de Caminos,
Canales y Puertos.
gGRAVITY Engineering

RESUMEN

El proyecto WestConnex en Sídney es el mayor proyecto de carreteras ejecutado recientemente en Australia y consta de tres tramos, ofertados en el formato Diseño y Construcción, siendo la segunda fase del nuevo tramo de la M5 el objeto de este artículo.

El trazado consta de dos túneles paralelos conectando la zona del Este con el Oeste, requiriendo la excavación de dos cavernas de bifurcación de hasta 29 m de vano. Los túneles se excavan mayoritariamente en una arenisca competente, empleando hasta 20 rozadoras de 300 kw de potencia de corte para su ejecución.

PALABRAS CLAVE

Rozadoras, innovación, logística

ABSTRACT

WestConnex Project in Sydney is the biggest roadway project recently constructed in Australia and is composed by three main contracts, tendered in a Design and Built format. The second stage of the new segment M5 is the aim of this article.

The alignment has two twin tunnels that connect the East to West area, and requires the excavation of several bifurcation caverns of a 29m span. The tunnels are mainly excavated in sound sandstone, excavated by 20 roadheaders of 300 kW cutting power.

KEYWORDS

Roadheaders, innovation, logistics

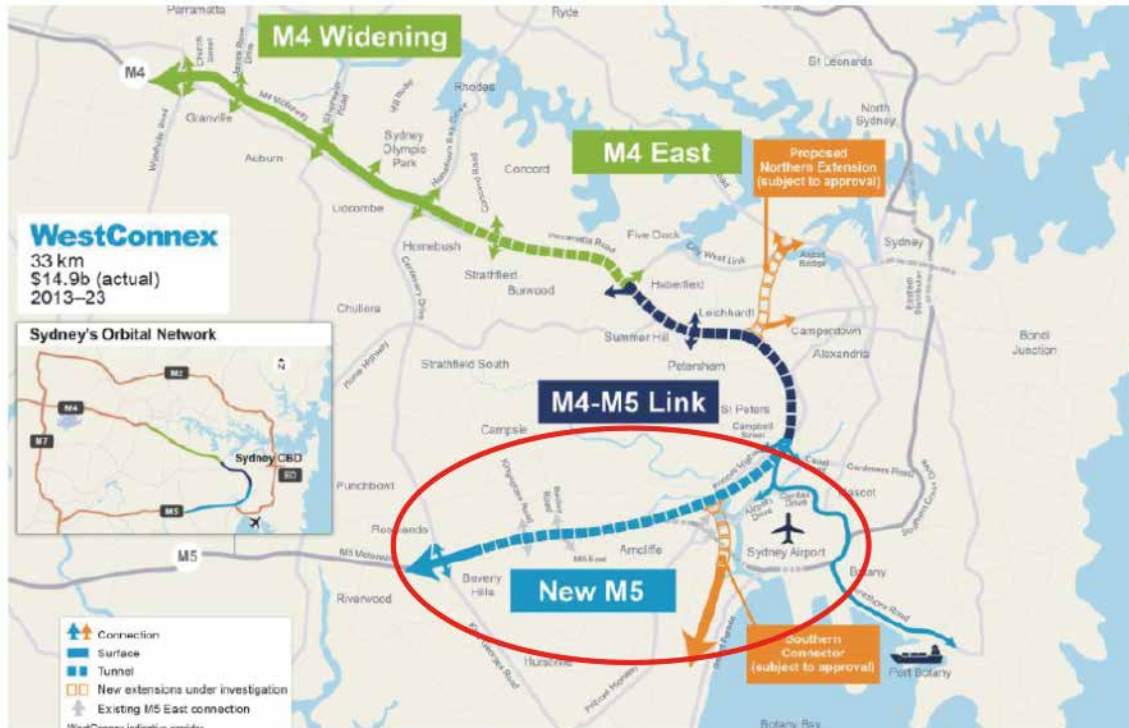


Fig. 1_ Contratos del proyecto WestConnex

1

Introducción

El proyecto WestConnex es el mayor proyecto de carreteras ejecutado recientemente en Australia, conectando el oeste y suroeste de Sídney con el centro de la ciudad, el puerto y el aeropuerto mediante una autopista de 33 km de longitud. El proyecto consta de tres tramos, siendo la segunda fase del nuevo tramo de la M5 (WestConnex Stage 2 –M5) el objeto de este artículo (figura 1).

El objetivo principal del proyecto WestConnex Stage 2-M5 es aumentar la capacidad del corredor M5 Este, dejando preparada una conexión para un futuro Southern Connector (Conexión Sur) y conectando con la M4 Sur, facilitando las futuras conexiones entre WestConnex y el aeropuerto, el puerto y los distritos de la zona sur de Sídney.

El contrato de Diseño y Construcción se firmó el 20 de noviembre de 2015 y se abrió al tráfico el 4 de julio de 2020, en línea con los plazos de ejecución establecidos.

2

Geología y geotecnia

El corredor discurre en su mayor parte por arenisca, con presencia de margas en las proximidades de Saint Peters, y una zona de suelos en las proximidades del portal Oeste.

La arenisca es cuarzosa de grano medio a grueso, estratificada en capas de espesores entre 1 y 3 m con una estructura masiva, siendo destacable el alto nivel de tensiones horizontales en la misma, con valores de coeficiente de empuje al reposo (K0) superiores a la unidad generalizados. Estas areniscas son abrasivas con contenidos en cuarzo que oscilan entre el 50 y el 70 % y con contenido de un 10-20 % de minerales arcillosos. Son materiales con una alta resistencia de la roca intacta, con un valor medio de resistencia a la compresión simple (UCS) en el entorno de los 30 MPa y valores máximos en el entorno de los 60MPa.

La formación de Margas es una unidad menos abrasiva, con contenidos en cuarzo entre el 10 y el 30 % y un contenido en minerales arcillosos entre el 10 y el 50 %, con una resistencia media a la compresión simple alrededor de 15MPa.

La estratigrafía de la zona se caracteriza por una disposición subhorizontal de los materiales. Cabe destacar la presencia de un paleocanal en las proximidades del aeropuerto que atraviesa el corredor, junto con la presencia de antiguas canteras posteriormente rellenadas en la zona de Saint Peters, ya fuera de la sección de túnel, en donde se ha construido un macro enlace conformado por 9 viaductos en cuatro alturas y rampas pilotadas construidas sobre los materiales de relleno que facilitan el acceso a los túneles.

En general los materiales atravesados por el proyecto presentan permeabilidades bajas, estando gobernadas principalmente por la mayor o menor presencia de fracturas.

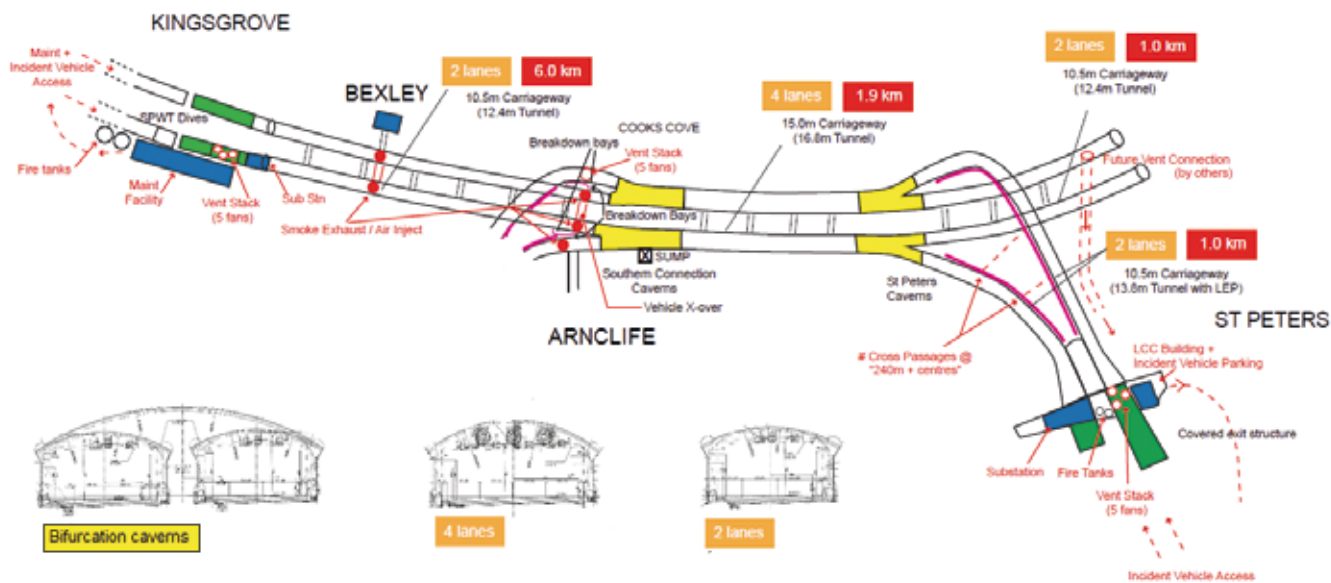


Fig. 2_ Esquema del proyecto

3 Bases de diseño

Las bases de diseño del Proyecto precisaban la construcción de dos túneles paralelos con sección standard de 2 carriles y arcenes amplios que permita una futura ampliación a tres carriles por sentido. Los túneles debían conectar en superficie con la M5 en Kingsgrove (Oeste), y es necesaria la construcción de otro portal en las proximidades del vertedero de Saint Peters (Este) donde se construye un macro enlace que conecta Westconnex al futuro proyecto de acceso al aeropuerto y al puerto comercial de Port Botany (en proceso de licitación) y a la red de carreteras locales, cuya mejora forma parte del proyecto. Para facilitar la conexión con el futuro tramo M4-M5, sin interferir con el tráfico en la New M5, tras su puesta en servicio, se deja completamente terminado un tramo adicional de 1 km de túnel doble. En cada túnel se construyen 2 cavernas. Una para conectar Westconnex a los futuros túneles del Southern Conector (cavernas de Arncliffe) y una segunda para conectar con las rampas de salida al exterior en Saint Peters. Entre ambas cavernas se ejecutan los túneles con sección de 4 carriles ampliables a 5 (ver figura 2).

El sistema de excavación, la sección de los túneles y el trazado estaban abiertos en la fase de oferta, habiendo proporcionado el cliente un trazado de referencia y un corredor dentro del cual se debería ubicar la infraestructura para posibilitar la consecución de los permisos necesarios. Destacar que la mayor parte

de los sondeos realizados se encontraban en las proximidades del trazado de referencia.

El pliego requería un diseño para ancho mínimo pavimentado de 10,5 m en todo el trazado, con carriles de 3,5 m de ancho y una acera de 2,5 m, con un gálibo de hasta 5,3 m de alto, para una velocidad mínima de diseño de 90 km/h tanto en los túneles como en las rampas.

El proyecto incluye la ejecución de galerías de conexión entre túneles cada 120 m, además de pozos y galerías de acceso y ventilación, pavimentación de túneles y todas las instalaciones necesarias para la puesta en servicio incluidas 6 nuevas subestaciones en superficie ubicadas a lo largo del trazado, 6 edificios de ventilación, suministro y extracción, 3 edificios con instalaciones de bombeo y tratamiento para drenaje del punto bajo y sistemas de extinción mediante rociadores e hidrantes, iluminación, señalización, otras instalaciones de control de tráfico, seguridad y emergencias, así como pruebas previas a la puesta en servicio incluidas las de integración en un nuevo centro de Control dedicado construido en Saint Peters.

4 Diseño desarrollado

El diseño de los túneles se desarrolló marcado por los siguientes condicionantes principales:

- Un plazo a cumplir muy agresivo, con una zona entre Kingsgrove y Arncliffe de 6 km sin accesos intermedios.
- La minimización del impacto a terceros, ya sea en forma de ruido y vibraciones, asientos, etc.
- El objetivo de encajar los túneles mayoritariamente dentro de arenisca competente, especialmente las grandes cavernas con vanos de hasta 29 m, de cara a simplificar los sostenimientos necesarios y acelerar los ritmos de excavación
- Los requerimientos no precisaban la instalación de impermeabilización y/o revestimiento, existiendo unos requisitos de infiltraciones máximas.

Multitud de alternativas fueron analizadas. Se estudiaron varias opciones con tuneladora para la ejecución de los túneles de dos carriles entre Kingsgrove y Arncliffe, las cuales fueron descartadas principalmente por requerir máquinas en el entorno de los 14 m de diámetro, las cuales requerirían la instalación de dovelas prefabricadas para excavar este gran diámetro con seguridad, y con dilatados plazos para iniciar las excavaciones.

Finalmente se optó por una estrategia de excavación con métodos secuenciales, empleando mayoritariamente rozadoras.

Para ello fue fundamental encontrar un punto intermedio entre Kingsgrove y Arncliffe, que proporcionase un acceso temporal y permitiese sacar de la ruta crítica la excavación de los túneles de dos carriles en ese tramo.

Se diseñaron accesos temporales adicionales tanto en Arncliffe como en Saint Peters que permitiesen anticipar el acceso a la excavación de los túneles y solapar actividades de obra civil con acabados e instalaciones definitivas. Estos accesos temporales, que comprenden la ejecución de varios pozos y galerías, permitieron reducir la excavación máxima en fondo de saco de 3.000 m a 2.000 m aproximadamente, pero en contrapartida han de ser rellenados con hormigón al finalizar el proyecto.

Este enfoque ha permitido acometer las obras desde múltiples frentes de trabajo, solapando actividades de excavación, instalación de firmes, acabados e instalaciones.

Desde el punto de vista del diseño del túnel, emplear sistemas secuenciales permite excavar secciones de túnel ajustadas al gálibo exigido. La estratificación de las areniscas y su alto estado tensional horizontal en la zona ha condicionado la forma geométrica de excavar los túneles y el concepto de sostenimiento, con secciones muy poco redondeadas y bóvedas muy planas, sostenidas principalmente con bulones, considerados también a largo plazo. Utilizar este enfoque ha permitido ajustar un sostenimiento permanente a las nece-

sidades de cada tipo de terreno, evitado tener que colocar una impermeabilización y revestimiento generalizados, con el consecuente ahorro de plazo y coste.

En esta línea, tras la campaña de investigación geotécnica complementaria realizada se detectó que en el trazado con el que se ofertó (desplazado con respecto al trazado de referencia y sobre el que no había sondeos en todas las zonas), el terreno atravesado en la zona de las cavernas de Arncliffe era peor del esperado, encontrando diversas fallas en las proximidades de un paleocauce de aproximadamente 40 m de profundidad. Por este motivo se decidió hacer un nuevo cambio de trazado y bajar la rasante del túnel, desplazando las cavernas hacia zonas con mejor terreno, además de realizar una campaña de inyecciones de impregnación desde superficie para permitir no revestir ni impermeabilizar ni el túnel ni las cavernas, y tratar las entradas puntuales de agua en función de los caudales de infiltración.

El diseño final comprende la excavación de más de 21 km de túneles, cavernas y galerías, como se muestra en la tabla 1.

	Eastbound	Westbound
Túneles principales, incluyendo 4 cavernas de bifurcación	8.741 m	8.649 m
Accesos en Saint Peters	919 m	969 m
Galerías de conexión entre túneles	1.027 m	
Galerías para accesos intermedios y ventilación	726 m	

Tabla 1. Longitud de túneles excavada en el proyecto

4.1. Concepto de sostenimiento e impermeabilización

El objetivo era minimizar las secciones de excavación, con una geometría que además permitiese minimizar las fases constructivas y colocar los sostenimientos más livianos posibles, siempre considerando las restrictivas normativas de seguridad y salud locales que, entre otras cosas, no permiten el acceso de personal por debajo de terreno que no esté sostenido, motivo por el cual no se permite colocar bulones a mano y se instalan con bulonadoras.

Se eligió una sección de excavación con hastiales rectos que se adapta bien a las características del terreno, contando con la misma geometría de hastiales y arranque de bóveda en todas las secciones constructivas (incluidos los túneles y cavernas) para facilitar las transiciones de una a otra. El arco de la bóveda se diseñó para minimizar el volumen de excavación, con una curvatura mínima que permite una redistribución de tensiones suficiente en el terreno, al tiempo que las eventua-

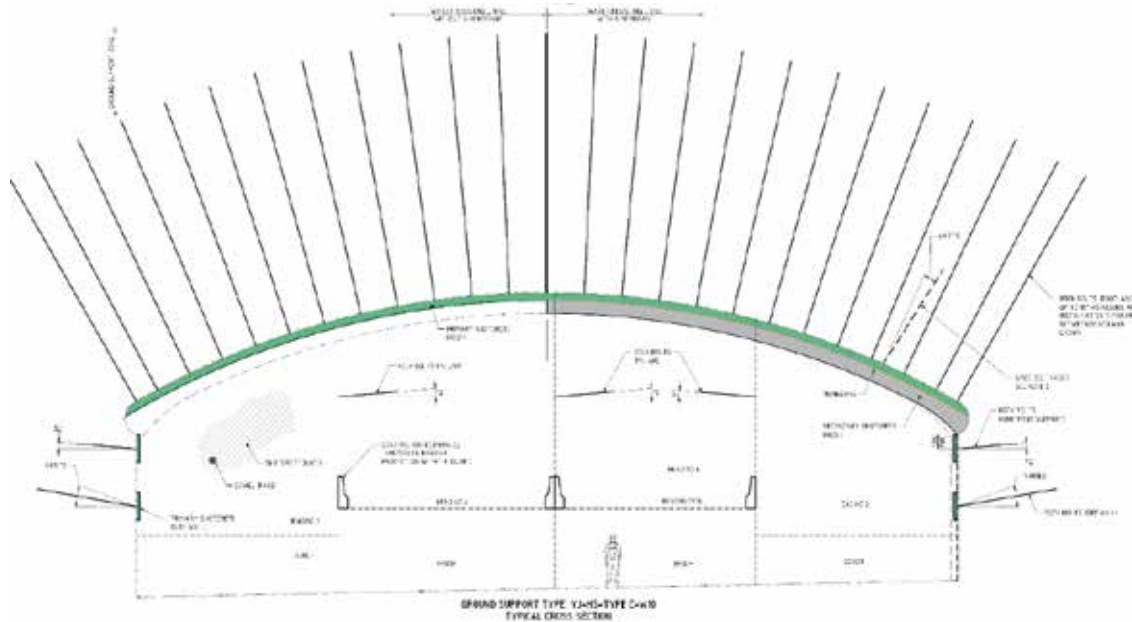


Fig. 3_ Sección de excavación en caverna de 29 m de vano

les filtraciones en el paramento pueden ser canalizadas hacia los hastiales, evitando así goteos en la calzada.

El sostenimiento y revestimiento de todos los túneles se apoya en la utilización de bulones y hormigón proyectado, aplicados en función de la calidad del terreno encontrado. Para ello se han empleado bulones permanentes del tipo CT bolt, Bluey DCPbolt y Jennmar cable bolt, de distintas longitudes y capacidades. Se trata de bulones de barra o cable, dotados de un sistema de expansión mecánico en cabeza que permite un anclaje instantáneo en punta. Estos bulones van provistos de una camisa de polietileno corrugado junto con una cabeza y placa especiales que permite inyectar lechada entre la camisa y el bulón. La lechada penetra rellenando el contacto entre la camisa y el bulón envolviéndolo completamente. La lechada rebosa cuando llega a la punta del bulón y vuelve a salir hacia la embocadura, rellenando el espacio anular entre el terreno y la camisa corrugada de polietileno. De este modo los bulones cuentan con una doble barrera contra la corrosión, la camisa plástica y la lechada, garantizando que en ningún caso el acero estará en contacto con el terreno, contando como resultado con un bulón de anclaje puntual instantáneamente, y un bulón friccional cuando la lechada ha fraguado.

Este enfoque ha permitido aplicar un tipo de impermeabilización-revestimiento adaptado a las necesidades de cada zona. El túnel se diseña drenado pero se establecen unos caudales de infiltración aceptables, aplicando distintos tipos de solución (que van desde no colocar nada adicional al sostenimiento hasta instalar lámina de PVC y revestimiento de hormigón) adaptadas a las necesidades reales de cada tramo para minimizar el esfuerzo (de recursos y plazo) en impermeabilización y revestimiento sin sobrepasar los caudales de infiltración establecidos.

Teniendo en cuenta los ajustados plazos de ejecución, este enfoque ha permitido minimizar las actividades a realizar y solapar muchas de ellas por detrás de los frentes de excavación, incluyendo la destroza, galerías de conexión, impermeabilización y revestimiento en los casos necesarios, firmes, instalaciones, etc.

5 Ejecución con rozadoras

5.1. Selección de equipos y estrategia

Las excavaciones se han ejecutado con medios mecánicos, empleando hasta 20 rozadoras de gran tonelaje y 300 kw de potencia de corte para su ejecución. Debido al gran número de unidades empleadas se han utilizado dos suministradores distintos de rozadoras, con diferentes alcances y tipos de cabeza de corte: Sandvik MT720 con cabeza transversal y alcance de hasta 6,6 m de altura, y Mitsui Mike S300 con cabeza de corte longitudinal y alcance de hasta 8,8 m de altura.

Debido a la incertidumbre inherente a la excavación de túneles, derivada de su dependencia de la calidad de la roca finalmente encontrada y de la infiltración de agua procedente del terreno, la obra se planteó con cierta flexibilidad. Se identificaron las actividades críticas del programa y se las dotó de equipos de excavación. Se generaron accesos auxiliares y se utilizó un número de equipos suficientes para desligar la excavación de los túneles, más largos, de la excavación de las múltiples cavernas, más complejas y sensibles a la calidad del terreno, consiguiendo así suficiente holgura en el programa para hacer frente a imprevistos.



Fig. 4_ Rozadora Sandvik MT720 utilizada con cabeza transversal



Fig. 5_ Rozadora Mitsui Mike S300 utilizada con cabeza longitudinal

A medida que se iban terminando actividades críticas, los equipos de rozado se desplazaban a nuevos frentes o complementaban frentes activos en secciones de excavación grandes donde ya había un equipo de rozado. Para ello fue necesario tanto adaptar el diseño como las instalaciones en muchos casos.

Para minimizar el impacto ambiental, fue necesario diseñar unas instalaciones específicas protegidas con cubiertas aisladas acústicamente en cada pozo auxiliar utilizado (ver figura 6).

5.2. Sección de dos carriles

Los túneles de dos carriles tienen un ancho de 12,4 m y una altura de aproximadamente 7,8 m, concentrándose mayoritariamente entre Kingsgrove y Arncliffe, con tramos de hasta



Fig. 6_ Ejecución de las obras desde instalaciones insonorizadas para minimizar el impacto ambiental

2 km a excavar en fondo de saco.

Su excavación se realizó mayoritariamente empleando rozadoras Sandvik, en secciones de avance de 6 m de alto y con una destroza de aproximadamente 1,8 m que se ha ejecutado solapada con el avance, a distancia y con recursos variables (rozadora, retroexcavadora con martillo y excavadoras de superficie para minería con sistemas de captación de polvo) en función de la disponibilidad en cada situación.

La excavación del avance se realizó con el frente partido, con la mitad de la sección avanzada aproximadamente 20 m con respecto al ensanche. Esta subdivisión se realizó para permitir el solape del bulonado y la proyección de hormigón en la fase de ensanche con la excavación de la sección avanzada, mejorando de este modo los rendimientos totales (ver figura 7).

5.3. Sección de cuatro carriles

Los túneles de cuatro carriles tienen un ancho de 16,8 m y una altura de aproximadamente 8,6 m, con una longitud de 1,9 km entre las cavernas de Arncliffe y Saint Peters.

Su excavación se realizó mayoritariamente empleando rozadoras Mitsui, que gracias a su mayor alcance en altura facilitaron la excavación disminuyendo el volumen de excavación en destroza y simplificando así la instalación de bulones largos. Cuando se disponía de una única rozadora por frente, se ejecutaron con el frente partido para solapar parcialmente excavación y sostenimiento. A medida que se fueron liberando rozadoras, algunos frentes de cuatro carriles se excavaron con dos rozadoras trabajando en paralelo, instalando el sostenimiento a continuación (ver figura 8). La segunda rozadora en paralelo resultó interesante debido a que el tiempo de excavación con



Fig. 7_ Excavación de rozadora simultánea a la proyección de hormigón en túnel de 2 carriles



Fig. 8_ Excavación simultánea con dos rozadoras en paralelo en túnel de 4 carriles

una rozadora superaba normalmente el 70 % del tiempo total del ciclo. Destacar que si bien la segunda rozadora mejora la velocidad de avance, esta segunda máquina en paralelo no permite duplicar el rendimiento total de rozado debido a las interferencias generadas, perdiéndose además la posibilidad de solapar parcialmente la excavación con el sostenimiento.

5.4. Ejecución de cavernas

Las cuatro cavernas de bifurcación se encuentran en Arncliffe y Saint Peters, una en cada extremo de los túneles de cuatro carriles. Se realizan con sección variable adaptando gradualmente el túnel de 16,8 m de ancho hasta llegar a una caverna de 29 m de ancho, desde la que arrancan dos túneles de dos carriles dejando un pilar central de aproximadamente 4 m.

Las cavernas, de longitud variable en función de los distintos radios de giro del trazado en esos puntos, se han excavado en diversas fases, utilizando rozadoras Mitsui de gran alcance para minimizar el número de fases intermedias en lo posible. La utilización de un sostenimiento basado en bulones facilitó significativamente la subdivisión en diversas fases del frente de excavación ya que no requiere la realización de complicadas conexiones mecánicas de elementos portantes en bóveda, permitiendo conseguir rendimientos elevados en la excavación de estas macro-cavernas.

En las cavernas de Arncliffe, encajadas en arenisca pero por debajo de un paleocauce y tras detectarse varias zonas de fracturación importante, se procedió a diseñar un programa de inyecciones previas a la excavación a fin de minimizar la afluencia de agua hacia el interior de las cavernas, así como controlar las posibles alteraciones del nivel freático. Se realizó una inyección previa desde superficie en las zonas accesibles para evitar afectar al programa de obra, combinado con un plan de inyecciones desde los propios frentes de excavación.

El objeto de este programa es el de tratar las fisuras de la roca que permiten la circulación de agua y su ingreso en los túneles para, de este modo, minimizar las filtraciones y lo que es más importante, reducir la presión del acuífero en los estratos de menor capacidad portante ubicados por encima de las cavernas. La metodología diseñada se basa en la investigación desde frente mediante perforaciones a fin de localizar las fisuras del terreno a tratar.

El concepto básico es el de proteger un perímetro por delante del frente de excavación en cada momento. Para ello, los taladros de investigación y de inyección configuran una serie de coronas realizadas desde el propio frente de forma que se alcanza una distancia suficiente para que las fisuras repletas de agua sean tratadas de forma estática o con mínima circulación de agua, lo que facilita la eficacia del tratamiento. Las coronas sucesivas se solapan a fin de disponer siempre de una zona de resguardo.

Este enfoque ha supuesto una inversión importante, pero ha permitido mantener los niveles de infiltración en las cavernas y túneles dentro de los límites establecidos, sin necesidad de instalar lámina de impermeabilización ni revestimiento final para cumplir con los requisitos del contrato.

6 Rendimientos

Los rendimientos finales de excavación han estado muy influenciados por la resistencia y abrasividad de la roca, consiguiendo rendimientos netos de excavación (NCR o *Net Cutting Rate* por sus siglas en inglés) variables entre 18 m³/h y 26 m³/h.



Fig. 9_ Ejecución de acabados en caverna de bifurcación



Fig. 10_ Túnel de dos carriles terminado

La optimización de los procesos, incluyendo el solape de actividades en los ciclos, el refinamiento del diseño y la disminución de tiempos muertos han permitido conseguir unos rendimientos semanales medios en sección de dos carriles rondando los 25-30 metros y puntas de hasta 40 metros en secciones con geología muy favorable. En sección de cuatro carriles las medias semanales se han situado en el entorno de los 15-20 metros.

7 Conclusiones

La construcción de los túneles del contrato WestConnex New M5 Stage 2 ha supuesto un reto considerable por el ajustado plazo y las dimensiones del mismo.

Han sido determinantes para el éxito del contrato:

La flexibilidad proporcionada por los numerosos frentes de excavación, hasta 24 frentes diferentes durante la vida del proyecto, que han permitido priorizar trabajos para el cumplimiento final.

Reacción rápida en la búsqueda de soluciones adecuadas ante los numerosos retos geológicos y constructivos encontrados, como han sido la introducción de una segunda rampa de acceso en Arncliffe, las inyecciones de tratamientos desde superficie fuera del camino crítico de los trabajos o la simultaneidad de rozadoras trabajando en un mismo frente en las secciones de gran tamaño como medida de mitigación ante la geología adversa.

Soluciones que maximizan la prefabricación de elementos críticos para cumplimiento de programa como son las losas de

conductos de ventilación en túneles y edificios o la prefabricación de las salas de distribución eléctrica permanentes en los túneles maximizando la eficiencia de la industrialización de procesos en instalaciones exteriores frente a las ineficacias derivadas de la difícil logística y control de los trabajos dentro del túnel.

La planificación detallada de la logística de suministros, diferenciación de espacios de trabajo, accesos a las distintas técnicas permitiendo el solape de actividades de excavación y pavimentación y posteriormente de instalaciones buscando optimización de plazos.

En cuanto a la estrategia de Gestión del Contrato. Se centraliza la relación con el Cliente, las empresas socias del consorcio, coordinación del diseño, departamentos de soporte en materia medioambiental, recursos humanos, relaciones con ayuntamientos, organismos, comunidad local de afectados e integración de la planificación y Control de obra.

En lo que respecta a la ejecución de la obra, ésta queda dividida en 10 subproyectos con delegación suficiente en la administración de subcontratación y compras, responsabilidad integral en la construcción de los trabajos asignados dentro de los parámetros de seguridad y calidad especificados por el Contrato y las empresas socias.

En un proyecto de estas dimensiones, este nivel de autonomía ha sido fundamental para el desarrollo eficaz de los trabajos de Construcción cumpliendo plazos.

Podemos concluir que ha sido un ejemplo de cómo enfocar la construcción de nuevas infraestructuras en zonas urbanas ajustándose a las exigencias técnicas, minimizando las molestias al entorno y optimizando los plazos y costes de construcción. 📍

TOMÁS

Ripa Alonso

Dr. Ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos.
Socio-director LRA

NOEMÍ

Corral
Moraleda

Ingeniera de Caminos,
Canales y Puertos.
Responsable del Área de
Rehabilitación LRA

CRISTINA

Heredia
Ibáñez

Ingeniera Técnica de Obras
Públicas. Máster en Túneles y
Obras Subterráneas.
Jefa del 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.

SERGIO

Barral
García

Ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos.
Responsable Explotación y
Estructuras. Madrid Calle 30 S. A.

Plan de mantenimiento estructural de túneles urbanos

Túneles de la M-30

RESUMEN

Los túneles, al igual que el resto de las infraestructuras viarias, están sometidos a procesos de envejecimiento, por lo que requieren de un mantenimiento que garantice unas adecuadas condiciones de servicio tanto para los usuarios, como para la propia infraestructura. El mantenimiento de los túneles de la M-30 supone todo un desafío, especialmente si tenemos en cuenta que se trata de una infraestructura urbana de enorme complejidad y que cualquier operación de mantenimiento interfiere de manera directa o indirecta con la explotación de la vía.

PALABRAS CLAVE

Túneles, mantenimiento, servicio,
infraestructura urbana, M-30

ABSTRACT

Tunnels, just like all other road infrastructures, are subject to ageing processes, meaning they require maintenance work that guarantees adequate service conditions for both users and the infrastructure itself. Maintaining the M-30 tunnels is a challenge, especially considering that it is a highly complex piece of urban infrastructure and that any maintenance operations interfere directly or indirectly with the road's usage.

KEYWORDS

*Tunnels, maintenance work, service,
urban infrastructure, M-30*

INTRODUCCIÓN

En el año 2004, el Ayuntamiento de Madrid comenzó una de las mayores aventuras técnicas jamás emprendidas por una administración local: ejecutar la construcción de la red de túneles urbanos más importante de Europa, con el decisivo propósito de recuperar para la ciudad el entorno del río Manzanares.

Para realizarlo con la mayor de las garantías y eficacia, se recurrió a la creación de la empresa municipal Madrid Calle 30 S.A., sociedad 100 % municipal en sus orígenes, que apoyada por las empresas constructoras españolas pudo llevar a cabo con éxito la ejecución de los túneles.

Los túneles de la M-30, con 48 km de longitud y cuyos objetivos fundamentales eran minimizar el impacto ambiental, aumentar la capacidad y seguridad del tráfico y rediseñar los enlaces con las radiales, se construyeron en algo menos de 1.000 días y supusieron una inversión de 3.666 millones de euros.

Estructuralmente hablando, comprenden diversos métodos constructivos

entre los que destacan el método TBM, utilizado en 8 km del trazado y para el que se utilizaron tuneladoras de 15 m. de diámetro, el método "Cut and Cover", utilizado en la mayor parte de los 40 km restantes y el método Tradicional de Madrid. Disponen además de 265 espacios auxiliares que le dan servicio entre salidas de emergencia, cuartos técnicos y pozos de ventilación.

Una vez acabado este importantísimo hito, empezaba otra aventura cuanto menos igual de complicada y estimulante: enfrentarse a la gestión, explotación y mantenimiento de esta inmensa infraestructura utilizada a diario por casi 1,5 millones de usuarios.

Para ello, el Ayuntamiento tomó la decisión de transformar la empresa en una sociedad de economía mixta introduciendo en la misma capital privado consiguiendo, de esta manera, aunar las fortalezas de la administración pública y de la empresa privada con el único objetivo de implantar una calidad en la gestión, explotación y mantenimiento a la altura de esta gigantesca obra de ingeniería.

Desde este momento, Madrid Calle 30 S.A. y EMESA están escribiendo juntos la historia actual de la M-30 velando por su integridad e innovando continuamente para mejorar día a día tanto en la explotación como en el mantenimiento de la misma.

El reto es de gran dificultad al tener que enfrentarse no sólo a una infraestructura complejísima, sino también a los condicionantes intrínsecos existentes como son su ubicación en un entorno absolutamente urbano y consolidado y con una intensidad de tráfico al nivel de muy pocas carreteras en el mundo. Todo ello lleva a tener que mantener unos estándares de mantenimiento sobresalientes con la dificultad añadida de que hay poca experiencia a nivel general en cuanto al mantenimiento integral de infraestructuras de este estilo, lo que está provocando que en la M-30 se estén desarrollando técnicas pioneras en todos los ámbitos de la gestión y el mantenimiento, siendo una de ellas, precisamente, el plan de mantenimiento de la infraestructura del túnel que estamos introduciendo en el presente artículo.



Fig. 1_ By-Pass. Túneles M-30



ESQUEMA GENERAL DE LA GESTIÓN DE LA CONSERVACIÓN EN LOS TÚNELES DE LA M-30

La Estrategia definida para llevar a cabo la gestión de la conservación en los túneles de la M-30, sigue el esquema que se muestra a continuación, dividiendo el proceso en cinco fases íntimamente ligadas.

Inventario

El conocimiento en profundidad de las estructuras a mantener supone una premisa fundamental en la gestión del mantenimiento; para ello, no sólo es necesario identificarlas, sino también conocer su localización exacta y sus características o funcionalidad. Todo ello debe estar reflejado en el inventario de elementos a mantener.

En el caso de túneles de la M-30, se identificaron en primer lugar todas las calzadas y espacios auxiliares que la componen, y posteriormente se analizaron aspectos como sistemas constructivos empleados, trazados, secciones, soluciones singulares, etc. Este análisis dio lugar a un listado de elementos a

mantener, tramificados de forma que se permite su identificación, localización, funcionalidad, tipología estructural, existencia de puntos críticos, situación respecto a otros elementos, etc.

Inspección

Esta segunda fase, imprescindible para conocer el estado de los distintos elementos estructuras que componen los túneles, permite obtener datos acerca de su resistencia, durabilidad, estética, etc. en un momento determinado. De forma similar a como ocurre con otro tipo de estructuras, se han establecido niveles de inspección, concretamente tres:

- Inspecciones rutinarias. Inspecciones visuales, llevadas a cabo por personal no especializado, encaminadas a la detección temprana de patologías.

- Inspecciones Principales Generales o Detalladas. Inspecciones visuales quinquenales realizadas por técnicos especialistas en estructuras, en las que se realiza un estudio en profundidad de la estructura.

- Inspecciones Especiales. Inspecciones llevadas a cabo por personal especializado cuando se detectan problemas estructurales. Dichas inspecciones pretenden, además de analizar su estado, establecer la necesidad de actuación sobre dicha estructura.

Valoración

La valoración del estado de conservación consiste en la asignación de un índice de estado o condición a los distintos elementos estructurales, en base a los deterioros identificados y catalogados en el trabajo de campo y aplicando los criterios y metodología previamente definidos. Dicha metodología se expone con detalle en el artículo "Túneles de la M-30. Cómo se ha abordado la inspección del túnel urbano más largo de Europa", publicado en el monográfico de túneles de la revista ROP de septiembre de 2019.

Los niveles de estado que se han establecido son los siguientes:

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.	

- Nivel verde: zonas sin daños relevantes
- Nivel amarillo: zonas con daños leves, cuya necesidad de actuación se valorará en función de la evolución de los daños
- Nivel naranja: zonas con daños medios, con una necesidad de actuación a medio plazo, a valorar según la evolución
- Nivel rojo: zonas con un nivel de daño que requiere una actuación a corto plazo

Evaluación

Mediante el proceso de evaluación se estudia y analiza la información derivada de las inspecciones realizadas, realizándose un diagnóstico del estado de la

estructura y procediéndose a definir las actuaciones necesarias.

Conservación

Entendemos por conservación el conjunto de actuaciones que permiten mantener el nivel de prestaciones de una estructura por encima del umbral mínimo exigible a lo largo de toda su vida útil, realizándose dichas operaciones según una programación prevista o bien como resultado de una evaluación de estado.

En base a esta definición, se han establecido para los túneles de la M-30 cuatro tipos de actuaciones:

- Operaciones de mantenimiento ordinario.
- Actuaciones de conservación de carácter extraordinario.
- Operaciones de renovación.
- Obras de rehabilitación y/o refuerzo.

Los tres primeros tipos de actuación integran los planes de mantenimiento preventivo elaborados para los túneles de la Calle 30; las actuaciones de rehabilitación y refuerzo son obras de reparación que exceden el ámbito del mantenimiento preventivo para integrar lo que podría denominarse actuaciones de conservación de carácter correctivo.

ESTRATEGIA GENERAL DE CONSERVACIÓN DE LOS TÚNELES DE LA M-30

En general, la evolución de las prestaciones y solicitaciones de una estructura a lo largo del tiempo se puede representar, de manera conceptual, a partir del siguiente esquema:

Tal como expresa la EHE-08 en la parte de su articulado relativa al mantenimiento, una vez concluida la construcción de una estructura comienza un inexorable proceso por el cual la ca-

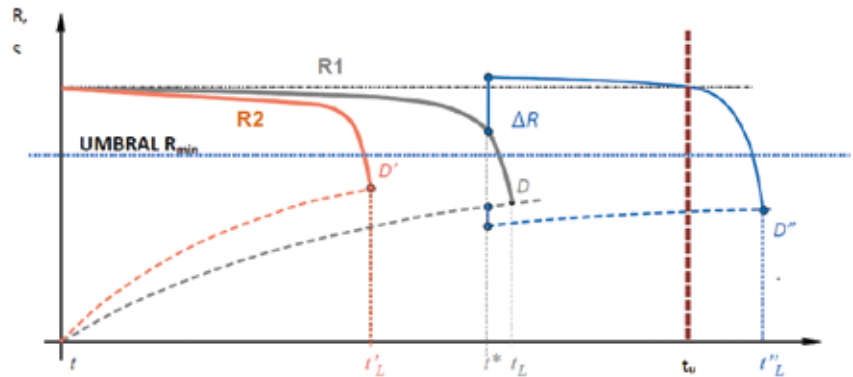


Fig. 2_ Evolución de las prestaciones y solicitaciones de una estructura a lo largo del tiempo

pacidad prestacional va disminuyendo debido a la degradación de los materiales. Esta degradación, que es lenta al principio, se va acentuando con el paso del tiempo, lo que se traduce en una mayor pendiente de la curva de evolución de las prestaciones (curva R(t) del gráfico) a partir de un determinado momento.

Por otro lado, la EHE en su título 9º, define el mantenimiento como el conjunto de actividades encaminadas a que el nivel de prestaciones R(t) se mantenga por encima del umbral mínimo R_{min} a lo largo de toda la vida útil de la estructura (t_u), precisando, además, que el mantenimiento es una actividad de carácter preventivo, que evita o retrasa la aparición de problemas que, de lo contrario, requerirían una resolución más compleja y una cuantía económica para su reparación muy superior.

En el apartado anterior se han relacionado las categorías de actuaciones de conservación que, en virtud de lo expuesto, deben integrar el sistema de gestión de la conservación de los túneles de la M-30. Seguidamente, se explica cómo estas actuaciones sirven a la estrategia de conservación de las estructuras, representada de forma conceptual en la Ilustración 2.

Operaciones de mantenimiento ordinario

Se trata de un conjunto de operaciones que tienen por objeto ralentizar la velocidad de deterioro de la estructura. En este sentido, un mantenimiento ordinario adecuado hace que el deterioro de la estructura siga la curva R1, pero no sería suficiente para que la estructura alcance la vida útil prevista (t_u), puesto que las prestaciones disminuyen por debajo del umbral mínimo y, de hecho, para un tiempo t_L , la estructura no sería apta para el uso al haber superado la sollicitación a la capacidad prestacional de la estructura.

Por el contrario, un mantenimiento ordinario inadecuado, acelera el ritmo de deterioro de la estructura (curva R2), pudiendo generar a la par, un incremento de las sollicitaciones (por ejemplo, un funcionamiento inadecuado del drenaje produce humedades que incrementan la "solicitación" de degradación del hormigón por corrosión). Tal mantenimiento inadecuado conduciría a una inhabilitación prematura de la estructura en un tiempo t'_L .

Operaciones de renovación

Se trata de actuaciones puntuales de mejora de las prestaciones por renovación de un elemento que ha agotado

su vida útil por otro de iguales características. Estas operaciones, que se realizan a lo largo de toda la vida en servicio de la estructura, aplican fundamentalmente a los elementos del equipamiento, al tener una vida útil sensiblemente inferior a la de la estructura.

Actuaciones de conservación de carácter extraordinario

Se trata de actuaciones de reparación y reposición de elementos de elevada intensidad, debido a que se aplican a zonas significativamente más extensas que las correspondientes a operaciones de mantenimiento ordinario y sobre elementos cuyo nivel de deterioro es más acusado.

Volviendo al gráfico de la figura 2, observamos que a medida que el estado de conservación empeora, aun cuando se haya llevado a cabo un mantenimiento ordinario adecuado de la estructura (curva R1), el nivel prestacional de la estructura adquiere una acusada pendiente descendente que refleja, precisamente, la acentuada velocidad de deterioro del estado de conservación cuando los daños alcanzan un

cierto nivel de gravedad. En esta situación, es preciso recuperar el nivel prestacional mediante actuaciones de mejora que supongan un incremento inmediato del estado de conservación (ΔR).

La inclusión de las actuaciones tipificadas de conservación extraordinaria en los planes de mantenimiento de los túneles de la Calle 30 busca alcanzar una conservación eficaz en las zonas más deterioradas de los túneles, sin recurrir a actuaciones todavía más ambiciosas y costosas como son las obras de rehabilitación y/o refuerzo, con un conjunto de actuaciones pautadas, ejecutables de forma sistemática y compatible con la explotación de los túneles y que permita un seguimiento adecuado de su eficacia.

Obras de rehabilitación o refuerzo

Se trata de obras de reparación, definidas mediante proyectos de construcción, que permiten recuperar o incrementar las características resistentes y funcionales de la estructura, que habían disminuido como consecuencia del deterioro de uno o varios de sus

elementos estructurales, para adaptarla a los nuevos requerimientos funcionales. Las obras de rehabilitación o refuerzo implican un cambio de características de algún elemento de la estructura, con un alcance superior a las operaciones de renovación, y con un alcance, extensión, diversidad de reparaciones y afección a la explotación de los túneles sensiblemente superior a las actuaciones de conservación de carácter extraordinario.

APLICACIÓN DE LA ESTRATEGIA DE CONSERVACIÓN A LOS TÚNELES DE LA M-30

Una vez definida la Estrategia y para proceder a su aplicación, hay que tener en cuenta factores como el volumen de tráfico diario que alcanza el medio millón de usuarios, o la presencia de elementos o instalaciones que forman parte del equipamiento del túnel y que dificultan enormemente tanto la inspección como el propio mantenimiento del túnel.

Minimizar el impacto sobre el tráfico y salvar las instalaciones existentes, re-

Fig. 3_ Túneles M-30



ducen enormemente los rendimientos. La solución a este problema pasa por planificar minuciosamente los trabajos de mantenimiento, de forma que las ocupaciones de calzada, los cortes de carril o los cierres del túnel sean mínimos, optimizando de esta manera los trabajos y reduciendo las molestias a los usuarios.

Habida cuenta de estos condicionantes y de la heterogeneidad en cuanto al estado de conservación existente en las estructuras que conforman los túneles de la Calle 30, es preciso definir estrategias de conservación diferenciadas que tengan en cuenta el estado de conservación de cada tramo, representado por la escala de colores ya definida.

Las zonas con menor nivel de daño (zonas verdes y amarillas) presentan, en general, daños de poca entidad y con afección, principalmente, a la durabilidad de la estructura. Asimismo, se trata de daños con una extensión limitada, lo que hace posible abordar su reparación con actuaciones orientadas a la ralentización de la velocidad de deterioro. El objetivo que se pretende alcanzar con estas actuaciones es mantener el nivel de estado en el que se encuentra un determinado tramo de túnel y, por tanto, se aplican a los tramos con menor nivel de daño que presentan mecanismos de deterioro activos como, por ejemplo, la existencia de filtraciones, con una evolución desfavorable en el tiempo.

De esta manera, la estrategia de mantenimiento en las zonas con menor nivel de daño se basa en las operaciones de mantenimiento ordinario, tanto programadas como las que se realizan según necesidad y las operaciones de renovación de elementos por finalización de su vida útil. No se prevé, por el contrario, que sean necesarias a corto plazo –salvo casos excepcionales– obras de rehabilitación que aporten un incremento prestacional significativo.

El catálogo de las operaciones de mantenimiento ordinario está integrado, a modo orientativo, por los siguientes tipos de operaciones:

- Operaciones de limpieza de paramentos y elementos de drenaje

- o Limpieza de restos de materiales en superficies accesibles

- o Limpieza de elementos de drenaje

- Operaciones de pequeña reparación de elementos con afección a la durabilidad

- o Picado, saneo y reconstrucción de zonas con hormigón degradado y armaduras oxidadas a la vista

- o Obturación o canalización de filtraciones a través de juntas en pantallas

- o Sellado de juntas abiertas en pantalla de pilotes

- o Limpieza y protección de elementos metálicos con presencia de corrosión

- o Sellado de fisuras no estructurales en losas y muros

- o Etc.

- Operaciones de pequeña reparación de elementos con afección a la explotación

- o Saneo de zonas con riesgos de desprendimientos de material (excesos de mortero, gunita en pantallas, terreno inestable, etc.)

- o Obturación o canalización de filtraciones sobre la calzada.

- o Etc.

La aplicación continua de estas operaciones en los tramos con menor nivel de daño permite mantener el estado de conservación general, pero también, logra una mejora gradual del índi-

ce de estado mediante las operaciones de pequeña reparación.

Por el contrario, existen zonas del túnel en las que el nivel de daño es más elevado (zonas naranjas y rojas) que requieren actuaciones orientadas hacia una recuperación significativa del estado de conservación, por afección extensa de la durabilidad e incluso de la resistencia de ciertos elementos. El estado de conservación de estas zonas hace inviable plantear estrategias de conservación basadas, únicamente, en la ralentización de la velocidad de deterioro, sino que requiere la aplicación de actuaciones de conservación de carácter extraordinario y elevada intensidad que consigan una mejora prestacional significativa de la estructura.

Así pues, la estrategia de conservación en los tramos con mayor nivel de daño está integrada por las siguientes actuaciones:

- Operaciones de mantenimiento ordinario programadas y según necesidad (al igual que en los tramos de menor nivel de daño), orientadas hacia la ralentización de la velocidad de deterioro (por ejemplo, la conducción de filtraciones a través de canaletas inspeccionables).

- Actuaciones de conservación de carácter extraordinario

- o Actuaciones de pequeña reparación de elementos con afección extensa a la durabilidad. Incluyen, en esencia, las mismas operaciones ordinarias, si bien la extensión a la que se aplican es significativamente superior.

- Picado, saneo y reconstrucción de elementos de hormigón deteriorado

- Obturación de filtraciones mediante sellados e inyecciones

- Chorreado con abrasivo de elementos metálicos para renovación completa de su sistema de pintura

- Aplicación de productos de protección frente a la penetración en paramentos de hormigón y elementos metálicos como morteros elásticos impermeabilizantes o membranas de corcho proyectado.
- Etc.

o Actuaciones de pequeña reparación de elementos con afección a la resistencia:

- Reconstrucción de elementos de hormigón, con picado, saneo, pasivación y reposición de armaduras y relleno con morteros estructurales
- Inyecciones con resina de fisuras debidas a esfuerzos en elementos de hormigón
- Reparación completa de corrosión en elementos metálicos, incluso recarga de soldaduras o refuerzo de chapas
- Etc.

- Actuaciones de renovación de elementos por finalización de su vida útil, mejorando, por lo general, las prestaciones del elemento renovado: por ejemplo, la renovación de escaleras metálicas por escaleras de poliéster reforzado con fibras de vidrio (PRFV), de mayor durabilidad en ambientes de alta corrosividad.

- Pequeñas obras de rehabilitación y o refuerzo en zonas localizadas del túnel o recintos auxiliares, incluyendo actuaciones tales como:

o Aplicación de membranas proyectadas para obturación de filtraciones extensas en paramentos

o Ejecución de un nuevo drenaje interior del túnel de fácil inspección y mantenimiento

De esta forma, la estrategia en los tramos de mayor nivel de daño pretende ralentizar la velocidad de deterioro y, a la vez, conseguir una mejora gradual y continua del estado de conservación a través de la aplicación sistemática de las actuaciones de conservación extraordinarias, renovación de elementos con mejoras prestacionales y obras de rehabilitación donde así se requieran, a fin de trasladar el índice de estado al objetivo de ausencia sin daños (verde) o con daño incipiente (amarillo).

CONCLUSIONES

La estrategia de conservación diseñada para los túneles de la M-30 es el resultado de un proceso exhaustivo de análisis de la infraestructura, evaluación de su estado y estudio de toda la documentación existente, lo que permite establecer una serie de criterios y directrices claros sobre los que articular la estrategia de conservación y, con ello, definir de manera precisa el tipo de operaciones a realizar en la estructura para alcanzar los objetivos definidos.

En este sentido, se establece el objetivo de la estrategia de conservación en mantener los túneles por encima de un umbral mínimo a lo largo de la vida útil, mediante un catálogo de operaciones agrupadas en operaciones de mantenimiento ordinario, operaciones de renovación de elementos por finalización de su vida útil y operaciones de conservación de carácter extraordinario, todas ellas tipificadas conforme a unos criterios claros de actuación y procedimientos de ejecución específicos. Asimismo, la estrategia de conservación prevé la ejecución de obras de rehabilitación y refuerzo localizadas, cuando así lo requiera el estado de conservación de la estructura, que deben entenderse como actuaciones integradas en el sistema de gestión de la conservación de los túneles.

La concepción de la estrategia de conservación a partir de un catálogo de operaciones tipificadas a ejecutar sobre una relación de patologías concreta, proporciona una herramienta ágil, sistemática y eficaz que facilita el aprovechamiento de los recursos disponibles, mejora de forma significativa la eficiencia en la conservación y permite un mejor seguimiento de la eficacia de las actuaciones realizadas, lo cual resulta esencial para calibrar la programación de los trabajos y adaptarse a las variaciones que pueda experimentar la estructura a lo largo de la vida en servicio. ☎

Emisario submarino ejecutado mediante la hinca de tubería

para la ubicación de gaseoducto (Altamira, México)

HÉCTOR
**Trigal
Bárcena**

Ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos
Eurohinca/Terratest Tunnelling



MARCOS
**Prieto
Paineira**

Ingeniero Técnico Topógrafo.
Eurohinca/Terratest Tunnelling

RESUMEN

Diseño y construcción del emisario submarino con salida directa al mar, actualmente más largo del mundo, ejecutado mediante hinca de tubería de hormigón armado (ID/OD 2600/3200 mm) con una longitud total de 2.225 metros.

Tanto la geología encontrada, principalmente arcillas de alta plasticidad, como la longitud del túnel, fueron factores determinantes que implicaron soluciones técnicas a medida, siendo los fluidos de perforación y lubricación factores claves durante la ejecución del túnel.

Dicho emisario forma parte del proyecto Sur de Texas-Tuxpan a su paso por Altamira (México).

PALABRAS CLAVE

Emisario submarino, hinca de tubería, fluidos de perforación y lubricación, fuerza de empuje baja, levantamiento del terreno, rescate submarino

ABSTRACT

This paper summaries the design and construction of the longest sea outfall pipe-jacking project with "wet" recovery, a world record 2,225 meters microtunneling drive of ID/OD 2600/3200 mm Reinforced Concrete Jacking Pipes (RCJP).

Geology unexpectedly encountered, mainly high plasticity clays, and final length of the tunnel were key components that required customized solutions being drilling and lubrication fluids a key factor during tunnel execution.

Above mentioned sea outfall was a key component of the Sur de Texas – Tuxpan at Altamira (Mexico).

KEYWORDS

Sea outfall, pipe-jacking, drilling and lubrication fluids, low jacking force, upheaval, subsea recovery

1

Introducción

A mediados de 2016, la Comisión Federal de Electricidad (CFE) anunció que Infraestructura Marina del Golfo (IMG), sociedad formada por la canadiense TransCanada (actualmente TC Energy) y la mexicana IEnova, filial de Sempra Energy, se adjudicaba la construcción y operación por un período de 25 años del gasoducto Sur de Texas – Tuxpan por 2,100 millones de dólares.

El gasoducto submarino Sur de Texas – Tuxpan, que entró en operación recientemente, se encargará de satisfacer la creciente demanda energética de México a través de las centrales de generación ubicadas en Altamira, Tuxpan y en la región central del país.

Dicho ducto de gas natural tiene una capacidad de transporte de 2,600 millones de pies cúbicos diarios (aprox. 74 millones de m³), con un diámetro de 42 pulgadas (aprox. 1067 mm) y una longitud aproximada de 497 millas (aprox. 800 kilómetros) que transcurre desde la frontera con los Estados Unidos cerca de Brownsville, Texas hasta Tuxpan, en el estado de Veracruz según se aprecia en la figura 1.



Fig. 1_ Gasoducto Sur de Texas - Tuxpan

2

Descripción del proyecto

Uno de los componentes clave del proyecto Sur de Texas-Tuxpan fue la conexión tierra-mar a su paso por Altamira, en el estado de Tamaulipas, entrada terrestre del gasoducto en México.

La ejecución de dicha conexión se vio condicionada por restricciones medioambientales al atravesar un área de vegetación densa, principalmente una zona de manglares protegida, masas de agua y una barrera de coral cercana a la costa descartándose los métodos de ejecución convencionales y optándose por el uso de la tecnología sin zanja.

La fotografía 1 muestra una vista aérea de la plataforma de trabajo y el trazado en planta del túnel atravesando la zona de manglar y masas de agua hasta su llegada al punto de salida en el mar.

Dentro de los diferentes métodos para la instalación de tubería sin zanja, se consideró la hincada de tubería (*pipe-jacking*) como el método más apropiado para cubrir los 2,225 metros de cruce subterráneo, convirtiendo el emisario de Altamira, en el emisario submarino con salida directa al mar más largo del mundo ejecutado hasta la fecha.



Foto 1_ Vista aérea de la zona de ejecución del cruce

Para la ejecución del emisario se utilizó una TBM tipo hidroescudo de Herrenknecht modelo AVN2000-D encamisada para alcanzar el diámetro exterior de instalación necesario. Dadas las características y longitud de la hinca se diseñó y fabricó un módulo adicional, denominado *Push-Module*, que permitiera el cambio del modo de operación de *pipe-jacking* a *segmental lining* (revestimiento mediante anillos de dovelas) en caso de necesidad bien al superar la capacidad de empuje o al no poder avanzar con la excavación mediante el hincado de tubería.

El revestimiento del túnel se realizó mediante tubería de hormigón armado con un diámetro interior de 2600 mm. Dicha tubería, serviría para alojar el gasoducto (tubería producto), formado por dos líneas gemelas de 42 pulgadas (una de entrada y otra de salida a su paso por la estación de compresión de Altamira) y una línea adicional inferior de 24 pulgadas (aprox. 610 mm) que serviría para realizar la prueba hidrostática y en caso de necesidad futura, ampliar la capacidad del ducto (figura 2).

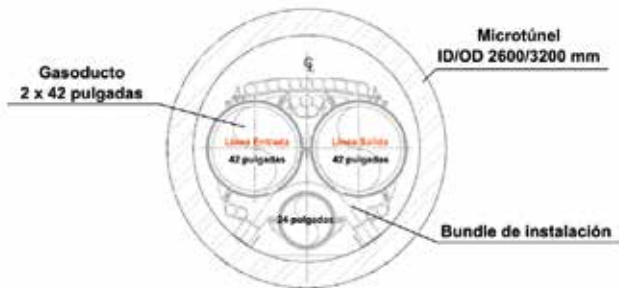


Fig. 2_ *Bundle* de instalación gasoducto

La figura 3 muestra el perfil longitudinal de la hinca y la interpretación geología, tanto la anticipada, información geotécnica disponible durante la fase de diseño, como la finalmente encontrada, información *as-built* obtenida durante la ejecución del emisario (representada en la sección del túnel).

Como puede apreciarse en el perfil longitudinal, el trazado en alzado combinaba tramos rectos con dos alineaciones curvas, una primera de 40,000 metros de radio y una segunda de 10,000 metros de radio, con pendientes de entrada y salida -2 % y +2 % respectivamente, siendo el trazado en planta recto.

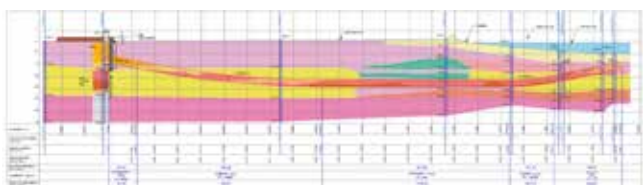


Fig. 3_ Perfil longitudinal del emisario

La ejecución de dicho emisario fue adjudicada a Europea de Hincas Teledirigidas S.A. (Eurohinca), empresa del Grupo Terratest, con amplia experiencia y referente internacional en la ejecución de emisarios submarinos mediante la hinca de tubería a través de un contrato EPC con la empresa, IFC Cimentaciones Especiales, filial mexicana del Grupo Terratest.

El alcance de los trabajos contratados incluía el diseño y ejecución; del pozo de ataque; la rampa que permitiría la instalación del gasoducto (*bundle* de instalación) en el interior de la tubería hincada; el emisario submarino anteriormente mencionado; y la ejecución de todas las cimentaciones profundas y obra civil necesarias para llevar a cabo los trabajos.

3 Ejecución del proyecto

El inicio de los trabajos comenzó en junio de 2017 con la construcción del pozo de ataque, la ejecución de las cimentaciones profundas y la obra civil necesaria para acomodar los equipos en superficie.

A mediados de noviembre se realizó la puesta en funcionamiento (*commissioning*) de la TBM dando comienzo los trabajos de excavación y en paralelo se continuó con la ejecución de la rampa de instalación.

Los trabajos de excavación se concluyeron el 27 de julio de 2018 alcanzando la posición final del túnel tras excavar 2,246 metros. La instalación del gasoducto a su paso por Altamira se completó satisfactoriamente a principios de enero de 2019.

Geología

Un factor determinante en la ejecución del túnel fue la geología encontrada durante la fase de ejecución del pozo de ataque y de excavación del túnel al diferir de manera significativa con la geología reportada y anticipada en la fase de estudio y diseño donde gran parte de la longitud del túnel discurría en un suelo formado principalmente por arenas arcillosas con inclusiones de grava fina.

Por el contrario, el suelo finalmente excavado y predominante durante casi todo el trazado fueron suelos cohesivos, principalmente arcillas de alta plasticidad, y en su menor medida, alguna intercalación de tramos de arenas arcillosas limosas.

Este cambio de geología influyó de manera significativa en los rendimientos alcanzados durante la fase de excavación, obteniendo un rendimiento medio de perforación de aproximadamente 9 metros/día por debajo de los 15 metros/día estimados en la fase de diseño y supuso adaptar el método de excavación a las nuevas condiciones geológicas encontradas.

Plataforma de trabajo

Las condiciones geológicas del emplazamiento, suelos cohesivos de baja capacidad portante y alta plasticidad, la proximidad del mar (zona inundable) y las necesidades geométricas para la instalación del gasoducto, fueron determinantes para la construcción de una plataforma artificial de trabajo que permitiera llevar a cabo los trabajos de excavación y posterior instalación del ducto. En la Fotografía 2 se puede apreciar el emplazamiento y extensión de la plataforma de trabajo.



Foto 2_ Vista aérea de la plataforma de trabajo, salinas y manglares

Pozo de ataque y rampa de instalación

El pozo de ataque se diseñó para poder optimizar los tiempos de excavación y posterior desmontaje de instalaciones del interior de túnel una vez concluidos los trabajos de excavación.

Su ejecución se realizó mediante muro pantalla de 0,80 metros con una profundidad de pantalla de 25,5 metros y con tres niveles de arriostamiento mediante puntales metálicos, un primer nivel en viga de coronación y otros dos adicionales con de vigas de reparto.

En la figura 4, planta del pozo de ataque, pueden apreciarse tanto la viga de reparto como los arriostamientos metálicos del nivel a cota -2.00 m.

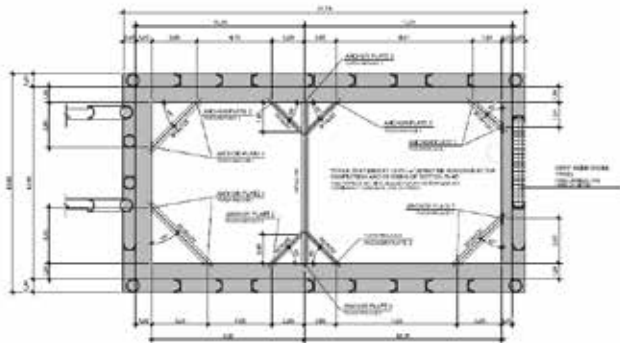


Fig. 4_ Planta pozo de ataque con disposición de arriostamiento y viga de reparto

Las dimensiones del pozo medidas entre caras interiores de las pantallas eran 23,5 metros y 12 metros respectivamente con una profundidad a cota de losa de fondo de aproximadamente 12 metros desde la cota superior de la plataforma de trabajo.

El panel de entrada o emboquille de la TBM tenía una longitud de 5,8 metros y estaba armado con fibra de vidrio.

El muro de reacción tenía una geometría trapezoidal con un armado perimetral y un núcleo de hormigón en masa, facilitando por una parte la transmisión de esfuerzos, el empuje se trasladaba directamente a las pantallas de la rampa que actuaban a modo de contrafuertes, y, por otro lado, facilitando su posterior demolición para realizar la conexión entre el pozo y rampa una vez concluidos los trabajos de excavación y previo paso a la instalación del gasoducto.

La figura 5 muestra la planta del pozo de ataque donde se aprecia la geometría del muro de reacción y el arranque de las pantallas de la rampa en su parte posterior.

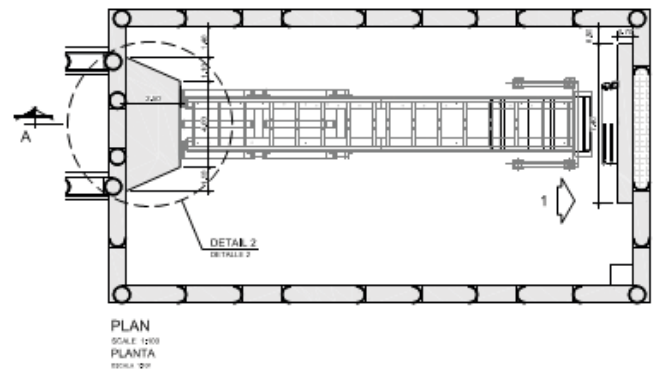


Fig. 5_ Planta pozo de ataque con muro de reacción y bastidor de empuje doble

Tubería de hincia

Para el revestimiento del túnel se utilizó tubería de hormigón armado con un diámetro interior y exterior de 2600 mm y 3200 mm respectivamente, siendo la longitud de cada tubo de 2,84 metros.

Se hincaron un total de 752 tubos y 21 estaciones intermedias cuya longitud, una vez cerradas, era de 4,41 metros.

La tubería tenía una capacidad resistente de 2,400 ton pudiendo llegar hasta las 3,200 ton en casos de emergencia y de forma puntual.

Los 10 primeros tubos tenían un diseño especial que permitía el cosido entre ellos mediante conexiones atornilladas y uniones tipo pin para evitar el giro relativo entre ellos, la

finalidad era asegurar que los 30 primeros metros se comportasen como un solo tubo minimizando un posible riesgo de desconexión o asentamiento diferencial durante la fase de rescate e inundación.

TBM, equipos de control de sólidos y equipos auxiliares

La TBM estaba compuesta por un primer módulo de 3 escudos (tubo máquina, tubo de trabajo y esclusa) correspondiente a la TBM propiamente dicha (AVN2000D) encamisada a un diámetro exterior de 3200 mm siendo el segundo módulo el denominado Push-Module, en este caso, compuesto por 2 escudos en cuyo interior se alojaba el erector de dovelas y el sistema de empuje tal como se aprecia en la figura 6.



Fig. 6_ Herrenknecht AVN2000D encamisada a D3200 mm y Push-Module

Tras el *Push-Module* y alojado dentro de los primeros tubos de hormigón, se ubicaba el *back-up* de la TBM con una longitud aproximada de 50 metros.

Tanto para el diseño de la rueda de corte (tipo mixta) como para la disposición y configuración de la herramienta de corte se consideró la presencia de bolos en la parte final de la hincia disponiendo como medida preventiva protectores TCI para proteger la herramienta de corte.

El sobre corte de la rueda era de 40 mm en radio, siendo el diámetro de excavación de 3280 mm y su apertura para la entrada de material era de aproximadamente un 21,5 % (Fig. 7).

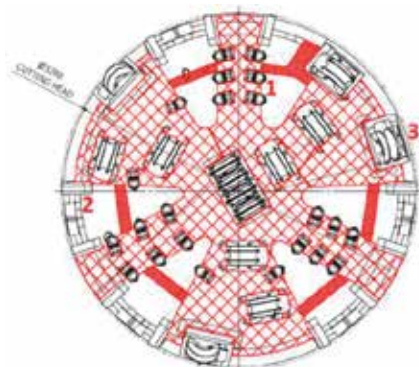


Fig. 7_ Rueda de corte tipo mixta utilizada en el proyecto

Cabe destacar que durante la ejecución del emisario no fue necesario realizar ningún tipo de intervención para el cambio de la herramienta de corte. En la Fotografía 3 puede apreciarse el desgaste de la herramienta y de la propia rueda de corte tras excavar los 2,246 metros.



Foto 3_ Antes y después rueda y herramienta de corte

Para el control de sólidos se dispusieron los siguientes equipos; una pre-criba modelo GS-500 (Bauer); dos plantas de separación; modelos MAB-500 (Schauenburg) y BE-425 (Bauer) respectivamente; una centrifugadora con unidad de floculación modelo BD-90 (Bauer); y un filtro prensa SP1500 (Tecofil).

Debido a la gran cantidad de finos presentes en el terreno, se dispusieron equipos adicionales de control de sólidos para controlar la densidad del fluido de perforación sin incrementar el tiempo de limpieza del fluido y poder reciclar y recuperar el mayor volumen posible de lodo.

Para la preparación de lodos, tanto de perforación como de lubricación, e inyección se utilizaron entre otros; 1 equipo de preparación y mezclado de fluidos de perforación modelo MD-2000 (Mud-Data); 4 bombas de inyección modelo TWG7-22 (Tecnivell); y un sistema de lubricación automático stand-alone en el interior del túnel (Herrenknecht).

Para agilizar las labores de desmontaje, reducir el tiempo de reacción en caso de accidente o evacuación del túnel y en caso de avería reducir los tiempos de parada y, por ende,

minimizar cualquier impacto en el cronograma, se implementó un sistema de vías (foto 4) en el interior y exterior del túnel disponiendo dos locomotoras con vagones tanto para el transporte de materiales como de personas.



Foto 4_ Interior del túnel durante la fase de ejecución

Además de los equipos señalados, se dispuso de 3 grupos electrógenos de 1260 kVA y otros 2 de 800 kVA para suministrar energía a la TBM y al resto de los equipos, disponiendo uno de cada tipo como medida de contingencia, así como otros equipos y elementos auxiliares (2 pórticos grúa, decantadores auxiliares, 1 depósito arco, agitadores, etc.).

Por otro lado, los componentes principales dispuestos en el pozo de ataque fueron una junta de entrada triple, un freno para la tubería (*pipe break*) y como elemento más destacable el uso de un bastidor de empuje doble que permitía conectar y empujar 3 tubos de forma simultánea reduciendo el número total de conexiones, dando una mayor continuidad a los trabajos de excavación.

Sistema de guiado

Dadas las características de la hincia a ejecutar, longitud superior a 2,000 metros, trazado curvo y tolerancias de instalación del gasoducto exigentes, durante la fase de estudio del proyecto se consideró que el sistema guiado SLS-LT desarrollado por VMT era el más apropiado para la ejecución del emisario.

Ante la necesidad de disponer de un módulo de contingencia (*Push-Module*) que garantizase la ejecución del túnel, se tuvo que descartar el sistema SLS-LT debido a la falta de espacio y visibilidad entre la tarjeta ELS ubicada en el primer módulo (TBM) y la estación total y sus 3 prismas de referencia ubicados en el túnel.

La alternativa era el sistema de guiado UNS (Universal Navigation System) desarrollado por VMT y Herrenknecht, en concreto, el sistema GNS-HWL, combinación de un giróscopo para calcular la posición horizontal y un nivel de agua para calcular la posición vertical de la TBM.

La figura 8 representa de forma esquemática el modo GNS + HWL.



Fig. 8_ Modo GNS + HWL (fuente VMT GmbH)

La mayor incertidumbre era que dicho sistema no se había utilizado para tramos mayores a 1,200 metros por lo que el guiado, pieza fundamental en la correcta ejecución del túnel y posterior instalación del gasoducto, se convertía en un elemento crítico al no tener la certeza de que funcionase correctamente una vez se sobrepasase dicha distancia, pudiendo tener que limitar la velocidad de avance de la excavación e incrementar el número de mediciones topográficas.

Finalmente, el sistema de guiado utilizado funcionó correctamente y no limitó ni el avance de perforación ni incrementó el número de mediciones de control.

El uso del sistema GNS + HWL se implementó una vez ejecutados los primeros 100 metros, durante los primeros metros se utilizó el sistema propio de la TBM, es decir, el ELS, al disponer de visibilidad entre el láser instalado en el pozo de ataque y la tarjeta ELS ubicada en la TBM.

4 Excavación del túnel

Antes de comenzar la fase de excavación se realizó un tratamiento del terreno en la zona de entrada de la máquina mediante la ejecución de 7 paneles de mortero de resistencia 5 MPa para evitar asentamientos en los primeros metros.

Durante la fase de excavación se trabajó 24 horas al día, 7 días a la semana para dar mayor continuidad a los trabajos de hincado siendo el objetivo principal, mantener las fuerzas de empuje lo más bajas posibles, evitando paradas no previstas que incrementasen la fuerza de empuje necesaria en el re arranque y previniendo un posible bloqueo del túnel durante la excavación.

El mejor rendimiento de excavación diario registrado fue de 25,5 metros y durante la mejor semana de producción se avanzaron un total de 111,2 metros.

Retos durante la ejecución

Fluido de lubricación

El principal reto del proyecto consistió en mantener las fuerzas de empuje lo más bajas posible para, por un lado, garantizar la ejecución del túnel mediante la hinca de tubería y por otro, hacerlo en el menor tiempo posible al minimizar el uso de estaciones intermedias.

El fluido de lubricación resultó ser clave para mantener las fuerzas de empuje por debajo incluso de los valores previstos durante la fase de estudio, obteniendo un rozamiento medio entre el terreno y el túnel de 0,4 kN/m² (figura 9). A modo de referencia el fabricante de tuneladoras Herrenknecht considera un rozamiento <1 kN/m² como excelente.

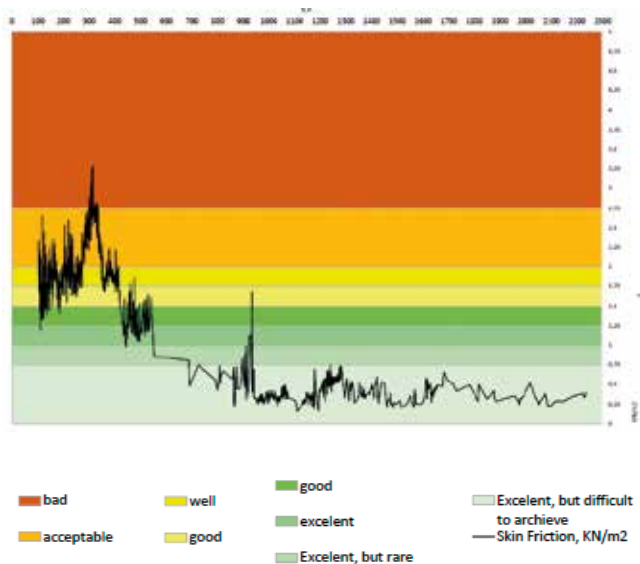


Fig. 9_ Rozamiento entre terreno y tubería en función de la longitud de hinca

Por otro lado, la fuerza de empuje media fue de aproximadamente 0,65 ton/metro (figura 10).

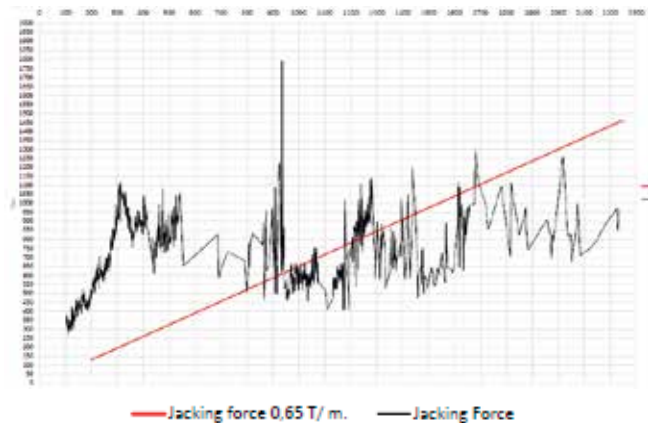


Fig. 10_ Fuerza de empuje vs. distancia de túnel ejecutada

Merece la pena señalar que gracias a la reducida fuerza de empuje durante la hinca sólo 4 de las 21 estaciones instaladas se utilizaron de forma puntual.

Al final de la excavación la fuerza de empuje necesaria para empujar todo el túnel desde el pozo de ataque, sin usar ninguna estación intermedia, era de solo 900 ton.

Durante toda la fase de excavación se contó con asistencia técnica en obra por parte de Baroid IDP para adaptar tanto el fluido de perforación como de lubricación a las condiciones del terreno.

Levantamiento y trabajos adicionales

Otro de los mayores retos durante la fase de excavación fue el levantamiento (*upheaval*) progresivo del túnel en los primeros 200 metros donde predominaba una capa de gran potencia de arcillas muy plásticas.

La elevación máxima registrada estuvo cerca de superar los 600 mm en algunos puntos como ilustra la figura 11.

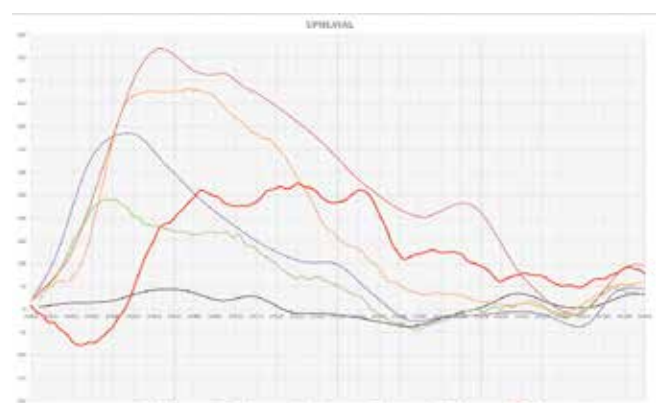


Fig. 11_ Modo GNS + HWL (fuente VMT GmbH)

Este hecho hacía peligrar tanto la integridad del túnel como la instalación del gasoducto, la solución al levantamiento resultó de la combinación de varias acciones.

En una primera fase se lastró el túnel con bloques de hormigón para compensar la fuerza vertical pero no resultó una medida efectiva y suponía aumentar el tiempo de desmontaje del túnel al tener que retirar todos los lastres introducidos.

El resto de las medidas adoptadas fueron la creación de una plataforma de sobrecarga en superficie para aumentar el peso de las tierras sobre la clave del túnel en la zona más afectada por el levantamiento y la extracción de material mediante la instalación de válvulas de 2" en la parte inferior del túnel, siendo ésta la medida más efectiva, las Fotografías 5 y 6 muestran estas dos medidas.



Fotos 5 y 6_ Construcción plataforma (arriba) y extracción de material en el interior del túnel (abajo)

En total durante la fase de excavación se extrajeron un total de 600 m³, quedando el levantamiento final del tramo afectado por debajo de los 250 mm haciendo viable la instalación del gasoducto.

Otra medida adicional a raíz del levantamiento fue sustituir las sufrideras de los tubos por juntas hidráulicas para repartir el esfuerzo en toda la superficie del tubo y evitar puntos de carga en la tubería a su paso por el área del levantamiento.

Otro de los problemas encontrados durante la ejecución del túnel era el incremento brusco del rozamiento durante las paradas hecho que podía ocasionar un bloqueo del túnel.

Ante esta situación, se aumentó la distancia entre mediciones de topografía en coordinación con el programa de mantenimiento de maquinaria, según se ilustra en la figura 12, teniendo un impacto positivo en la reducción de tiempos, asegurando el estado óptimo de la maquinaria para evitar averías y garantizando que las desviaciones de la TBM estuviesen dentro de las tolerancias del proyecto.

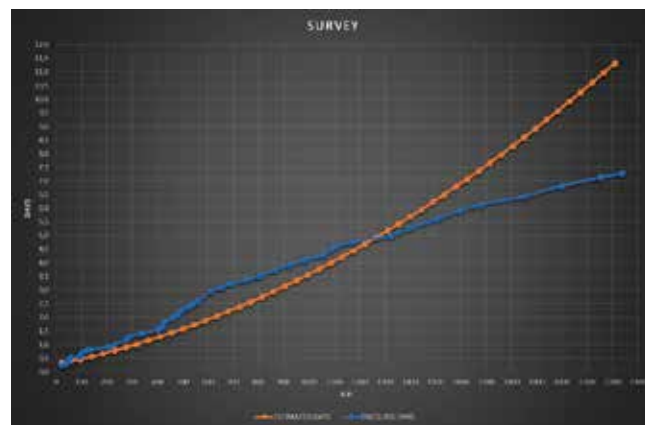


Fig. 12_ Mediciones proyectadas frente a realizadas

Una vez finalizado el túnel y como medida de contingencia se realizó un tratamiento mediante la inyección de resinas desde el interior del túnel en la parte inferior de los tubos en la zona del levantamiento a fin de minimizar los posibles asentamientos tras la alteración del terreno durante la extracción de material.

Otros trabajos realizados tras completar y desmontar casi la totalidad de las instalaciones del interior del túnel fue rellenar las juntas entre tubos con mortero de alta resistencia y colocar placas metálicas principalmente a la entrada y salida del túnel para facilitar la instalación del gasoducto asegurando que a su paso la tubería de hinca no se dañaba minimizando el riesgo de atrapamiento del *bundle* durante su instalación.

5

Rescate de TBM y Push-Module

La ejecución del emisario de Altamira se completó con el rescate de los dos módulos principales, TBM y *Push-Module*, para ello fue necesario realizar dos operaciones de rescate, una primera donde se recuperó la TBM y otra para recuperar el *Push-Module*.

La recuperación de la TBM se llevó a cabo el 4 de noviembre de 2018 tras inundar el espacio entre cuerpos (TBM y *Push-Module*) y accionar los 6 cilindros frontales alojados en el *Push-Module*, previamente la TBM se había presurizado a 1,5 bar para igualar la altura de la columna de agua y evitar la entrada de agua al interior de la tuneladora. Una vez izada, la embarcación encargada del rescate emplazó la TBM en una embarcación auxiliar para llevarla a puerto.

El 8 de noviembre de 2018 tras inundar en este caso el túnel, se procedió a accionar los 6 cilindros posteriores del *Push-Module* separando éste del túnel, tras el izado y emplazamiento del *Push-Module* en una embarcación auxiliar se llevó a puerto concluyendo así las operaciones de rescate. Las fotografías 7 y 8 muestran la recuperación de la TBM y las embarcaciones utilizadas en las operaciones de rescate.



Foto 7_ Izado de la TBM desde embarcación principal



Foto 8_ Maniobra de emplazamiento de TBM sobre la embarcación auxiliar

La instalación del gasoducto se realizó mediante tiro (pull-in) por medio de un cabrestante instalado en la embarcación utilizada para el rescate de la TBM y *Push-Module*, disponiéndose secciones de aproximadamente 500 metros de longitud sobre raíles como puede apreciarse en la Fotografía 9. Los trabajos de instalación del gasoducto se realizaron con el túnel y la rampa completamente inundados para que el empuje vertical favoreciese la instalación al reducir el peso de la sección.



Foto 9_ Trabajos de conexión del cabezal de tipo en rampa para la instalación del primer tramo del gasoducto, al fondo de puede apreciar la rampa completamente inundada

6

Conclusiones

La ejecución del emisario de Altamira fue un componente clave en la construcción del gasoducto Sur de Texas-Tuxpan y supuso un récord mundial de hinca de tubería al ejecutar un túnel de 2,225 metros de longitud.

El proyecto en sí supuso un desafío en muchos aspectos, no sólo por las características de la hinca, sino por los retos y complicaciones surgidos durante la fase de ejecución y más importante, cómo estos se fueron resolviendo hasta completar la longitud total del túnel.

Mantener las fuerzas de empuje bajas y superar el fenómeno del levantamiento (*upheaval*) fueron claves en el éxito del proyecto que se vio culminado con la instalación y conexión del tramo terrestre-marino del gasoducto a su paso por Altamira permitiendo la conexión de la línea terrestre con los tramos submarinos.

7

Agradecimientos

Nos gustaría agradecer a todas aquellas personas que, de una forma u otra, formaron parte e hicieron posible lo imposible, y nos sentimos afortunados por haberlo vivido en primera persona, gracias a vuestro esfuerzo y dedicación podemos escribir hoy este artículo. 📍

Breve repaso del estado de la tecnología del *pipe jacking*

Lecciones aprendidas sobre los fluidos de perforación para microtuneladoras hidroescudos en terrenos adversos



JUAN JOSÉ
Hoyo
Rodríguez

Ingeniero Geólogo.

Máster en Túneles y Obras Subterráneas, AETOS

RESUMEN

El siguiente artículo trata sobre una de las tecnologías sin zanja más versátiles y potentes, el hincado de tubería. Se revisarán los campos de aplicación respecto otras tecnologías sin zanja, así como con túneles de dovelas de diámetros pequeños donde se verán puntos a favor, alcances e hitos del hincado de tubería que suelen no considerarse cuando se plantean túneles de dichos diámetros.

El éxito del hincado de tubería radica en gran parte en los fluidos de trabajo, sobre todo en terrenos complejos para la tuneladora más usada, el tipo hidroescudo. Se expondrán una serie de recomendaciones constructivas a tener en cuenta para este tipo de proyectos que son compartidas con hidroescudos de mayor tamaño.

PALABRAS CLAVE

Hinca de tubos, tecnología sin zanja, hidroescudo, fluido de perforación

ABSTRACT

The following article deals with one of the most versatile and powerful trenchless technology, pipe jacking. It will look through the application fields over other trenchless technologies as well as small diameters segmental lining tunnels, which some advantages, scopes and milestones are not used to be considered when this kind of projects are raised.

The success of pipe jacking mostly lies in the drilling slurries, above all in adverse ground for the most used microtunnelling boring machine, hydroshields. Several constructive recommendations will be discussed for this kind of project, recommendations which can be also applicable for large hydroshields TBM.

KEYWORDS

Pipe jacking, trenchless technology, hydroshield, drilling slurry

1

Introducción

Todo el conjunto de tecnologías sin zanja está sufriendo un alza en los últimos años. Podría decirse que, desde hace 20 años, estos tipos de sistemas constructivos para nueva instalación de tuberías, han experimentado un gran avance tecnológico debido a su alta demanda en todo tipo de ambientes.

Dentro de este grupo de tecnologías, la más versátil y empleada en proyectos que suponen un reto a nivel mundial es el hincado de tubería o *pipe jacking*. Es cierto que, debido a sus posibilidades de adaptación en superficie y las nuevas microtuneladoras que se fabrican, el hincado de tubería se está postulando como sistema elegido sobre el túnel pequeño de dovela.

El hincado de tubería se basa en la instalación simultánea de un tubo que es empujado mediante un sistema hidráu-

lico alojado en el pozo de lanzamiento mientras que se excava a través de una microtuneladora. Esta tecnología permite el total control y visualización de toda la obra de forma remota sin acceso al túnel o a la máquina, ya que es operado desde la cabina de control ubicada en superficie.

A continuación, se tratará el campo de aplicación de esta tecnología, así como sus alcances. Debido a que el microtúnel lleva intrínseco el uso de fluidos de lubricación y perforación, se abarcarán algunas recomendaciones prácticas para los casos más adversos referido a las microtuneladoras tipo hidroescudo.

2

Estado de la tecnología del *pipe jacking*

2.1. Comparación con otras tecnologías sin zanja y túneles de dovelas de pequeño diámetro

Dentro de las tecnologías sin zanja, el hincado de tubería se postula como el método más potente de instalación

de tubos de cualquier diámetro. En las dos ilustraciones siguientes se muestran los rangos comunes de diámetro y longitudes de instalación de tubería en un solo túnel o tramo por las principales tecnologías sin zanja. Igualmente se superpone el campo de aplicación del túnel de dovela con el objetivo de revisar principalmente el solape entre el hincado de tubos y el inicio del intervalo de uso de la dovela.

El *auger boring* y el *pipe ramming* suelen emplearse para diámetros muy pequeños y cortas conducciones, son muy escasos los ejemplos que han alcanzado los valores máximos debido principalmente a su baja precisión y escueto margen de uso según condiciones geotécnicas. El HDD y *direct pipe* son tecnologías muy similares tanto en diámetros y longitudes máximas como en su propio uso, si bien es cierto que el *direct pipe*, que también combina el uso de una microtuneladora en el frente como el *pipe jacking*, suele alcanzar con menores dificultades longitudes y diámetros mayores, así como una ma-

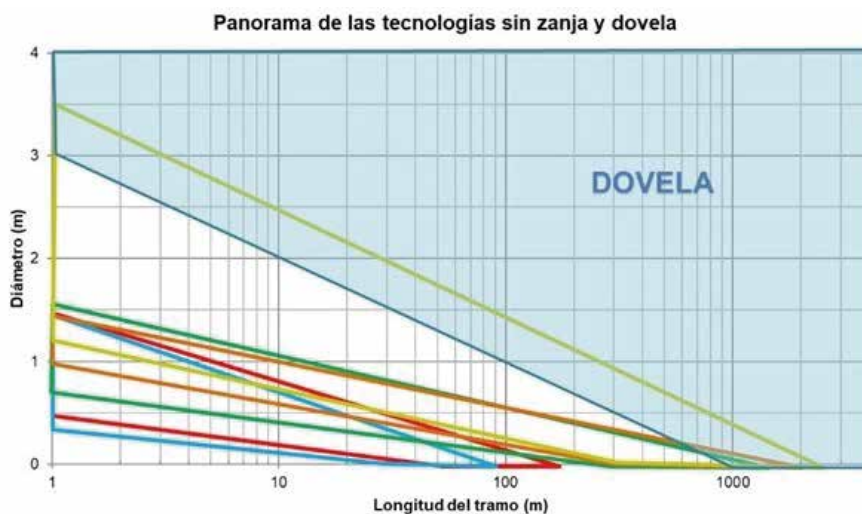


Fig. 1_ Panorama de las tecnologías sin zanja y dovela. Diámetros/Long. Fuente: Elaboración propia

Tabla 1_ Diámetros y longitudes habituales y máximas para cada tecnología sin zanja

Terremoto y fecha	Lugar	Magnitud	Terreno	Descripción de efectos en túneles	Referencias
Kobe 16-Ene-1995	Kobe (Japón)	M6.9	Suelos flojos: arenas y arcillas holocenas-pliocenas, bajo el freático	Colapso total de la estación de metro de Daikai. Se trata de un falso túnel de dos vanos con pilares intermedios. Se produjo la rotura de los pilares por cortante y el hundimiento de la losa superior.	Iida et al. 1996

yor versatilidad en aplicación de terrenos más adversos.

Por otro lado y haciendo referencia especial al solape entre la tecnología del hincado de tubería y el túnel revestido de dovelas, se presenta un intervalo de solape en el que ambos sistemas constructivos subsisten, además, debido al gran avance que está experimentando la tecnología del *pipe jacking*, este rango cada vez se desplaza a diámetros y longitudes mayores.

Para el hincado de tubería, los diámetros más comerciales actualmente a nivel mundial oscilan entre los 1,20 m y 2,00 m en longitudes de tramo de 300 m hasta 800 m. Son numerosos proyectos los que seleccionan este sistema constructivo para la instalación de conducciones relevantes, que suelen tener su uso en colectores de agua principales o como túneles que albergan conductos para las industrias del gas y petróleo o conducciones eléctricas de altos voltajes soterradas para pasos de más de 1 km de longitud.

Habitualmente no se considera el uso de tuneladoras de dovelas para tramos de menos de 1 km debido a la inver-

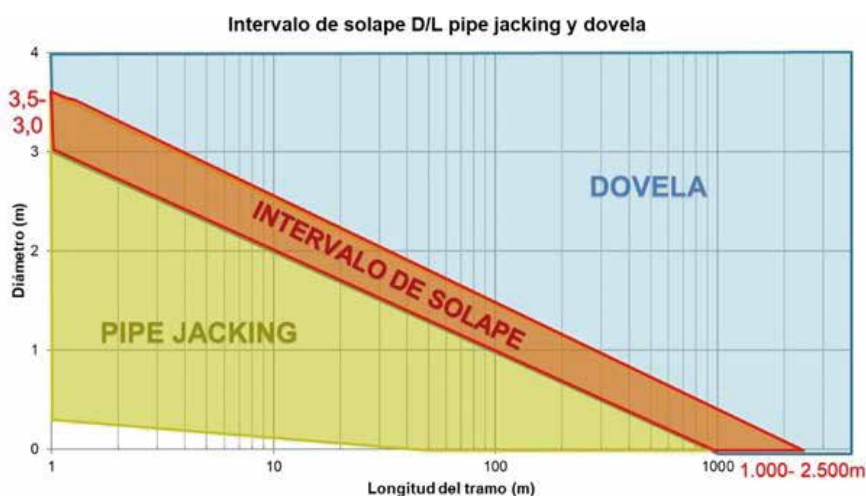
sión. En cuanto al diámetro, a causa de los equipos implicados en la instalación de los anillos de dovelas en el interior del túnel (erectores, locomotoras, vías, trenes...), este sistema constructivo se hace poco común en diámetros menores a 3,50 m y muy poco frecuentes para menores a 3,00 m. Es en esta franja de diámetros y longitudes donde ambos sistemas coexisten, los dos deben ser estudiados en detalle ya que el *pipe jacking* tiene sus limitaciones en especial en la longitud: mientras más tubos son instalados, la necesidad de empuje es mayor y por lo tanto, mayor la necesidad del uso de estaciones intermedias a lo largo del túnel para satisfacer el empuje y conseguir el avance de toda la línea. Una estación intermedia activada significa un descenso en el rendimiento de excavación por haber añadido una etapa secuencial más al empuje, sin embargo, proyectos de más de 2 km han sido ejecutados mediante *pipe jacking* con rendimientos exitosos.

El factor de pérdida de rendimiento en tramos largos es el punto negativo que más pesa a la hora de enfrentar el hincado de tubería al túnel de dovelas, sin embargo y es de crucial importancia en zonas densamente urbanas, las

necesidades de ocupación de obra y áreas de lanzamiento del *pipe jacking* para estos diámetros son mucho más reducidas que las necesarias para un túnel de dovelas. Igualmente, las obras típicas de *pipe jacking* suelen configurarse para tener una rápida y económica portabilidad entre pozos de forma que hace que esta tecnología sea muy versátil para todo tipo de diámetros y longitudes en zonas de ciudad. Por ejemplo, para una microtuneladora con un diámetro de excavación de 4,30 m, el pozo de lanzamiento necesario es de 12 m de diámetro y requiere de una superficie de obra de unos 900-1.000 m² incluido el pozo; en el área de recepción al otro extremo del túnel, es suficiente con un pozo de rescate de 8 m de diámetro.

2.2. Hitos en los alcances del pipe jacking

Como se ha mencionado inicialmente, la tecnología del hincado de tuberías sufre un auge y un fuerte desarrollo en los últimos 10-15 años, haciendo de esta tecnología la indicada y en algunos casos única, para hacer importantes retos en conducciones en cuanto a largas instalaciones submarinas o en difíciles accesos, radios de curvatura muy cerrados o tramos largos de diámetros



	HINCADO O PIPE JACKING		DOVELA	
DIÁMETRO	0.3	3.5	3.0	-
LONGITUD	50	2500	1000	-
	MIN	max.	MIN	max.

Fig. 2_ Intervalo de solape D/Long entre el hincado y la dovela. Fuente: Elaboración propia

Tabla 2_ Rangos de diámetro y longitudes según hincado o dovela, zona de solape

reducidos. Prueba de esto son los siguientes hitos que se describen ahora.

Más de 90 túneles de longitud mayor al kilómetro han sido ejecutados en los últimos 30 años. Por ejemplo, en Alemania en 1994, se construyó un túnel como parte del proyecto Europeipe destinado a la conducción de gas natural desde las costas noruegas. Es un emisario submarino ejecutado por la constructora Hochtief mediante *pipe jacking* con una tuneladora Herrenknecht de diámetro de excavación de 3,80 m y diámetro interior del tubo de hincia de 3,00 m y una longitud total de 2,6 km.

Otro ejemplo más reciente es la construcción de otro emisario submarino en México construido por Terratest Tunnelling, que con una tuneladora Herrenknecht, instaló un tubo de diámetro interior 2,60 m, excavando con un diámetro de 3,30 m y una longitud total de 2.244 m con un complejo rescate submarino. En este proyecto, como parte de la conexión *onshore* y *offshore* del gasoducto sur de Texas-Tuxpan, se hicieron rendimientos de hasta 25 m/día con dos curvas en suelos principalmente finos y arenosos.

Estos túneles representan una optimización en el número de pozos necesarios para estas longitudes, lo que implican una importante reducción en tiempo y coste ya que solo es necesario el pozo de lanzamiento y un dragado del lecho oceánico para el posterior rescate submarino y presurizado de la tuneladora.

En ciertas ocasiones, debido a las necesidades del diseño de la conducción, pueden presentarse tramos con radios de curvatura muy pronunciados que se salen de lo habitual. Como ejemplo de las curvas capaces de ser ejecutadas por túneles de *pipe jacking*, se encuentra el colector de aguas pluviales en la localidad francesa de Livry-Gargan en un hincia de 412 m con un radio de curvatura de $r=110$ m y de diámetro de excavación de 2,43 m realizado por Bessac-Sade.



Foto 1_ Rescate de la tuneladora emisario submarino México, Terratest Tunnelling.
Fuente: Herrenknecht



Foto 2_ Vista del pozo de lanzamiento emisario submarino México, Terratest Tunnelling.
Fuente: Herrenknecht



Foto 3_ Curva izquierda hinca de Sonntag en Zug, Suiza. Fuente: Herrenknecht (izda.)
 Foto 4_ Curva vertical negativa hinca de Sonntag en Zug, Suiza. Fuente: Herrenknecht (dcha.)



Foto 5_ Tuneladora AVND-4000AB marca HK para los túneles de emergencia de la autopista Berlín-Palermo. Fuente: Herrenknecht (izda.)
 Foto 6_ Túneles de emergencia durante la ejecución para la autopista Berlín-Palermo. Fuente: Herrenknecht (dcha.)

Otro ejemplo se encuentra en la ciudad de Zug, Suiza, donde Sonntag realizó otro colector de aguas lluvias de diámetro interno de 2,00 m y excavación de 2,73 m, en una hinca de casi 900 m con dos curvas cerradas de $r=250$ m.

En cuanto a diámetros y aunque en ilustraciones anteriores se han referido unos máximos y mínimos habituales, la tecnología del hincado de tubería permite instalaciones tan pequeñas desde diámetros interiores de 0,25 m hasta casos como el de la ciudad austriaca de Jenbach, donde Herrenknecht suminis-

tró una tuneladora tipo AVND-4000AB a la constructora Ed. Zublin, de diámetro de excavación de 4,80 m instalando un tubo de interior 4,00 m, que ejecutó un total de 825 m en tramos cortos de túneles de emergencia de 18 hasta 130 m para dos túneles mayores preexistente de diámetro de 13 m que forma parte de la autopista Berlín-Palermo. Esta tuneladora además tenía la posibilidad de ser retraída y desmontada dentro del propio túnel principal.

Aunque muchos túneles de *pipe jacking* están perforados sobre suelos

debido a que suelen ser mucho más someros que los túneles de dovelas sobre basamentos rocosos, esta tecnología y sus máquinas asociadas tienen la posibilidad de excavar en terrenos adversos con cargas de agua de hasta 3,5 bar y todo tipo de rocas de dureza y abrasividad. Prueba de esto es el hincado de tubería en Hong Kong ejecutado por Fine Projects y China Complant Development, dos túneles de 420 m para conducciones de alto voltaje, perforando rocas de resistencias de 153 hasta 411 MPa.

3 Fluidos de perforación en terrenos adversos

Podría decirse que más del 75 % de las obras de *pipe jacking* que se realizan a nivel mundial, se hacen mediante microtuneladoras tipo hidroescudos (todos los ejemplos de hitos citados en el anterior apartado así lo fueron). Estas máquinas, al igual que los hidroescudos de dovelas para diámetros grandes, utilizan el lodo de perforación como sistema de contención del frente de excavación, lubricación de herramientas de corte y circuito de lodos y transporte del material excavado hacia el exterior.

De este modo, el buen trabajo con el fluido de perforación es imprescindible en todo tipo de terrenos, sin embargo, existen dificultades cuando se tratan de los siguientes dos tipos de terrenos.

3.1. Lodos en terrenos permeables saturados con alta presencia de bolos en matriz arenosa no cementada

Probablemente, uno de los tipos de terrenos más complicados de perforar por una microtuneladora son los que tienen presencia de bolos que, aunque estos dependen del diámetro de la tuneladora y configuración de la corona de corte, se estima que un bolo de diámetro mayor al 20 % de las aperturas o ventanas de la corona puede entrañar problemas durante la excavación. Además, si estos bolos se encuentran en un terreno principalmente compuesto de gravas y arenas gruesas sin finos bajo nivel freático, los bolos no estarán cementados y existirán problemas de deslizamiento sobre el frente de excavación. En este caso, el lodo de perforación es el responsable de lograr que el túnel avance.

En la ilustración siguiente se muestra de forma esquematizada la sucesión del caso, problema y consecuencia relacio-

nadas con estos terrenos. Además, se añade otro factor negativo que a veces está asociado a este tipo de terrenos que es habitual en zonas fluviales de alta energía que poseen aguas duras.

En estos casos, si no se trabaja en todo momento con una alimentación del lodo de perforación a presión en el frente y este se regula en función de la velocidad de avance, el frente de excavación colapsará entrando abruptamente en la cámara de machaqueo bolos que puedan penetrar por las ventanas, así como gravas gruesas, bloqueando de forma inmediata la corona de corte.

Para evitar el colapso continuo del material granular, como se ha dicho antes, es necesario aplicar una presión ligeramente mayor a la que el terreno ejerce sobre el frente. Para que esta presión se haga efectiva y constante, debe considerarse un lodo de alta viscosidad y baja filtración.



Fig. 3_ Problemática habitual en terrenos con alta presencia de bolos y granulares gruesos no cementados

Por otro lado, en algunos ambientes las aguas fluviales lavan las rocas ganando dureza, además, muchas veces las aguas de suministro base para los lodos, al provenir del mismo lugar, también son duras. Una alta dureza para fluidos en base bentonítica (>125-150 ppm CaCO₃), provoca una floculación, dilución y pérdida completa del comportamiento requerido de este fluido. Se hace imprescindible hacer un pretratamiento del agua con cantidades importantes de Soda Ash (carbonato de sodio, en dosificación de >0,50-0,75-kg/m³) antes de añadir la bentonita, además, esto hace aumentar el pH del agua que, en función del tipo de bentonita, ayudará a una mejor eficiencia del fluido al estar entre 8 y 9.

Según lo anterior, se resumen las recomendaciones para el trabajo del fluido en estas circunstancias:

- Revisar niveles de dureza y pH del agua freática y suministro y tratar con soda para tener durezas <150 ppm y pH entre 8 y 9. Preferible ir con muy bajas durezas y altos pH ya que posteriormente entrará en contacto con el agua freática bajando el pH y aumentando la dureza nuevamente.

- Incluir un aditivo controlador de la filtración, dependiendo de la marca suelen ser cantidades entre 0,75-1,00 kg/m³.

- Trabajar con altas viscosidades (>3 min), según el tipo de bentonita suelen añadirse en dosificaciones de 35-40 kg/m³ para las sódicas y una vez tratada el agua con pH y dureza óptimas.

- Debido a la alta viscosidad y ganancia del % de contenido de arena, considerar en el sistema de lodos:

- o Sistema permanente y continuo de agitado en los tanques activos.

- o *By-pass* para no cesar en la limpieza y circulación del fluido durante paradas de perforación para dar mayor durabilidad al lodo activo.

- o Lodo preparado y totalmente hidratado de muy alta viscosidad para ir manteniendo el lodo actual o perder menos tiempo cuando se precise de un cambio de lodos completo.

- Monitorear de forma constante (cada hora) el fluido de trabajo, al menos su densidad, viscosidad y contenido de arenas.

3.2. Lodos en arcillas saturadas de alta pegajosidad y plasticidad

Otro de las condiciones no ideales para los hidroescudos son los terrenos cohesivos, sin embargo, con un adecuado manejo del sistema y composición del fluido de perforación se pueden conseguir altos rendimientos diarios de forma económica en cuanto a la inversión en equipos de separación del detritus.

Cuando se perfora en terreno arcillosos, la densidad del fluido de perforación aumenta progresivamente debido a la incorporación de la arcilla del terreno al propio fluido. Con densidades mayores a 1,20 g/cm³, se presenta problemas en el hidrociclizado en las plantas de separación y las bombas de lodos trabajan a mucha mayor potencia. Además, la capacidad de transporte del fluido comienza a perderse, todo esto, implica que el sistema de lodos colapse, bajando la ratio de avance y llegado a un cierto punto, parando para retirar y limpiar completamente todo el fluido.

Lo ideal en este caso es basar el sistema de reciclaje del fluido en plantas centrifugadoras acompañadas de uni-



Fig. 4_ Problemática habitual en terrenos arcillosos plásticos y pegajosos

dades de floculación, sin embargo, estos equipos representan una importante inversión y se hace imprescindible un personal operativo escaso en el mundo experto en la manipulación de estos equipos específicamente en obras de microtúnel.

Otro modo de resolver estos inconvenientes, o más bien de amortiguarlos, es un sistema de decantación y uso de polímeros. Distintas marcas internacionales ofrecen polímeros bases que además son inhibidores de arcillas (ayudará contra la pegajosidad), estos, unidos junto con un segundo polímero añadido en superficie en el primer tanque activo, realiza una floculación de la arcilla desembocando en una decantación sin necesidad de una centrifugación mecánica forzada.

A continuación, se presentan de forma resumida las recomendaciones y consideraciones sobre este sistema:

- Habitualmente no es necesario en estos terrenos una elevada viscosidad. Aunque está estrechamente ligado a la marca en sí, a nivel general, con una dosificación del polímero base entre 1,20-1,60 kg/m³ y polímero floculante de 0,10-0,30 kg/m³, se llegan a viscosidades entre 40-50 s en el Cono Marsh API.

- Estos polímeros trabajan en rangos de pH altos (10-12), por lo tanto, considerar un consumo de Soda Ash para el pretratamiento del agua de 1,00-1,50 kg/m³.

- Se debe tener la mayor capacidad de almacenamiento de lodo activo para que el sistema se densifique más tarde por llegar a dicha concentración en más volumen.

- Se recomienda tener un equipo con cribas finas e hidrociclones de bajas pulgadas para recibir el lodo de extracción y retirar todo material más grueso que pueda encontrarse en el terreno.

- Preparar el sistema de adición del segundo polímero floculante acto seguido de la primera etapa de reciclaje por el equipo anterior en el primer tanque.

- Intentar compartimentar los tanques para que se produzca una mejor decantación.

- Las tomas y conexiones de los tanques deben estar en zonas altas para tomar el lodo limpio y no el saturado del fondo.

- Tener una excavadora de balde pequeño para retirar de forma permanente el material decantado.

- Considerar que este material que se retira será un lodo semilíquido, no bombeable pero con alto grado de humedad (verificar con la escombrera de vertido final).

- Tener siempre un tanque de al menos la mitad de la capacidad de lodos activos preparado con el polímero base para tener un mantenimiento continuo del lodo activo en circulación.

- Monitorear de forma constante (cada hora) el fluido de trabajo al menos su densidad y viscosidad.

4

Comentarios finales

A día de hoy, el *pipe jacking* se posiciona dentro de los sistemas constructivos más versátiles, rápidos y potentes para la ejecución de túneles desde 0,25 m a 3,50 m y hasta 2 km de longitud. Esta técnica, que se logra adaptar a todo tipo de condiciones del terreno y trazados complejos, acompañada del adecuado manejo de los fluidos de trabajo, conlleva grandes ventajas frente a otras tecnologías sin zanja y sobre túneles de dovelas de diámetros similares. Sin duda, el *pipe jacking* continua su desarrollo tecnológico para hacer de sus obras proyectos que logran los objetivos planteados de forma rápida, segura y económica. 🌀

Diseño y procedimientos constructivos en un

túnel subterráneo en suelos granulares

El metro de Washington D.C.



MONTSERRAT
**Rodríguez
Segurado**

Ingeniera Consultora

RESUMEN

Este artículo resume criterios de diseño y procedimientos constructivos utilizados en túneles en suelos granulares con soluciones reales obtenidas en la construcción del metro de Washington D.C.

PALABRAS CLAVE

Túneles, suelos granulares, diseño, procedimientos constructivos, metro, Washington D.C.

ABSTRACT

This text summarizes design criteria and construction processes used in tunnelling in granular soils with real solutions obtained in the construction of the metro station Washington D.C.

KEYWORDS

Tunnelling, granular soils, design criteria, construction processes, construction of the metro station, Washington D.C.

Diseñar túneles en suelos granulares debe iniciarse con el estudio del perfil geológico y de las propiedades mecánicas del suelo. Es necesario realizar una descripción detallada de los materiales, incluyendo clasificación y propiedades mecánicas del suelo. Los datos que deben obtenerse son la humedad, el contenido de agua en los poros, el índice de plasticidad, el número de golpes del ensayo SPT, la densidad relativa del material, la situación del nivel freático, la permeabilidad del material y la resistencia al corte no drenada. También es necesario conocer las características de la sección del túnel en cuanto a profundidad, diámetro y hacer un estudio de los problemas de estabilidad durante la excavación del túnel.

Durante la fase de construcción es conveniente inspeccionar la excavación del túnel porque es susceptible de presentar problemas de estabilidad y localizar la posición del contacto del material para cada sección del túnel excavada. El túnel de Washington tiene 6,4 m de diámetro y está excavado a una profundidad de 14,6 m en materiales arcillosos limosos de densidad media a rígida intercalados con arenas limosas y con una capa de potencia menor superior formada por gravas y arenas densas. Problemas de estabilidad han sido flujos de material de la capa superior por las fisuras de la capa inferior y han sido observados materiales en la zona del escudo.

Se hace necesario minimizar el volumen de asientos que producirá la construcción del túnel. Las características de la sección estudiada se presentan en la tabla 2. Se indica el volumen de terreno desplazado al construir el túnel, V_L , expresado en % respecto al volumen total del túnel y el volumen de asiento en superficie, V_S en %, también respecto al volumen total del túnel.

Para ello se diseñará una campaña de extensómetros para medir los asientos en profundidad y en superficie. Un asiento sigue una curva de probabilidad normal simétrica, con un máximo en el eje del túnel, un punto de inflexión i y tiende a cero en los extremos. Si z es la profundidad del túnel, está caracterizada por una distancia w , tal que,

$\tan \beta = w-R/z$, tiene el asiento máximo δ_{max} y el volumen de asientos superficial es $V_S = 2,5 \times i \times \delta_{max} = w \times \delta_{max}$

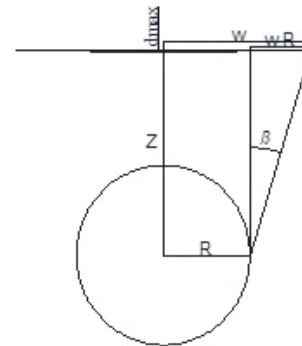


Fig. 1_ Caracterización de la curva de asientos respecto a la geometría del túnel

Un buen método para diseñar el túnel es hacer un estudio estadístico aplicando criterios de diseño para saber cuál es la situación inicial.

El criterio de Peck (1969) representa dos parámetros adimensionales, la profundidad del túnel normalizada al diámetro del túnel $2R$ y la inflexión normalizada al radio del túnel R y agregando unas líneas de tendencia que no son arbitrarias sino que forman un ángulo β con la horizontal clasificando el suelo en tres grupos de materiales:

- Rocas, arcillas rígidas y arenas por encima del nivel freático.
- Arcillas de blandas a rígidas.
- Arenas por debajo del nivel freático.

El segundo criterio de diseño es la estabilidad de la excavación del túnel. Para ello se utiliza el criterio de Broms & Bennermarc que establece un ratio de estabilidad calculando el máximo esfuerzo respecto al esfuerzo de corte en el suelo y representando los resultados obtenidos en túneles excavados con escudos y manualmente (1967). Este valor evalúa la dificultad del túnel a avanzar y la severidad potencial de movimientos en el suelo.

Descripción detallada	Potencia [m]	Clasificación primaria y secundaria	Posición del nivel freático [m]	Permeabilidad k [m/s]	Número de golpes ensayo penetración estándar	Humedad [%]	Humedad en estado líquido [%]	Índice de plasticidad	Densidad relativa [%]	Resistencia al corte no drenada [kN/m ²]
-----------------------	--------------	-------------------------------------	---------------------------------	-----------------------	--	-------------	-------------------------------	-----------------------	-----------------------	--

Tabla 1_ Parámetros obtenidos en un estudio geotécnico del terreno

Sección	2R [m]	z[m]	z/2R	Dr	VL [%]	VS[%]	Asiento [mm]
1a. Washington DC Metro. Sección A-2	6,1	14,6	2,3	Media a densa	7,8	3,2-5,3	520-1040

Tabla 2_ Sección del túnel

N° Caso	Caso	R[m]	z[m]	l[m]	l/R	z/2R
1	Arena densa por encima del nivel freático. Metro de Toronto	2,67	10,36	1,951	0,73	1,94
1'	Arena densa por encima del nivel freático. Metro de Toronto	2,67	10,36	2,438	0,91	1,94
2	Arena bajo el nivel freático. Matich & Carling	2,67	10,97	7,315	2,74	2,06
3	Arena bajo el nivel freático. Peck 1969	6,10	10,67	7,62	1,25	0,88
4	Arena cementada y densa por encima del nivel freático. San Francisco. Peck 1969	2,67	10,97	5,486	2,06	2,06
5	Limo glacial arcilloso. GMRR. Peattle Hussey et al 1915	5,94	38,1	6,096	1,03	3,21
6	Arcilla glacial media. Matich & Carling	2,67	13,11	6,096	2,29	2,46
7	Arcilla glacial media. Peck 1969	6,10	13,11	6,096	1,00	1,08
8	Arcilla media. Ottawa. Sewer Eden & Bozuk 1968	1,52	18,29	6,706	4,40	6,00
9	Arcilla glacial. Metro de Chicago. Terzaghi 1942 b	3,05	11,89	4,877	1,60	1,95
10	Arcilla glacial. Metro de Chicago. S-3. Terzaghi 1942 a	7,92	12,19	6,706	0,85	0,77
11	Arcilla dura. San Paolo. Terzaghi 1950	1,37	30,48	5,791	4,22	11,11
12	Arcilla media. San Francisco	2,74	17,98	7,315	2,67	3,28
13	Roca. Extracción de sulfuro. Deere 1961	53,34	426,7	97,54	1,83	4,00
14	Mina roca. Wardell 1959	234,70	798,6	155,4	0,66	1,70
15	Mina roca. Wardell 1959	18,59	112,8	11,89	0,64	3,03
16	Mina roca. Pierson 1965	188,98	304,8	128	0,68	0,81
17	Mina roca. Berry&Sales 1961	83,82	600,5	144,8	1,73	3,58
18	Arena media a densa por encima del nivel freático. Arcilla arenosa dura bajo nivel freático. Washington D.C. Sección A-2	6,40	14,63	0,427	0,07	1,14
18'	Arena media a densa por encima del nivel freático. Arcilla arenosa dura bajo nivel freático. Washington D.C. Hansmire 1975	9,14	14,63	6,706	0,73	0,80

Tabla 3_ Asientos en túneles

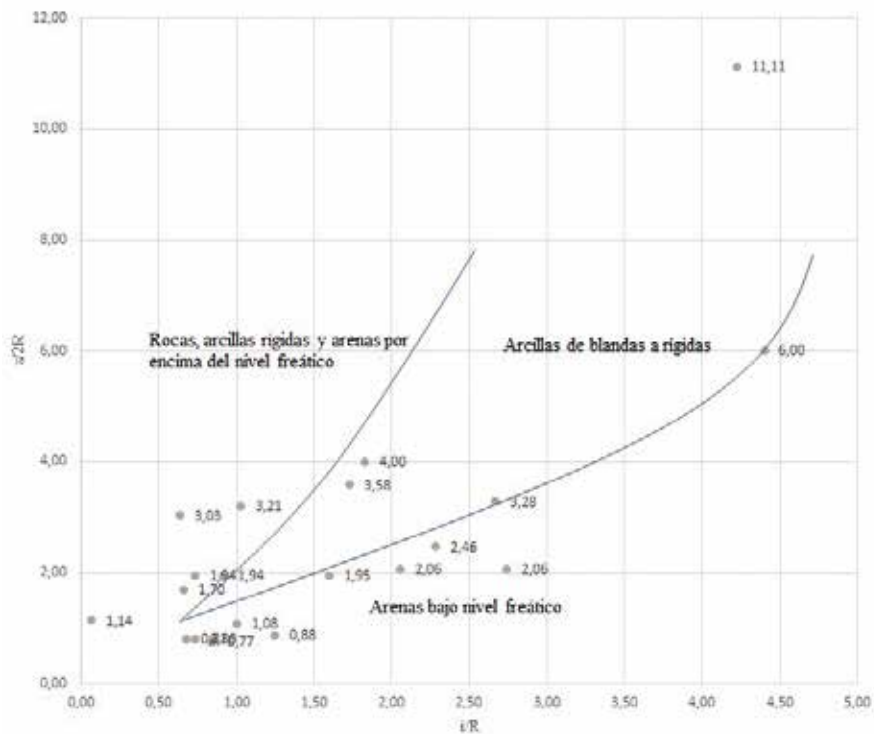


Fig. 2_ Criterio de Peck

Ratio de estabilidad $\sigma_{(0)}/C_u$	Observaciones realizadas
<6	El frente de túnel vertical excavado en una arcilla será inestable.
7	El escudo es inestable debido a la tendencia a inclinarse cuando avanza.
>5	La arcilla invade la parte trasera del escudo demasiado rápido para colocar el sostenimiento.
<4	Los asentamientos son bajos si van acompañados de buenas técnicas constructivas.
<2 ó <1	Se puede trabajar de forma libre en el frente del túnel y lejos del sostenimiento aunque las deformaciones que se den tengan una componente plástica.

Tabla 4_ Observaciones realizadas en túneles y ratio de estabilidad

N° caso	Material	Diámetro, 2R [m]	Profundidad túnel z [m]	Resistencia al corte no drenada, C_u [kg/cm ²]	Tensión efectiva [kg/cm ²]	z/2R	Ratio estabilidad
1	Arcilla de Londres fisurada plástica	0,2362	27,432	3,255	5,368	116,13	0,52
2	Arcilla de Londres fisurada plástica	0,1956	16,764	1,116	3,416	85,71	0,97
3	Arcilla de Londres fisurada plástica	0,3556	25,908	1,209	5,2704	72,86	1,38
4	Arcilla de Londres sensitiva	0,2540	18,288	0,5735	2,7328	72,00	1,51
5	Arcilla de Londres fisurada plástica	0,4496	77,1144	1,209	15,372	171,53	4,04
6	Arcilla plástica glacial	0,3810	20,7264	0,124	2,0008	54,40	5,13
7	Arcilla plástica glacial	0,4318	13,1064	0,1085	2,0008	30,35	5,86
8	Arcilla plástica glacial	0,5080	10,9728	0,0217	1,2688	21,60	18,57
9	Arcilla sensitiva normalmente consolidada	0,5842	22,5552	0,1178	2,1472	38,61	5,79
10	Arcilla sensitiva normalmente consolidada	0,5842	15,5448	0,093	1,952	26,61	6,67

Tabla 5_ Ratio de estabilidad en arcillas

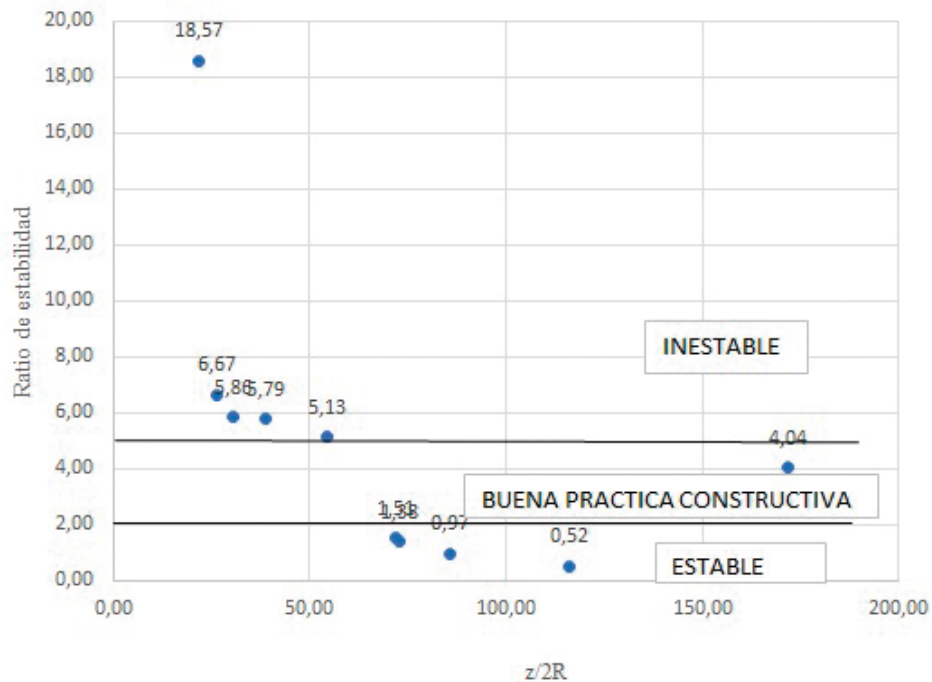


Fig. 3_ Estabilidad de la excavación del túnel

Para diseñar el sostenimiento una buena aproximación es representar casos históricos de diferentes sostenimientos en construcción de túneles y medir el incremento de radio respecto al radio inicial a medida que van pasando los días. En esta construcción se comprobó que este valor no excedía el 0,5 % y era independiente del tipo de sostenimiento utilizado, con la excepción de un caso excavado en una arcilla azul (Caso Boston 1960, referencia Richarson 1961, sostenimiento con anclajes).

N° Caso	Caso	Referencia	Tipo de suelo	Sostenimiento	Radio [m]	Tiempo medición [días]	Distorsión radial
13	New York 1936 Lincoln	Rappa Baker 1936	Limo río Hudson	Anclajes	4,72	9 días	0,4
14	New York 1936 Lincoln	Rappa Baker 1936	Limo río Hudson	Anclajes	4,72	175 días	
15	Boston 1960 Callahan	Richardson 1961	Arcilla de Boston azul	Anclajes	4,69	7 días	-0,55
16	Garrison 1951	Burke 1957 Lane 1957	Pizarra ft Union	Sostenimiento de nervaduras	5,33		0,35
				Nervaduras blandas	5,33		0,42
				Sostenimiento de nervaduras	5,33		0,43
				Hormigón emparrillado	5,33		0,27
				Nervaduras y revestimientos	5,33		0,07
17	Chicago 56 1940	Terzaghi 1942b	Arcilla Chicago	Sostenimiento de placas de nervaduras	3,05		0,25
18	Chicago 83 1940	Terzaghi 1942a	Arcilla Chicago	Segmentos de acero atornillado circulares	3,81	pocos días	-0,33
19	Chicago 83 1940	Terzaghi 1942a	Arcilla Chicago	Segmentos de acero atornillado circulares	3,81	pocos días	0,05

Tabla 6_ Sostenimientos y distorsiones radiales en túneles

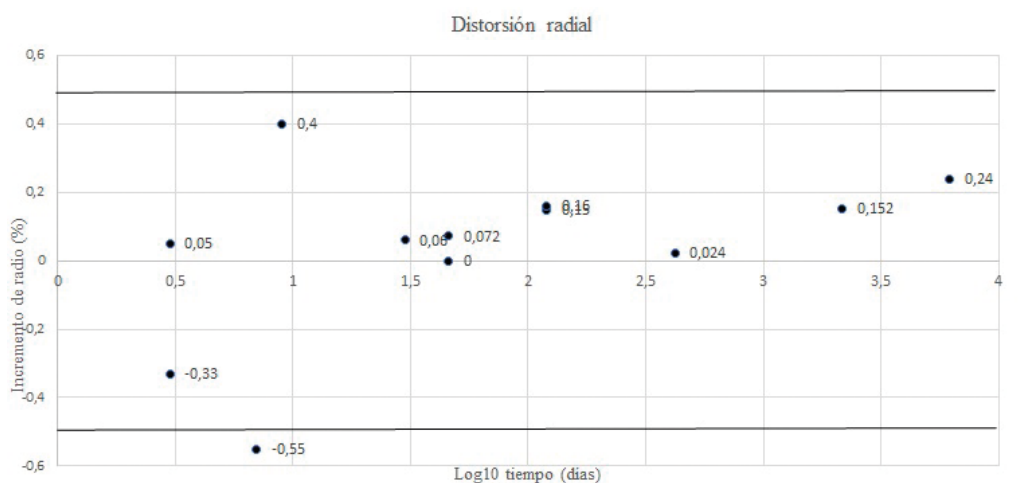


Fig. 4_ Distorsión radial en túneles

N° caso	Caso	Volumen desplazado avance del túnel VL(%)	Volumen asentamiento superficial VS(%)
1	Washington D.C Treasury Yard, Hansuire 1975	8	4,3
2	Línea 1, Washington D.C Metro, Sección F-2a L-Route primer túnel, Cording&Hansuire et al. 1976	1,2	0,5
3	Línea 3, Washington DC Metro Sección F-2a L-Route primer túnel, Cording&Hansuire et al. 1976	0,8	0,3
4	Línea 9, Washington DC Metro Sección F-21 L-Route primer túnel, Cording&Hansuire et al. 1976	0,8	0,03
5	Línea 11, Washington DC Metro Sección F-2a L-Route primer túnel, Cording&Hansuire et al. 1976	0,6	1
6	Escudo Frankfurt Fahrgasse T-9	3,3	2,6
7	Escudo Frankfurt, Domplatz	1,4	1,2
8	Frankfurt sin escudo, Baulos	0,5	0,7
9	Frankfurt sin escudo, Baulos 18 a Tunnel 13	0,4	0,5
10	Tyneside, Atle well et al 1975	1,9	1,9
11	Transporte de Londres, Atterwell&Farmer	1,2	1,4
12	Hesthrow cargo tunnel, Mairwood&Gibb, 1971	0,2	0,2
13	Boa Vista Sao Paulo, Costa et al 1974	4	5
14	Ciudad de Mejiro Siphon II Manuel Gonzalez, Tinajero & Vieitez, 1971	12	38
15	Sección A-2 Metro Washington, Hansuire&Cording 1972,1985	7,8	5,3

Tabla 7_ Volúmenes desplazados por la excavación del túnel y volúmenes de asientos en superficie

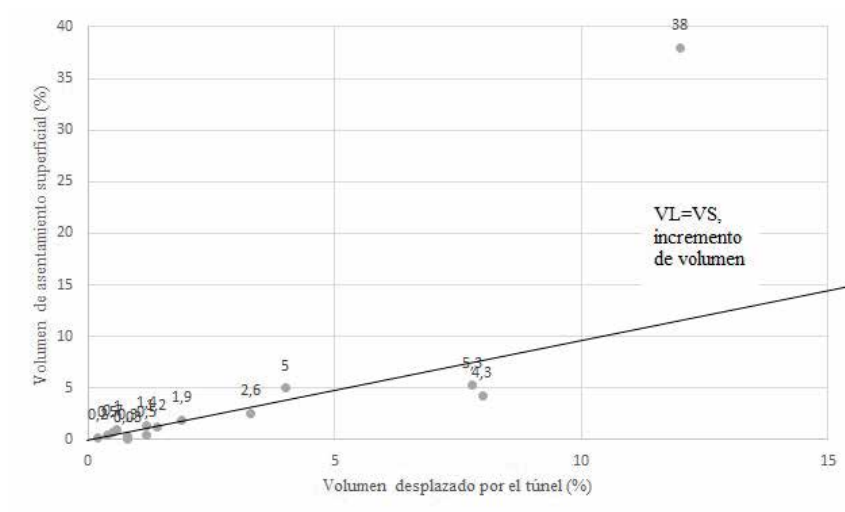


Fig. 5_ Volumen desplazado por el túnel respecto al volumen de asiento superficial

El volumen de asiento superficial es indicativo del volumen desplazado al construir el túnel. Se presenta un análisis de los cambios volumétricos por desplazamiento del suelo al construir el túnel V_L y los cambios volumétricos en superficie V_S .

El volumen de asiento superficial comparado con el volumen de suelo desplazado por la excavación del túnel es aproximadamente igual para un túnel excavado en arcillas. En el caso de suelos granulares aparecen cambios volumétricos apreciables debido al desplazamiento de suelo producido por la excavación del túnel.

Cuando los valores de volumen desplazado de suelo son pequeños V_L hay mayor tendencia a producirse volúmenes de expansión sobre el túnel V_E . Por ello casi no se produce volumen de asiento en superficie.

Para valores de volumen desplazado de suelo por el túnel altos V_L ya se forman planos de cizalla que progresan hasta la superficie del suelo y se desarrolla un aumento de volumen. Casi todos los materiales experimentan cambios volumétricos y para el túnel de Washington, construido en material granular, una arena media a densa por encima del nivel freático y una arcilla arenosa dura bajo nivel freático, tiene cambios volumétricos apreciables ($V_S = 5,3$) y está en zona de expansión.

Existe un caso que tiene $V_S = 38$ y es una arcilla muy sobreconsolidada.

Los puntos que se sitúan sobre la línea de tendencia de 45° son puntos donde el volumen superficial es igual al volumen desplazado por el proceso constructivo del túnel y no existen otros incrementos de volumen adicionales.

La mayoría de puntos están por encima de esta línea de tendencia y esto indica que existen otros volúmenes adicionales a estudiar y que el incremento de volumen difiere de 0. Por encima de la línea existe compresión y por debajo de la línea expansión.

Cuando existe expansión se están generando unas líneas de cizalla que progresan hacia arriba a la vez que el suelo por encima de la bóveda es desplazado hacia abajo durante el avance del túnel.

La zona de volumen de expansión está concentrada cerca de las líneas de cizalla y por encima del túnel. En este túnel la deformación volumétrica máxima entre las líneas de cizalla fue de 2 % al 3 %. La deformación volumétrica media en toda la zona que hay sobre la bóveda del túnel y dentro de las líneas de cizalla es de un 1 %.

El volumen de expansión por encima del túnel puede llegar a ser del orden del 40% llegando a modificar el asiento superficial, haciendo que se reduzca y apareciendo dos zonas de compresión. También hay volumen por compresión y efecto arco en la zona de los hastiales del túnel.

Diseñar una campaña de auscultación que incluya medidas topográficas en superficie, extensómetros e inclinómetros que den los desplazamientos del suelo en superficie y en profundidad y un contorno de desplazamientos en profundidad. El principio de funcionamiento de un extensómetro es controlar el cambio de distancia entre dos puntos a lo largo de un eje de perforación sin utilizar una sonda móvil. El inclinómetro controla la deformación normal al eje de la tubería.

Los resultados que se presentan ahora son para la sección F-2a L Route del metro. Es una arena densa y grava con arena arcillosa muy densa que presenta pequeños problemas de estabilidad

en la excavación. El túnel se construye con un escudo articulado y la técnica de sostenimiento son anclajes posicionados en piel y hormigonados previo a cada palada del escudo.

Se presentan tres ensayos test que se hicieron en esta arena y que finalmente se representarán en la aplicación del criterio de Peck (tabla 8).

Los extensómetros se sitúan en el eje del túnel y las secciones que se estudian son la excavación del túnel, la sección de inicio del sostenimiento y una sección intermedia, por ejemplo, al final del sostenimiento. En el túnel de Washington se utilizaron extensómetros posicionados sobre la bóveda del túnel y la contra bóveda e inclinómetros.

Los extensómetros están situados a 0,51 m por encima de la contra bóveda (extensómetro 1 y extensómetro 3), a 1,29 m por debajo de la contra bóveda (extensómetro 11) y a 1,69 m por debajo de la contra bóveda (extensómetro 9). Es un problema complejo porque para diseñar el túnel se tienen que calcular interferencias que amplían el asiento en superficie.

Aplicando la representación de volúmenes a los resultados obtenidos en extensómetros de este túnel se obtiene la solución mostrada en la figura 6.

La tabla 10 muestra la posición de los extensómetros respecto a la contra bóveda y su desplazamiento en superficie y en profundidad.

El extensómetro 11 mide desplazamientos menores que el extensómetro 9 en profundidad. En superficie el extensómetro 11 mide mayores desplazamientos que el extensómetro 9.

La tabla 11 muestra los desplazamientos verticales detectados por los cuatro extensómetros en secciones del túnel.

Test	R[mm]	z/2R	VL[%]	VS[%]	δ_{max}/z	w/R	$\beta[^\circ]$	w[mm]
1	60	2,44	6,2	5,6	0,84	5,6	38	336
2	59	2,44	8,8	10,5	0,77	9,2	48	542,8
3	59	2,86	8,8	9,4	1,32	5	29	295

Tabla 8_ Resultados de ensayos en la arena del túnel Sección F-2a L Route metro Washington D.C.

EXTENSOMETRO	% VOLUMEN DESPLAZADO POR EL TÚNEL VL	% VOLUMEN SUPERFICIE VS
1	1,2	0,5
3	0,8	0,3
9	2	0,8
10	SIN DATO	1,3
11	0,6	1

Tabla 9_ Volúmenes desplazados al construir el túnel y volúmenes de asiento superficial medidos en extensómetros

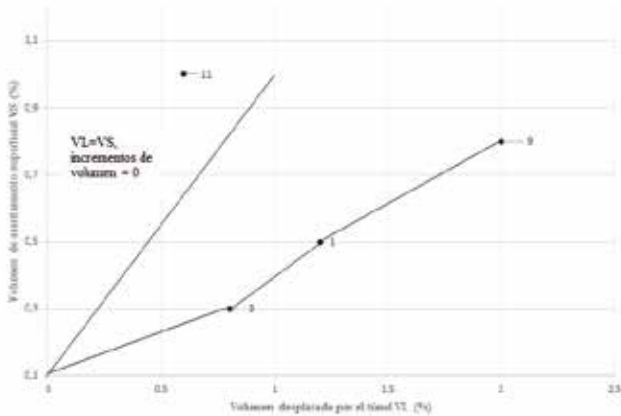


Fig. 6_ Volumen desplazado por el túnel versus el volumen de asiento en superficie medido en los extensómetros 1, 3, 9 y 11

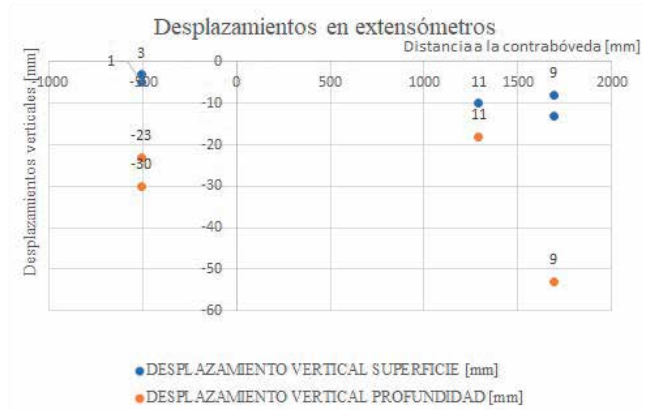


Fig. 7_ Desplazamientos en superficie y en profundidad de los extensómetros 1, 3, 9 y 11

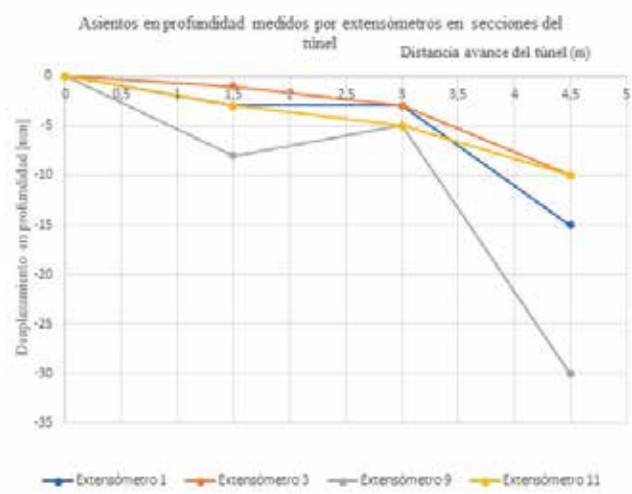


Fig. 8_ Desplazamientos en profundidad medidos en extensómetros en el escudo, final e inicio del sostenimiento del túnel

Número de extensómetro	Distancia contrabóveda [mm]	Desplazamiento vertical en superficie [mm]	Desplazamiento vertical en profundidad [mm]
1	-510	-5	-30
3	-510	-3	-23
11	1290	-10	-18
9	1690	-8	-53
10	1690	-13	NO DATO

Tabla 10_ Desplazamientos en superficie y en profundidad medidos en extensómetros

Posición x [m]	Extensómetro 1 [mm] (-0,51 m)	Extensómetro 3 [mm] (-0,51 m)	Extensómetro 9 [mm] (1,69 m)	Extensómetro 11 [mm] (1,29 m)
0	0	0	0	0
Inicio del sostenimiento 1,5	-3	-1	-8	-3
Final del sostenimiento 3	-3	-3	-5	-5
Escudo 4.5	-15	-10	-30	-10

Tabla 11_ Desplazamientos en profundidad medidos en los extensómetros 1, 3, 9 y 11 en secciones de avance del túnel



Fig. 9_ Aplicación del criterio de Peck

Puede observarse que se da una disminución del desplazamiento en profundidad en el extensómetro 9 y el extensómetro 1 y esto indica la colocación del sostenimiento.

Los extensómetros midieron asientos máximos en superficie de 152 mm y en profundidad de 345 mm una vez colocado el sostenimiento. Los inclinómetros midieron desplazamientos laterales de 12,7 mm hasta 63,5 mm.

Finalmente se hizo un análisis estadístico de casos, se comparó con el criterio de Peck y se pudo obtener el valor del ángulo β y la clasificación final del suelo. El criterio de Peck se cumple siempre que la relación de la profundidad del túnel respecto al diámetro del túnel sea menor que 4. Los materiales obtenidos son:

- de $\beta = 11^\circ$ a 33° rocas, arenas y arcillas rígidas por encima del nivel freático,
- de $\beta = 33^\circ$ a 50° son arcillas blandas.

Se comprueba que la aplicación del sostenimiento que normalmente reduce el ángulo β amplía el ángulo β . ☺

REFERENCIAS

- *Methods for geotechnical observations and instrumentation in tunneling. Volume I.* ILLINOIS UNIVERSITY AT URBANA-CHAMPAIGN, prepared for National Science Foundation. December 1975. Authors. E.J. Cording, A.J. Hedron. Jr, W.H. Hansmire et. al.
- *Displacements around tunnels in soil.* U.S. Department of transportation Office of the secretary and federal railroad administration. Washington D.C. Authors. E.J.Cording, W.H. Hansmire, H.H. MacPherson, P.a. Lenzini, A.P. Vonderohe.
- *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance.* John Dunnycliff. Wiley Interscience.

N	Caso	Referencia	Año	Diámetro, 2R [m]	Profundidad túnel, z [m]	Cubeta asiento, w [m]	Ángulo, β (°)	z/2R	i/R
1	Washington D.C. Sección A-2, primer túnel. Línea C. Posterior a la colocación del sostenimiento	Hansmire	1975	6,4	14,6	11	28	2,28	1,4
1	Washington D.C. Sección A-2, primer túnel. Línea B. Durante la colocación del sostenimiento	Hansmire	1975	6,4	14,6	14	36,49	2,28	1,3
1	Washington D.C. Sección A-2, primer túnel. Línea A. Antes de la colocación del sostenimiento	Hansmire	1975	6,4	14,6	14	36,49	2,28	1,7
2	Washington D.C Treasury Yard	Hansmire	1975	6,4	11,60	5	8,82	1,81	0,6
3	Washington D.C. Sección F-2a L-Route Primer túnel. Línea 1.	Cording&Hansmire et al.	1976	5,5	20,10	NO DATO	NO DATO	3,65	NO DATO
3	Washington D.C. Sección F-2a L-Route Primer túnel. Línea 3.	Cording&Hansmire et al.	1976	5,5	20,10	NO DATO	NO DATO	3,65	NO DATO
3	Washington D.C. Sección F-2a L-Route Primer túnel. Línea 9. Antes de la colocación del sostenimiento	Cording&Hansmire et al.	1976	5,5	22,30	21	39,29	4,05	3,1
3	Washington D.C. Sección F-2a L-Route Primer túnel. Línea 10.	Cording&Hansmire et al.	1976	NO DATO	NO DATO	NO DATO	NO DATO	NO DATO	NO DATO
3	Washington D.C. Sección F-2a L-Route Primer túnel. Línea 11. Posterior a la colocación del sostenimiento	Cording&Hansmire et al.	1976	5,5	21,90	25	45,45	3,58	3,6
4	Escudo Frankfurt Fahgarse T-9			6,5	12,40	12	35,20	1,91	1,5
5	Escudo Frankfurt Domplatz			6,5	15,00	17	42,5	2,31	2,1
6	Escudo Frankfurt Dominikanergasse			6,5	10,30	10	33,24	1,58	1,2
7	Frankfurt sin escudo Baulos 17			6,5	13,30	18	47,95	2,05	2,2
8	Frankfurt sin escudo Baulos 18 a Tunnel 13			6,5	16,00	18	42,67	2,46	2,2
9	Tyneside	Attewell et al.	1975	2	7,50	10	50,19	3,75	4
10	Transporte de Londres	Attewell&Farmer	1974	4,1	29,30	32	45,62	7,15	6,1
11	Heathrow cargo tunnel	Muirwook&Gibb Smythbourne	1971	10,9	13,30	16	38,42	1,22	1,2
12	Boa Vista Sao Paolo	Costa et al.	1974	5,5	11,80	17	50,37	2,15	2,5
13	Metro Bruselas	Vinnel&Hertman	1969	10	16,00	13	26,56	1,60	1,1
14	Ciudad de Mejico Siphon II Manuel Gonzales	Tinajero&Vielez	1971	2,9	11,70	20	57,75	4,03	5,4
15	Lower market St. Bart San Francisco	Kuesel 1972		5,5	19,00	17	36,86	3,45	2,5

Tabla 12_ Cubetas de asientos en túneles

Uso de lodos bentoníticos (*slurry*)

en túneles construidos con tuneladoras tipo hidroescudo.

Principales indicadores de rendimiento (KPI) y control de calidad de los mismos



MANUEL
Villamil
Millán

EMBA (IE Business School)

Máster en Túneles y Obras Subterráneas (AETOS-UNED)

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos (Universidad Alfonso X)

Ingeniero Técnico de Obras Públicas (Universidad de Zaragoza)

Arquitecto Técnico (Universidad Politécnica de Valencia)

RESUMEN

El presente artículo pretende profundizar acerca de los principales parámetros y propiedades que deben de ser monitorizados en los lodos bentoníticos usados durante la excavación de túneles con tuneladoras tipo hidroescudo.

Para ello se hablará acerca de parámetros tales como la densidad, el contenido de arena, la viscosidad, la tasa de filtración, el PH, el umbral de fluencia plástica o el “filter cake”. Observaremos como estos parámetros se ven modificados en función de la tipología de terreno excavado o la actividad que se esté desarrollando en el túnel. Se darán unos valores representativos a cada una de estas propiedades, los cuales deberán de ser obtenidos en los ensayos realizados a los lodos bentoníticos para poder llevar a cabo un proceso de excavación óptimo, asegurando en todo momento la estabilidad del frente de excavación y el transporte del material excavado. Y para finalizar comentaremos brevemente cuáles son los principales ensayos a realizar para llevar un control de calidad exhaustivo de estas propiedades.

PALABRAS CLAVE

Lodos bentoníticos en túneles, hidroescudos

ABSTRACT

This article aims to go more deeply into the main parameters and properties that must be monitored in the bentonite suspension used during the tunnel excavation and carried out with hydroshield tunnel boring machines.

In order to do this, we will talk about parameters such as density, sand content, viscosity, filtration rate and PH as well as the yield point or “filter cake”. We will observe how these parameters are modified depending on the type of excavated soil or the activity being carried out in the tunnel. Representative values will be given to each of these properties, which must be obtained during the bentonite suspension testing with the purpose of performing an optimal excavation process, ensuring both the excavation face stability and the transportation of the excavated material at all times. Finally, we will briefly comment on the main tests to be carried out in order to ensure an exhaustive quality control of these properties.

KEYWORDS

Slurry, hydroshield TBM

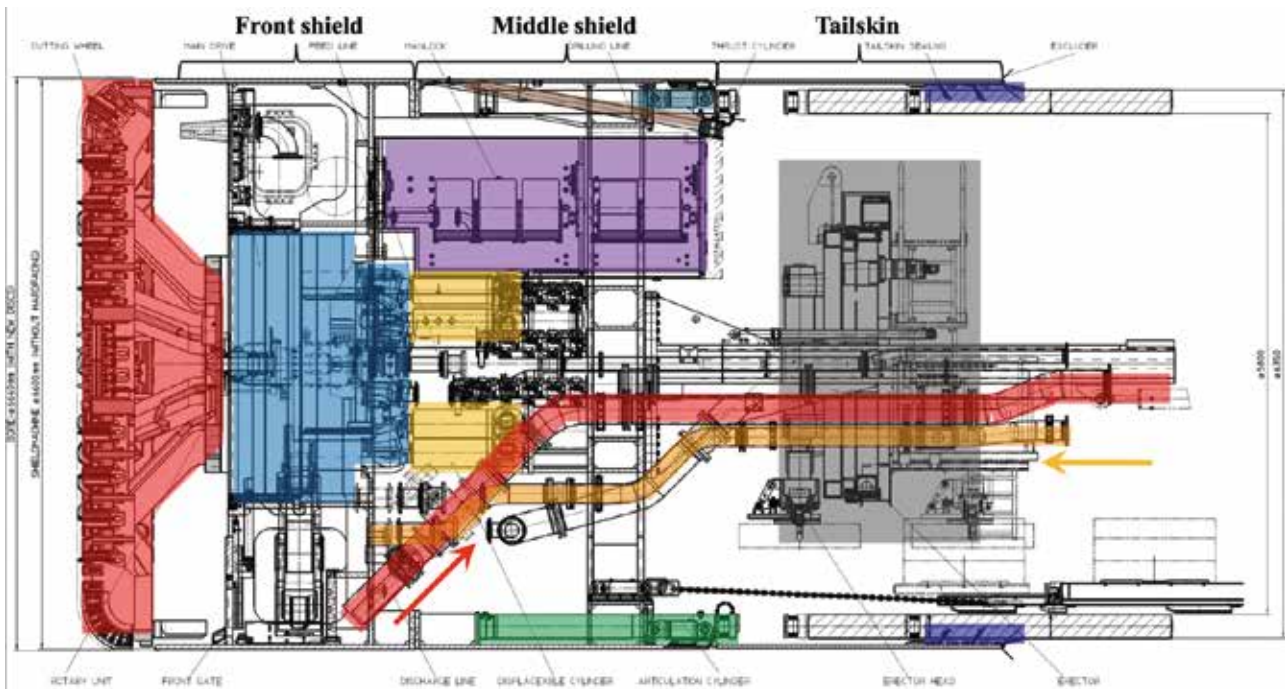


Fig. 1_ Sección longitudinal tuneladora tipo hidroescudo

En el proceso de excavación de túneles construidos con tuneladoras tipo hidroescudo, el lodo bentonítico o *slurry* es una pieza fundamental sin la cual el ciclo de excavación no podría ser realizado.

Son varios los parámetros que hacen que este material tenga la idoneidad óptima en función del tipo de terreno que se este excavando en cada punto de la traza del túnel, por lo que el correcto control y gestión de dichos parámetros es de vital importancia para asegurar que las operaciones, tanto de estabilidad del frente como del transporte del material excavado, se realicen de forma segura y con el rendimiento apropiado que garanticen el éxito de la realización de los trabajos de excavación.

Estos parámetros cobrarán un grado de importancia diferente, según el tipo de actividades que se estén realizando en cada momento. No tendrán el mismo valor si se están desarrollando por ejemplo actividades de excavación en un terreno rocoso que si se está excavando en un suelo, o si se trata de una parada técnica para el control de la cabeza de corte.

Todos los parámetros que definen la calidad del *slurry* deberán de estar perfectamente definidos con un valor nu-

mérico para cada uno de los posibles escenarios que se pueden dar a lo largo de la traza del túnel. Estos parámetros deberán haber sido aprobados por un Ingeniero de Lodos con anterioridad al inicio de los trabajos de excavación. Se deberá de llevar un control exhaustivo de los mismos durante todo el desarrollo de los trabajos para asegurar la idoneidad del proceso.

FUNCIONES PRIMARIA Y SECUNDARIA DE LOS LODOS BENTONÍTCOS

Función primaria

- Estabilización del frente de excavación y control del agua subterránea.

La función primaria del *slurry* es su capacidad de sostenimiento del frente de excavación y de control del agua subterránea. Esta función es la más importante en el caso de túneles donde la estabilidad debe ser asegurada por un lodo bentonítico (excavación en suelos). Para lograr esto, la lechada bentonítica debería ser capaz de crear una membrana impermeable en su interfaz con el terreno. Una vez que la membrana se vuelva impermeable, la lechada podrá desarrollar una presión de confinamiento adecuada.

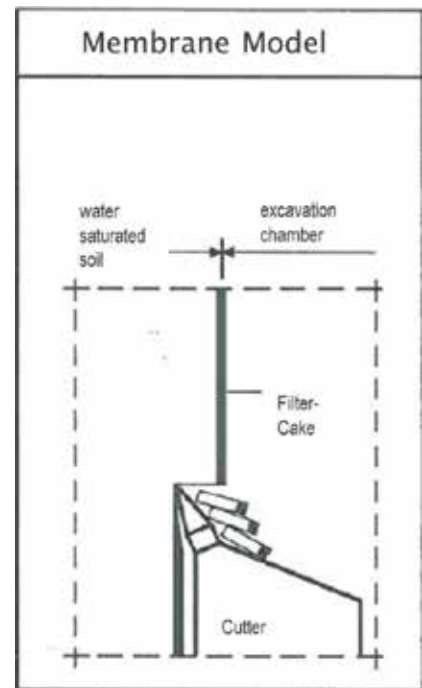


Fig. 2_ Modelo de estabilización del frente de excavación tipo Membrana

Funciones secundarias

- Transporte del material excavado.

La viscosidad del lodo debe permitir su bombeo a alta velocidad a través de las tuberías del circuito de *slurry*.

- Lubricación de la planta de tratamiento de lodos y otros equipos.

Especialmente relevante cuando se realiza un túnel en formaciones abrasivas, el lodo permite limitar el desgaste tanto de la planta como del resto del equipo: tuneladora y sus herramientas de corte, tuberías, válvulas, y bombas del circuito de *slurry*.

- Encapsulamiento del terreno excavado.

Los lodos deben reducir la hidratación del material excavado para limitar su propensión a adherirse entre sí y flocular (esto es particularmente importante cuando se excava en materiales arcillosos limosos con un contenido de agua por debajo del límite plástico).

- Presencia inerte en la planta de tratamiento.

Los lodos deben de estar diseñados para facilitar el tratamiento del terreno

permitiendo la separación del material excavado que transportan.

- Comportamiento medioambiental.

El agua, el lodo y el lodo residual deben ser aceptables en términos de regulaciones medioambientales.

PROPIEDADES DE LOS LODOS BENTONÍTICOS

Los lodos bentoníticos están definidos por una serie de propiedades cuya medición y verificación adquiere una vital importancia para que la excavación del túnel se realice de forma eficaz y segura.

Sus principales propiedades son las siguientes:

- Densidad.

Muestra el contenido de finos que tiene el *slurry* una vez que se recircula a la tuneladora después de haberse producido la separación del material excavado. Depende de los componentes del *slurry*, de la contaminación física por partículas finas del suelo que no pudieron ser separadas y regresan a la tuneladora y de la regeneración por bentonita fresca.

- Contenido de arena

Depende del rendimiento de la planta de separación. Cuando su contenido en la suspensión es demasiado elevado afecta directamente a la permeabilidad del "cake" (capa superficial que crea el lodo en contacto con el terreno del frente) y a la estabilidad de éste en la interfaz con el terreno.

- Viscosidad Marsh.

Viene definida como la cantidad de segundos necesarios para que un fluido determinado fluya a través del embudo Marsh.

- Viscosidad plástica (PV).

Contribución a la viscosidad del fluido de un fluido en condiciones de flujo dinámico. Este valor tiende a ser más bajo cuando el *slurry* se encuentra dentro de las tuberías, donde el fluido circula a mayor velocidad, y más alta en la cabeza de corte y en los tanques activos donde el fluido circula a una velocidad más lenta. Depende principalmente del tamaño, forma y número de partículas en un fluido en movimiento.

- PH.

Variaciones en su valor afectan a las propiedades iónicas y químicas del *slurry*. Más allá de un rango de pH 8-10, por ejemplo con un pH 12 (ambiente básico por contacto con cemento), existe un riesgo significativo de bajo rendimiento, y lo mismo sucede dentro de un ambiente ácido (por ejemplo en contacto con materias orgánicas).

- Tasa de filtración.

Medida del grado en que la fase acuosa del *slurry* puede penetrar en formaciones permeables. Una cifra demasiado alta aumenta el riesgo de migración del *slurry* a través de microfisuras, formaciones porosas, etc. Al ser el *slurry* un fluido no compresible, asegurará la estabilidad del frente de excavación si no se infiltra en

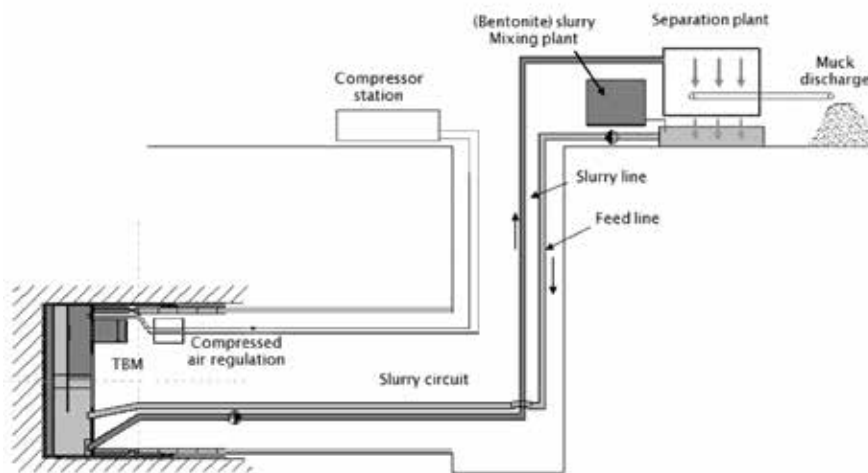


Fig. 3_ Esquema del circuito del slurry y la planta de tratamiento de lodos

el suelo. Esto debe de combinarse con una presión de soporte adecuada. Su importancia aumenta cuando se realiza la excavación en suelos con permeabilidades de 10^{-7} m/s o superiores.

- Umbral de Fluencia Plástica (*Yield Point*, YP)

Resistencia al flujo inicial o tensión requerida para iniciar el movimiento de un fluido, medido desde condiciones dinámicas.

Este valor se relaciona con la capacidad de transporte del fluido debido a fuerzas de atracción electroquímicas dentro del mismo.

Al penetrar el *slurry* en el suelo, se reduce inmediatamente la velocidad del flujo de éste. Como consecuencia de la reducción de velocidad del flujo, el *slurry* se endurece y fragmenta gradualmente. Es un valor muy importante en cuanto a la acción de confinamiento del *slurry*, ya que su control permite verificar si el lodo se solidifica una vez que se infiltra en el suelo.

- *Filter cake*

Se obtiene una membrana tipo “*cake*” en suelos de baja permeabilidad con el uso de un *slurry* viscoso. El *slurry* no penetra demasiado en el terreno creando solo una capa impermeable superficial en su contacto con el suelo. Un “*cake*” correcto debe de ser delgado y flexible.

- Resistencia de gel 0-10 min

Es la medida de la capacidad de un coloide para formar geles. La resistencia del gel es una propiedad cuya medición (tiempo de gelificación) depende de la tensión de un fluido en condiciones estáticas. Durante la rotación de la cabeza de corte, el *cake* se deforma y destruye varias veces con cada barrido de las herramientas de corte, pero se vuelve a formar inmediatamente. Pasa un tiempo antes de que el *slurry* vuelva a su consistencia original, es decir, que ge-

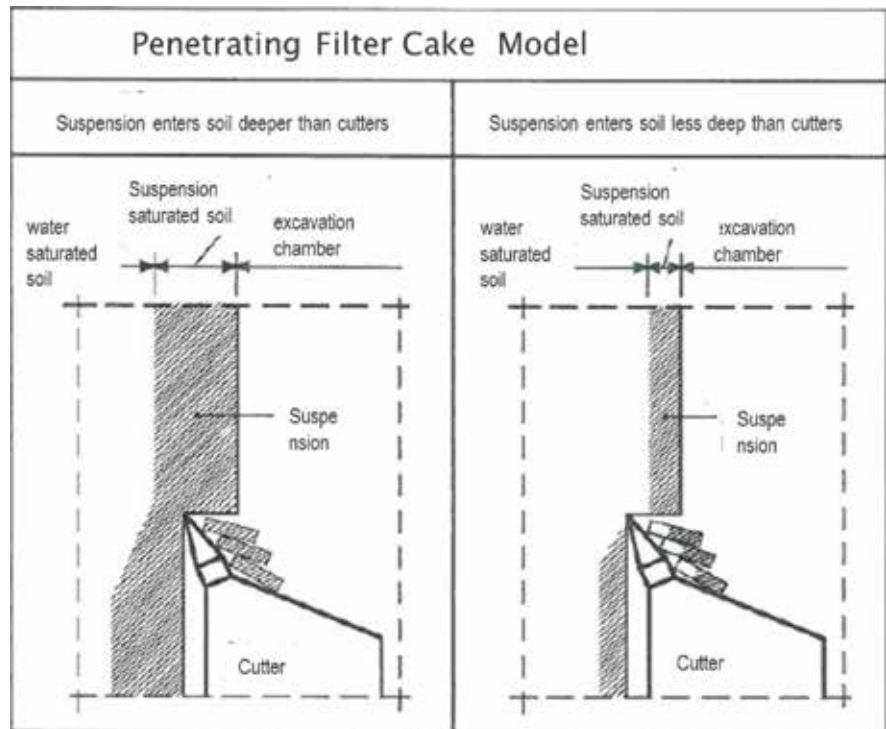


Fig. 4_ Modelo de estabilización del frente de excavación tipo “*cake*”

lique, por lo que ese tiempo debe ser lo más corto posible para restablecer la estanqueidad del *cake* frente al agua.

Todas las propiedades descritas hasta aquí adquirirán mayor o menor importancia en función de la tipología de terreno que estemos excavando.

Así la excavación en roca generalmente requerirá un *slurry* con propiedades relacionadas principalmente con las funciones secundarias, como lubricación y transporte del material excavado.

Para la excavación en suelos se requerirán lodos que presenten unas correctas propiedades relacionadas tanto con las funciones primarias de soporte del frente de excavación como con las secundarias, dependiendo en gran medida de las características geotécnicas del suelo.

Para la excavación en terrenos mixtos se requerirán lodos que sean capaces

de hacer frente a las peores condiciones de una excavación en suelo y además se han de considerar nuevos factores como, por ejemplo:

- Presencia de interfaces entre roca y suelo (Gill/GIV). Podrían estar conectadas con acuíferos artesianos.
- Posibles efectos en la estabilidad del suelo debido a un avance lento marcado por la presencia de roca en el frente.
- Vibraciones debido al impacto de los cortadores en la roca.
- Impacto causado por un número potencialmente mayor de paradas necesarias para llevar a cabo intervenciones en la cabeza de corte.

Por lo tanto, las propiedades del *slurry* en frentes mixtos deberían de ser incluso mejores que las propiedades seleccionadas para excavar un suelo en las condiciones más desfavorables.

PRINCIPALES INDICADORES DEL RENDIMIENTO DE LOS LODOS BENTONÍTCOS EN FUNCIÓN DE LA CLASIFICACIÓN DEL TERRENO

La importancia que tienen los lodos bentoníticos para asegurar una correcta ejecución de las actividades de excavación del túnel, hacen que sea básica la implementación de un procedimiento de control de calidad adecuado.

Es muy importante destacar que un Sistema de Gestión de la Calidad adecuado puede implementarse únicamente con la presencia en la obra de personal con experiencia específica en Ingeniería de Lodos aplicada a la ejecución de túneles.

El proceso se basará en la monitorización y la revisión del rendimiento del *slurry*. Se deberán de introducir una serie de Indicadores Clave de Rendimiento denominados KPI (*Key Performance Indicators*) que definirán las propiedades requeridas al *slurry* en función de las condiciones del terreno que estemos excavando y que deberán ser clasificadas con anterioridad al comienzo de la excavación en base a los estudios del terreno previamente realizados.

Dependiendo de diferentes propiedades del terreno como resistencia, permeabilidad..., las propiedades del *slurry* se ordenarán en diferentes grupos según tipologías del terreno y actividad realizada en el túnel, para de esta forma poder hacer frente durante la excavación a condiciones esperadas y comunes a cada grupo, consiguiendo que el desarrollo del control de calidad y su implementación en la obra sean lo más sencillos posibles. Estos grupos vendrían a ser el equivalente de las secciones tipo de sostenimiento en túneles excavados con medios convencionales.

A continuación, se proporciona un ejemplo de una posible clasificación de los KPI en función de la tipología del terreno y de la actividad:

- KPI-1: excavación en GI/GII/GIII. KPI primarios referidos principalmente a propiedades relacionadas con funciones secundarias del *slurry* (transporte).

- KPI-2: excavación en GIV/GV/GVI. KPI primarios referidos principalmente a las propiedades relacionadas con las funciones primarias del *slurry* (sostenimiento). El umbral de fluencia plástica y la tasa de filtración son dos de las propiedades más importantes para este caso. La densidad de los lodos, que está íntimamente relacionada con la eficiencia de separación del material excavado, también se incluirá como KPI primario, aunque no es crítico en la función de soporte del frente por el *slurry*.

- KPI-3: excavación en condiciones de frentes mixtos. KPI primarios referidos tanto a propiedades relacionadas con funciones primarias como secundarias del *slurry*. Requisitos más estrictos que KPI-1 y KPI-2.

- KPI-4: intervenciones en la cabeza de corte. Relacionado con la capacidad del *slurry* para formar un *cake* adecuado. Los resultados de las pruebas de la tasa de filtración y del *Filter Cake* deberán de ser obtenidos antes de la intervención.

Los KPI secundarios incluirán todas las demás propiedades no seleccionadas como críticas para la función principal al que sea requerido el *slurry* en cada caso.

La excavación/intervención no debe continuar si el *slurry* no cumple con los KPI primarios requeridos (ya que podría poner en peligro la estabilidad del frente de excavación). El fallo en alcanzar cualquier KPI secundario debería de iniciar un proceso correctivo que podría desarrollarse en paralelo con las operaciones en curso del túnel.

La forma de operar durante el proceso de ejecución del túnel es la siguiente:

1. Definición de las diferentes tipologías del terreno presentes en la traza del túnel

En una fase anterior al comienzo de las actividades propias del túnel, se deberá de hacer una clasificación pormenorizada de cada uno de los anillos que conforman la alineación del túnel, definiendo de forma individualizada la tipología de terreno que conforma cada anillo.

A continuación se muestra un ejemplo de una clasificación tipo de la alineación de un túnel en función de la tipología de

Bored Length	Chainage	Geology	Ground Classification
0	18+474	GV(N≤50)	AG
25	18+451	GV(N≤50)	AG
50	18+426	GV(N≤50)	PG
75	18+401	GVI(N>15)	PG
100	18+376	GVI(N>15)	PG
125	18+351	GVI(N>15)	PG
150	18+326	GVI(N≤15)	PG
175	18+301	GVI(N>15)	PG
200	18+276	GVI(N>15)	PG
225	18+251	GVI(N>15)	PG
250	18+226	GVI(N>15)	PG
275	18+201	GV(N≤50)	PG
300	18+176	GV(N≤50)	AG
325	18+151	GV(N≤50)	AG
350	18+126	GV(N≤50)	AG
375	18+101	GV(N≤50)	AG
400	18+076	GV(N≤50)	PG
425	18+051	GVI(N≤15)	PG
450	18+026	GV(N≤50)	PG
475	18+001	GIII	AG

Tabla 1_ Clasificación de las diferentes tipologías del terreno a lo largo de la traza

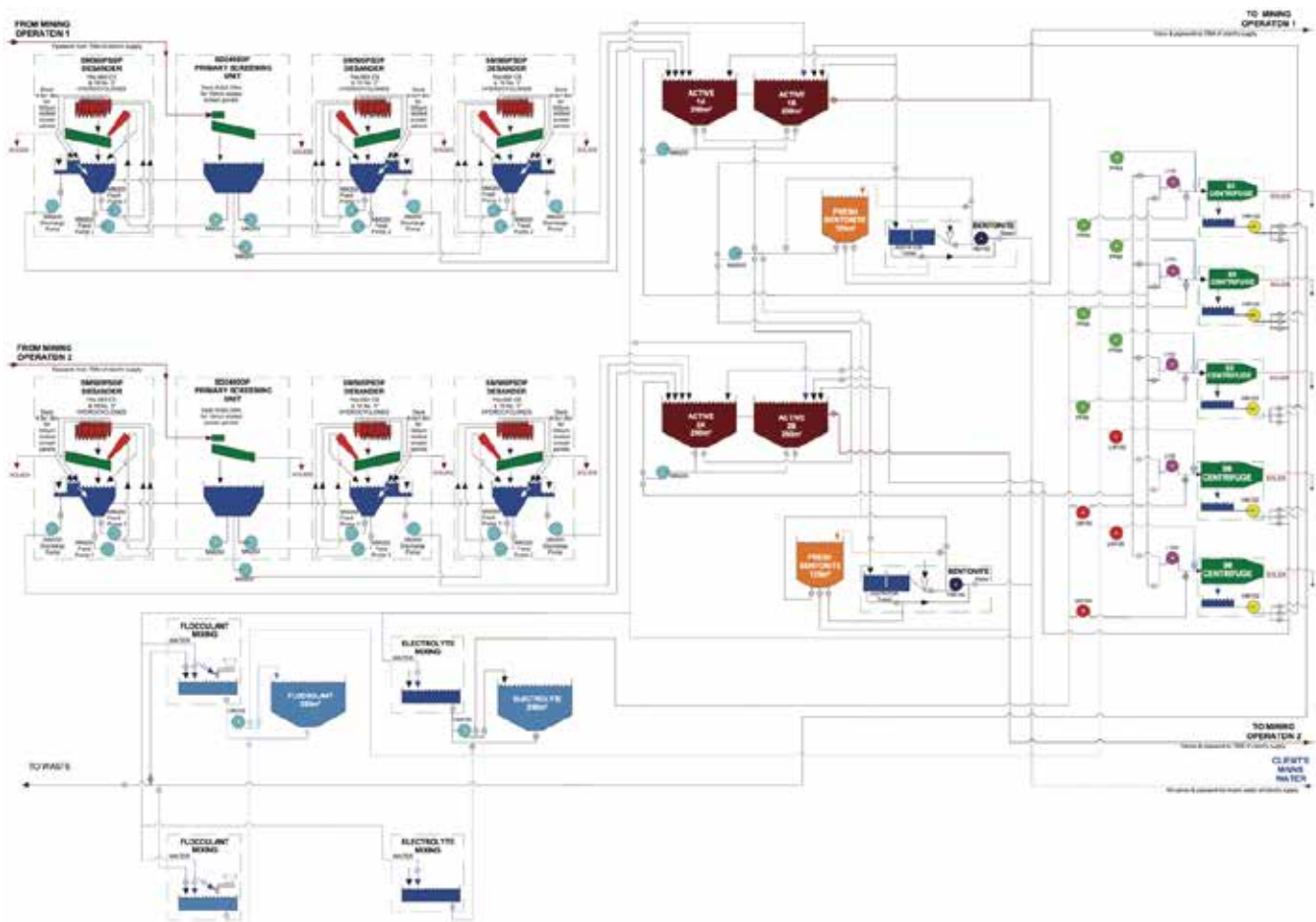


Fig. 5_ Esquema de una planta de tratamiento de lodos para dar servicio a 2 tuneladoras simultáneamente

terreno presente a lo largo de la traza (tabla 1), mostrando una descripción de las características que reúnen cada una de estas tipologías:

a) TERRENO BUENO – GG (*good ground*) (durante excavación y durante intervención en la cabeza de corte).

Roca competente (GI/GIII), cantos rodados, gravas, arena cohesiva de grano limpio, lutitas duras, arcillas rígidas no reactivas. Frente completo de GI/GIII. Las condiciones del terreno no cambian significativamente la condiciones físicas o químicas del *slurry*.

No se aplica a rocas de canto rodado / grava / arena gruesa suelta con permeabilidad excepcionalmente alta ($k > 1 \cdot 10^{-4}$). Bajo estas condiciones se deberán de ajustar y/o cambiar los parámetros, mejorando cada uno de los valores de los KPI.

- Rendimiento de la planta de tratamiento de lodos

Buen rendimiento de la planta. Las características del terreno no provocan un aumento significativo de los KPI del *slurry*. Los sólidos del lodo se separan de manera adecuada mediante las cribas primarias, los desarenadores y los ciclones de la planta. Uso reducido de centrifugadoras bajo estas condiciones.

- *Slurry*

Bentonita en el *slurry* con un promedio de 30-50 kg/m³. No se requieren aditivos de tratamiento importantes para mantener los KPI controlados dentro de los valores definidos, aparte de las adiciones de Bentonita fresca para mantener el volumen y los KPI activos.

b) TERRENO MEDIO – AG (*average ground*) (durante excavación).

Roca semi-competente (GIII/GIV), arena consolidada gruesa, terreno aluvial rígido, mezcla de materiales duros y sueltos. Frente completo de GI/GIII con alguna incursión de GIV o GV.

- Rendimiento de la planta de tratamiento de lodos

Similar al producido en terreno bueno (GG). Se produce un aumento leve del uso de las centrifugadoras debido a una mayor presencia de finos en el *slurry*.

- *Slurry*

Similar a las características del terreno bueno (GG).

Donde exista un mayor contenido de arena, limo o gravas, la tasa de filtración puede reducirse por debajo de 30 cc/30 min, mejorando el rendimiento de este parámetro y favoreciendo la forma-

ción del “cake”. Esto se puede lograr agregando al *slurry* polímeros de celulosa reductores de la pérdida de fluido con una concentración de 0,5-2,0 kg/m³ hasta conseguir la tasa de filtración deseada.

Con pérdida total o pérdida esporádica de lodo en el suelo, la viscosidad del embudo Marsh puede aumentarse a 40-50 sg/l con adiciones de celulosa o biopolímero de alta viscosidad hasta resolver el problema y que las propiedades regresen a un rango normal.

c) TERRENO MALO – PG (*poor ground*) (durante excavación).

Terreno de baja calidad (GIV/GV/GVI), arena de media a fina, arena limosa, limo, pizarras débiles y frágiles, arcillas relativamente cohesivas pero degradables. Cuando los materiales GIV y GV alcanzan una proporción significativa del frente de excavación, gran parte de la degradación del *slurry* puede estar relacionada con el desgaste sufrido durante el proceso de extracción y transporte.

- Rendimiento de la planta de tratamiento de lodos

El rendimiento en la separación del material excavado es pobre. El material no eliminado comienza a aumentar

los KPI del *slurry*. Las propiedades del *slurry* pasan a ser de medias a pobres por el aumento de las partículas finas. El terreno excavado no se separa fácilmente mediante las cribas primarias, los desarenadores y los ciclones de la planta. Aumento significativo del uso de las centrifugadoras. Aumento rápido de los valores de la densidad del *slurry* y de la viscosidad del embudo Marsh como resultado del aumento de la carga de finos dentro del circuito y de la mayor demanda de rendimiento exigida a la planta de tratamiento del terreno. Será necesario un mayor control correctivo para el mantenimiento de las propiedades del *slurry*.

- *Slurry*

Contenido de bentonita en el *slurry* con un promedio de 30-40 kg/m³. En zonas con un mayor contenido de arena, limo o materiales agregados, la tasa de filtración puede reducirse hasta alcanzar valores por debajo de 25-30 cc/30 min, mejorando así el rendimiento en lo que a pérdida de fluido se refiere. Esto puede lograrse generando un “cake” mejorado mediante la adición en la suspensión de polímeros de celulosa reductores de la pérdida de fluido con una concentración de 1-2 kg/m³ hasta conseguir la pérdida de fluido deseada. Con grandes pérdidas de *slurry*, aumentaríamos la viscosidad del embudo Marsh a 40-50 sg/l

añadiendo celulosa de viscosidad alta o biopolímero, de igual manera que para terrenos medios - AG.

Si el contenido de finos continúa aumentando, puede ser necesario diluir de nuevo la suspensión con otra solución de celulosa de viscosidad alta o biopolímero 1-2 kg/m³, o combinación de ambos, reduciendo las propiedades tixotrópicas de la suspensión de bentonita, consiguiendo así una suspensión polimérica más fina, rebajando el corte y permitiendo que la planta de tratamiento separe el *slurry*, el material y los finos excavados con una mayor eficacia.

Si la alta carga de sólidos en el *slurry* es casi imposible de controlar, solo se podrá recurrir a la “dispersión química” para reducir la viscosidad y la densidad del lodo en el sistema. Ésta es solo una solución temporal al problema, ya que el porcentaje de sólidos no se reduce con facilidad. Finalmente requerirá dilución con agua, con bentonita fresca o con suspensión de polímero para reducir el problema de la acumulación de volumen de sólidos dentro del sistema.

d) TERRENO MUY MALO, FRENTES MIXTOS – VBG (*very bad ground*) MF (*mix face*) (durante excavación).

Frentes mixtos (GI/GIII con GV/GVI/F1/F2/E1/E2), arena fina, arena limosa,

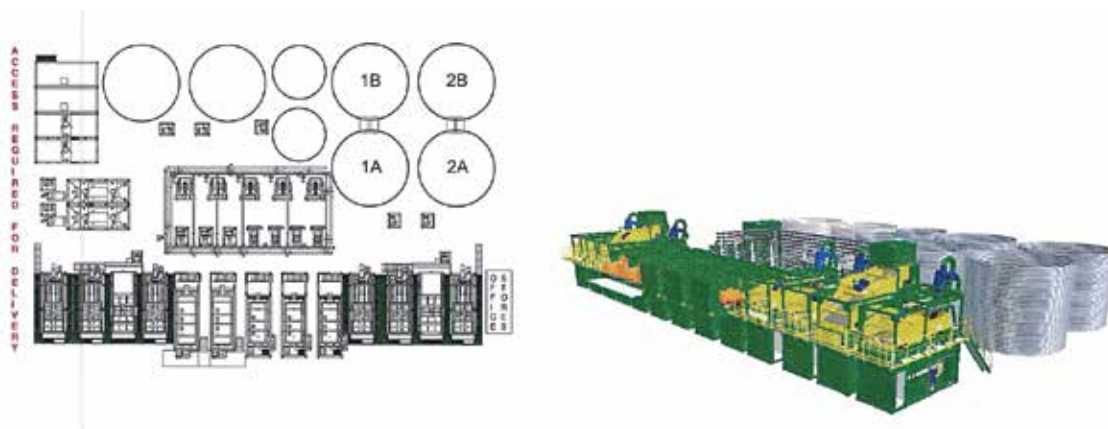


Fig. 6_ Vista en planta y vista 3D de una planta de tratamiento de lodos para dar servicio a 2 tuneladoras simultáneamente

limo, lutitas frágiles, aluviales y arenas fluviales, arcillas marinas. Los materiales GVI y F1 aparecen en una proporción significativa en el frente del túnel.

- Rendimiento de la planta de tratamiento de lodos

Rendimiento en la separación del material excavado muy pobre. El material no separado incrementa los KPI del *slurry* rápidamente. El terreno excavado no es separado por las cribas primarias, sí en un pequeño % por los desarenadores y los ciclones de la planta, siendo necesario un importante uso de las centrifugadoras para su separación. Rápido aumento en la densidad y la viscosidad indicando el incremento de la carga de finos, siendo necesario un aumento del rendimiento de la planta de tratamiento y del control del tratamiento del *slurry*.

- *Slurry*

El *slurry* ahora es de poca utilidad, solo sirva para proporcionar una base de baja concentración para el control de la tasa de filtración y para el desarrollo del "cake". En las zonas donde existe una mayor concentración de arcilla o material limoso se produce una importante afección al rendimiento del *slurry* y la capacidad de la planta de tratamiento para controlar la acumulación de finos. En esta situación no hay control de filtración debido a la baja porosidad y permeabilidad en arcillas compactas o arcillas limosas finas. El uso de polímeros es ahora fundamental para favorecer el proceso.

Con aumentos considerables de finos, el *slurry* puede espesarse. De nuevo, será necesario diluir la lechada con una solución de celulosa o biopolímero de alta viscosidad (1-2 kg/m³), igual que lo anteriormente señalado para terrenos malos BG. También puede ser necesario, si no esencial, introducir un polímero de "Encapsulación de Arcilla" de alto peso molecular (*Clay Encap*) para poder eliminar la arcilla del frente a través de la cámara de excavación. Es vital en esta

etapa que la tuneladora "corte" la arcilla de manera controlada para evitar y prevenir la extrusión de ésta en la cámara, manteniendo los "grumos de arcilla" retenidos en la mejor condición posible y poder ser retirados del circuito de *slurry* en la planta de tratamiento. También es importante evitar que al empujar en exceso la tuneladora contra el frente, la "pegajosidad" de la arcilla produzca un tapón con el consiguiente bloqueo de la cabeza de corte y/o los discos.

Las arcillas altamente dispersables son casi imposibles de controlar y solo pueden responder a la "dispersión química" para controlar y reducir la alta viscosidad en el circuito de *slurry*.

e) INTERVENCIONES EN LA CABEZA DE CORTE – CHI (*cutter head intervention*) (GG, AG, PG, VBG, MF, todo tipo de terreno).

Al llevar a cabo una intervención en la cabeza de corte con terrenos inestables en el frente, es recomendable circular y/o desplazar un volumen de *slurry* concentrado (bentonita fresca) al frente de excavación y mantener la presión durante un período de tiempo prefijado. Esto permite que el frente se estabilice creando unas condiciones que mejorarán la seguridad de la intervención en la cabeza de corte. Si los KPI principales cumplen con los parámetros determinados de antemano, la intervención se puede llevar a cabo. Los KPI secundarios se analizarán junto con los KPI principales para completar las condiciones del *slurry*, de modo que se puedan hacer ajustes si fuera necesario antes de continuar la excavación en función de las condiciones de suelo. Si el estado del frente exige una mejora adicional de las propiedades de *slurry*, esto deberá de ser decidido por el Ingeniero de Lodos y por el Jefe de Túnel antes de proceder con la intervención. Será necesario un tiempo de recirculación suficiente del *slurry* fresco para lograr las condiciones deseadas para la estabilidad del frente.

II. Tablas de parámetros exigibles al *slurry* en función de la tipología del terreno

Se definirán las propiedades que deberá de presentar el *slurry* para cada una de las tipologías de terreno descritas en el apartado I. Estas propiedades habrán sido fijadas y aprobadas mediante consenso por todas las partes implicadas en la ejecución del túnel, siempre con la aprobación final del Ingeniero de Lodos.

A continuación se muestran unas tablas con los valores representativos de cada uno de los parámetros del *slurry* a obtener en los ensayos realizados antes de comenzar la excavación correspondiente a cada uno de los anillos de los tramos descritos en el apartado I, en función de la tipología de terreno y de la actividad a realizar:

TERRENO BUENO – GG				
		UNIDADES	RANGO REQUERIDO	
KPIs PRIMARIOS	DENSIDAD	SG	≥ 1,03	
	VISCOSIDAD DEL CONO MARSH	sg/l	≥ 35	
	PH	-	7-10	
	FILTER CAKE	mm	≤ 6	
KPIs SECUNDARIOS	TASA DE FILTRACIÓN	cc/30 min	≤ 40	
	UMBRAL DE FLUENCIA PLÁSTICA	lbs/100 ft ²	≥ 5	
	CONTENIDO DE ARENA	%	< 2.5	
	RESISTENCIA DEL GEL	10 sg	lbs/100 ft ²	≥ 5
		10 min		≥ 12
VISCOSIDAD PLÁSTICA	cPs	≥ 3		

TERRENO MEDIO – AG			
		UNIDADES	RANGO REQUERIDO
KPIs PRIMARIOS	DENSIDAD	SG	≥ 1,03
	VISCOSIDAD DEL CONO MARSH	sg/l	≥ 40
	PH	-	7-10
	FILTER CAKE	mm	≤ 6
	TASA DE FILTRACIÓN	cc/30 min	≤ 40
	UMBRAL DE FLUENCIA PLÁSTICA	lbs/100 ft ²	≥ 7
	CONTENIDO DE ARENA	%	≤ 3
	RESISTENCIA DEL GEL	10 sg	lbs/100 ft ²
10 min		≥ 15	
KPIs SECUNDARIOS	VISCOSIDAD PLÁSTICA	cPs	≥ 5

TERRENO POBRE – PG			
		UNIDADES	RANGO REQUERIDO
KPIs PRIMARIOS	DENSIDAD	SG	≥ 1,03
	VISCOSIDAD DEL CONO MARSH	sg/l	≥ 40
	PH	-	7-10
	FILTER CAKE	mm	≤ 5
	TASA DE FILTRACIÓN	cc/30 min	≤ 35
	UMBRAL DE FLUENCIA PLÁSTICA	lbs/100 ft ²	≥ 7
	CONTENIDO DE ARENA	%	≤ 3.5
	RESISTENCIA DEL GEL	10 sg	lbs/100 ft ²
10 min		≥ 16	
KPIs SECUNDARIOS	VISCOSIDAD PLÁSTICA	cPs	≥ 6

TERRENO MUY MALO, FRENTE MIXTOS – VBG, MF			
		UNIDADES	RANGO REQUERIDO
KPIs PRIMARIOS	DENSIDAD	SG	≥ 1,03
	VISCOSIDAD DEL CONO MARSH	sg/l	≥ 45
	PH	-	7-10
	FILTER CAKE	mm	≤ 4
	TASA DE FILTRACIÓN	cc/30 min	≤ 30
	UMBRAL DE FLUENCIA PLÁSTICA	lbs/100 ft ²	≥ 10
	CONTENIDO DE ARENA	%	≤ 4
	RESISTENCIA DEL GEL	10 sg	lbs/100 ft ²
10 min		≥ 17	
KPIs SECUNDARIOS	VISCOSIDAD PLÁSTICA	cPs	≥ 7

INTERVENCIONES EN LA CABEZA DE CORTE – CHI				
		UNIDADES	RANGO REQUERIDO	
KPIs PRIMARIOS	FILTER CAKE	mm	≤ 3	
	TASA DE FILTRACIÓN	cc/30 min	≤ 25	
	PH	-	7-10	
KPIs SECUNDARIOS	DENSIDAD	SG	≥ 1,03	
	VISCOSIDAD DEL CONO MARSH	sg/l	≥ 45	
	UMBRAL DE FLUENCIA PLÁSTICA	lbs/100 ft ²	≥ 10	
	CONTENIDO DE ARENA	%	≤ 4	
	RESISTENCIA DEL GEL	10 sg	lbs/100 ft ²	≥ 8
		10 min		≥ 17
	VISCOSIDAD PLÁSTICA	cPs	≥ 8	

Tablas 2-6_ Valores de los principales parámetros de los KPI en función de la tipología del terreno y la actividad realizada

III. Realización de ensayos de control para comprobar los parámetros exigibles al slurry

Los ensayos se deberán de realizar al menos al comienzo de la excavación de cada anillo, verificando que las propiedades del *slurry* cumplen íntegramente con los valores definidos en el apartado II para cada una de ellas, y de igual modo a la finalización de la excavación del anillo, comprobando una vez más los valores para poder planificar qué medidas se han de adoptar para, en caso de necesidad, mejorar la calidad del *slurry* y con ello cumplir con los KPI especificados en función de la tipología de terreno y actividad que se esté realizando.

En caso de ser necesario el mejoramiento de las propiedades del *slurry*, las actividades necesarias se llevarán a cabo durante el montaje del anillo.

El tiempo necesario para poder llevar a cabo la totalidad de los ensayos está en torno a los 10-20 min, dependiendo de la pericia y experiencia del operario.

PRINCIPALES ENSAYOS A REALIZAR PARA EL CONTROL DEL RENDIMIENTO DE LOS LODOS BENTONÍTICOS (KPI)

A continuación se describen brevemente los ensayos de laboratorio (situado a

pie de obra) que son necesarios realizar para la determinación de los valores de cada uno de los KPI del *slurry*:

a) *Ensayo de filtración* (determinación del valor del *filter cake* y de la tasa de filtración)

Las mediciones del comportamiento de filtración y las características en cuanto a la formación del *cake* de un fluido de perforación son fundamentales para el control y tratamiento de éste. Estos factores se ven afectados por los tipos y cantidades de sólidos en el fluido y sus interacciones físicas y químicas, que a

su vez se ven afectadas por los cambios de temperatura y presión.

La comprobación de la tasa de filtrado (pérdida de fluidos) es la que requiere más tiempo.

Requiere un tiempo de 30 minutos. En esas condiciones, esperar el final del resultado de la prueba puede retrasar el inicio de cada nuevo ciclo de excavación.

Se acepta como método de prueba, referirse a la pérdida de líquido filtrado después de 7,5 minutos, que será el 50% de la de cada 30 minutos.

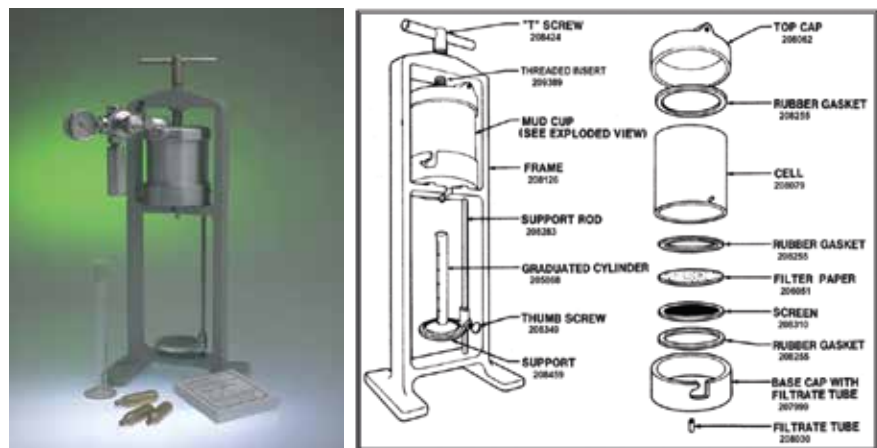


Fig. 7_ Equipamiento para la realización del ensayo (izda.) y detalle del equipamiento de ensayo (dcha.)

B) Ensayo de resistencia de gel, viscosidad plástica y umbral de fluencia plástica

El equipo de prueba necesario para determinar la reología está formado por:

1. Viscosímetro giratorio de 6 velocidades impulsado por motor.
2. Cronómetro.
3. Termómetro.



Fig. 8_ Equipamiento para la realización del ensayo (arriba) y detalle del mecanismo de control de la velocidad (abajo)

c) Ensayo del embudo Marsh

La prueba de embudo de Marsh da una indicación de los cambios en las propiedades de flujo, pero, para ser efectiva, las mediciones deben tomarse y registrarse regularmente.

El equipo de prueba está formado por:

1. El embudo Marsh.
2. Vaso medidor calibrado para poder leer hasta 946 ml (1 cuarto de galón americano).
3. Cronómetro. El embudo estándar utilizado deberá proporcionar una lectura de, al menos, 26 segundos.

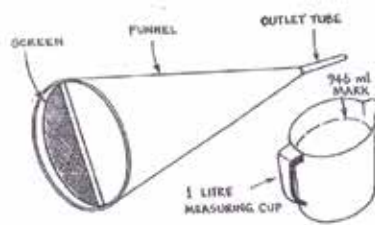


Fig. 9_ Equipamiento para la realización del ensayo del embudo de Marsh

d) Ensayo del PH

El pH, o la determinación de iones de hidrógeno, se realiza utilizando papeles indicadores de pH o un medidor digital de pH. Un pH de 7 es neutral. Los lodos ácidos dan una lectura por debajo de 7 y los lodos alcalinos entre 7 y 14. El pH alto es indicativo de contaminación con yeso cementante. El pH bajo indica que el lodo es corrosivo para las herramientas de excavación. Los papeles de pH no son precisos en fluidos muy salados.



Fig. 10_ Papeles indicadores de PH (arriba) y medidor digital de PH (abajo)

E) Ensayo del contenido de arena

El contenido excesivo de arena da como resultado un *cake* insatisfactorio y un riesgo de que las herramientas de perforación sufran una abrasividad excesiva. El contenido de arena también causa un gran desgaste abrasivo de las bombas y piezas giratorias, válvulas y tuberías, tanto de la máquina como de la planta de tratamiento de lodos.

El equipo de ensayo comprende:

1. Un tubo de medición de vidrio.
2. Un tamiz de malla 200 en un tubo de extremo abierto.
3. Un embudo.

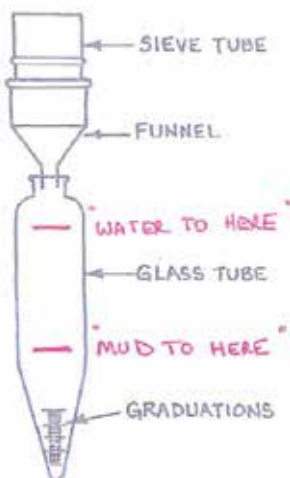


Fig. 11_ Equipamiento para la realización del ensayo del contenido de arena

f) Ensayo de la densidad

El ensayo de densidad se lleva a cabo utilizando la báscula de lodo, la cual consta de tres componentes:

1. El brazo de equilibrio, que incorpora el recipiente para el lodo.
2. La tapa para el recipiente del lodo.
3. La base que soporta el brazo. Ⓢ

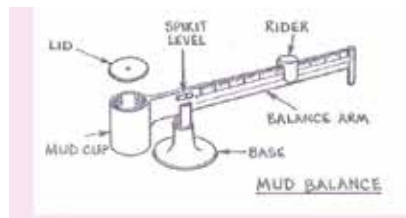


Fig. 12_ Equipamiento para la realización del ensayo de la densidad

Túnel de Gudauri

Influencia de la geotecnia y de las soluciones ventilación en el trazado y en el diseño del túnel

IGNACIO
Balsa
Marín

JAVIER
Borja
López

MANUEL
Cueto Caso

MIGUEL ÁNGEL
Frías

FRANCISCO
Peral
Álvaro

JESÚS
Sancho
Cebrián

IDOM Consulting, Engineering,
Architecture

RESUMEN

El proyecto realizado íntegramente por IDOM consiste en el estudio de Factibilidad de un corredor de 110 km de carretera con una parte de mejora de carretera existente y un tramo central de nuevo trazado que se desarrollaba a nivel constructivo, cuyas principales características son: varios falsos túneles para protección de aludes; tres túneles en mina (dos en NATM de grandes dimensiones y uno con TBM de 9 km de longitud y 1100 m de recubrimiento sobre clave); siendo este último el más singular del proyecto. El tramo constaba además de 6 viaductos nuevos incluyendo uno en arco de 400 m de longitud y un puente de 14 vanos. Este proyecto presentó las siguientes singularidades de interés:

- La influencia de la geotecnia en las alternativas de trazado en una zona de alta montaña, con sismicidad y volcanismo reciente
- La influencia de la geotecnia, condicionantes de campaña y plazo de obra sobre el trazado del túnel y sobre las soluciones de evacuación y ventilación.
- Solución adoptada para la ventilación y su influencia en la sección tipo de túnel.

PALABRAS CLAVE

Túnel de Gudauri, TBM, NATM, Condicionantes geotécnicos, Sistema ventilación semi-trasversal

ABSTRACT

This project links Russia and Georgia through an economical and touristic area. It includes 3 mined tunnels; two with NATM method and one with a TBM which length will be around 9 km. This project includes also 6 viaducts, one of them with a 400 m arch bridge and another viaduct of 14 spans. The main characteristics of the project are:

- *Influence of geotechnics on alignment design in a mountainous area, with seismic and recent volcanos.*
- *Influence of geotechnics; constrains for field investigations and planning for the whole project on the final alignment and solutions selected for emergency evacuation and tunnel ventilation.*
- *Solution adopted for tunnel ventilation and its influence and matching in tunnel cross section.*

KEYWORDS

Gudauri Tunnel, TBM, NATM, Geotechnical challenges, Semi-trasversal tunnel ventilation system

DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

El corredor viario Jinali-Larsi (110 km, incluyendo en el alcance del proyecto a nivel de "Feasibility" tres secciones, Sección 1, 2 y 3) representa la principal infraestructura de conexión entre Georgia y Rusia. El principal objetivo del proyecto es mejorar la infraestructura a lo largo del corredor, estableciendo continuidad operacional entre Asia Central, el Este asiático, Rusia, Turquía y Europa.

El sector Kvesheti-Kobi (Sección 2) discurre a lo largo de un corredor existente (34 km) caracterizado por su dificultad geográfica y los cortes frecuentes durante el invierno debido a la orografía y a las difíciles condiciones meteorológicas (fig. 1). El tramo de carretera convencional tiene una intensidad de tráfico diaria de 3.000-4.000 vehículos de los que el 30 % son vehículos pesados. Además, los radios de curvatura existentes impiden el tráfico de los camiones de mayores dimensiones. Estas limitaciones y discontinuidades en la explotación de la carretera constituyen una gran problemática frente a la creciente demanda de transporte en el corredor norte-sur y a su vez están perjudicando el potencial desarrollo turístico del área Norte (Gudauri ski resort, Kazbegi National Park...). Como consecuencia, existía una fuerte voluntad política para diseñar y acometer esta obra en los menores plazos (de estudio y de obra) posibles.

Este proyecto tenía por objetivo realizar el estudio de detalle (cumpliendo con normativa EU para una velocidad de diseño 80 km/h) de la alternativa más eficiente desde el punto de vista ingenieril, medioambiental, social y económico. La opción seleccionada dispone el nuevo túnel de Gudauri (9 km) con 1.100 m de recubrimiento sobre eje, el más largo de Georgia y entre los 15 túneles más largos de Europa. La sección 2 (Kvesheti-Kobi) incluye la carretera de acceso al túnel donde destacan 2 túneles NATM de gran-



Fig. 1_ Problemática carretera actual

des dimensiones (1,5 km + 0,4 km) y un puente arco de 426 m de longitud (fig. 2) Además de incrementar la seguridad y garantizar una operabilidad continua, se disminuye el tiempo de recorrido a menos de la mitad del actual.

La sección del túnel de Gudauri tiene 172 m² de área de excavación y 14,4 m de diámetro exterior. Después del estudio detallado de las condiciones geológico-geotécnicas, se propone una tuneladora de escudo sim-



Fig. 2_ Variante de nuevo trazado en la Sección 2 (Kvesheti-Kobi) incluyendo el nuevo Túnel de Gudauri (9 km) con 1100 m de recubrimiento sobre eje

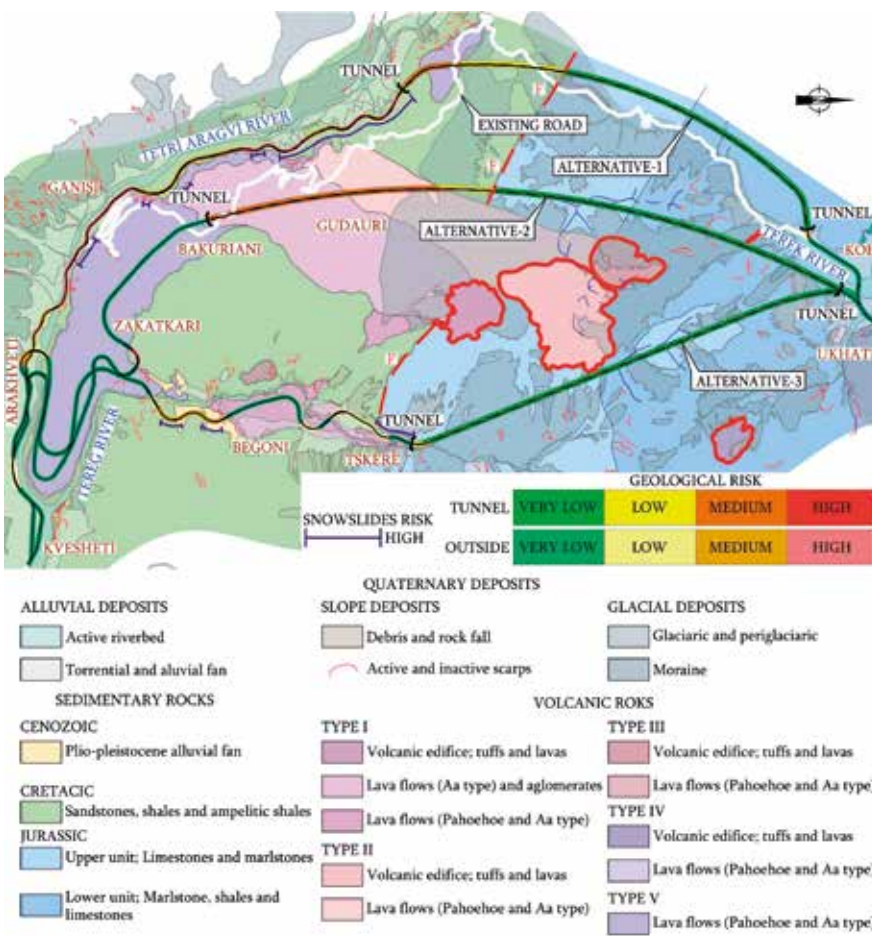


Fig. 3_ Alternativas de trazado sobre condicionantes geológico-geotécnicos

ple con un diámetro de 15 m. El túnel incluye una galería de emergencia paralela vehicular a construir mediante NATM para el cumplimiento de la Directiva Europea de Seguridad, así como entronques entre ambos tubos cada 500 m.

ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

En la etapa de Pre-Factibilidad se identificó el Paso de Jvari como el principal cuello de botella para la Sección 2, siendo por lo tanto el principal condicionante. Como punto de partida se analizó la posibilidad de mejora del llamado camino militar actual (pavimento, barreras, galerías, refuerzo taludes y mejora de algunas curvas). Sin embargo, incluso con estas mejoras, la funcionalidad general, seguridad y resiliencia no cumplirían los Estándares Europeos, considerando el aumento de tráfico previsto. Los condicionantes geológicos determinaron el paso a través de un túnel largo y profundo; las dificultades geológicas y orográficas elevaron a casi 40 las variantes de trazado estudiado para encajar los accesos al túnel.

Durante la fase de Factibilidad se llevó a cabo un estudio de alternativas, con análisis detallado de tres corredores distintos (fig. 3): Aragvi River (Alt-1. 60 km/h), Gudauri (Alt-2. 60 km/h) y Khada Valley (Alt-3. 80 km/h). En el estudio, se han tenido en cuenta los siguientes factores:

- (i) Orografía (zona de alta montaña)
- (ii) Complejo contexto geológico con actividad volcánica reciente (hidrotermalismo)
- (iii) Riesgos naturales: flujos, deslizamientos, avalanchas de nieve, etc.
- (iv) El impacto en los núcleos de población y el patrimonio cultural.
- (v) Proximidad al Parque Nacional de Kazbegi y sus zonas de protección medioambiental.

Como conclusión, el estudio de la problemática geotécnica, de la longitud y complejidad de los túneles en cada caso, del coste de ejecución del proyecto y operabilidad de la carretera, permitió identificar y desarrollar la Alternativa 3 a través del valle de Khada como la más eficiente. Una vez seleccionando el Corredor 3 (Alt-3), nuevas alternativas de trazado fueron analizadas para este corredor en el Valle de Khada, determinando finalmente el Proyecto de Detalle de una nueva carretera con 22.6 km de longitud.

CAMPAÑA DE CAMPO Y ESTUDIO DE TRAZADO Y TIPOLOGÍA DE TÚNEL

La compleja orografía (Paso de Jvari a 2.400 m de altitud) y meteorología (trabajos de campo en zona de alta montaña) condicionaron la realización de la campaña geotécnica (fig. 4). Por las razones indicadas inicialmente, se disponía de únicamente una ventana de primavera y verano para realizar el encaje de trazado y la campaña de campo. De esta forma se llevó a cabo una investigación geológico-geotécnica multi-técnica contando con dos empresas españolas y 3 empresas locales (50 técnicos involucrados). Únicamente eran accesibles las zonas de ambos emboquilles durante las ventanas de buen tiempo en periodo estival, por lo que fue necesario llevar a cabo accesos con maquinaria pesada, recurriendo en la parte central del túnel de mayor montera, a geofísica, llevando a cabo tomografía eléctrica profunda a lo largo de 3600 m y alcanzando una profundidad de investigación de 400 m con alta resolución. También se contó con la colaboración del grupo de Geología Aplicada a la Ingeniería de la Universidad de Oviedo para el estudio geológico del túnel de Gudauri y cartografía de campo del túnel.

Además, los estrictos plazos de obra (4 años), impuestos por las restricciones políticas y la viabilidad de crédito internacional, condicionaron el tiempo

disponible para la redacción del proyecto, la preparación de documentos para licitación "Tender" y asesoramiento al cliente durante el proceso de cualificación.

El propio trazado para acceder a la parte de túnel principal contó con varias zonas de difícil encaje, como fue salvar el desnivel entre la carretera actual y el valle elegido para el nuevo trazado. Esto conllevó la materialización de un trazado que arranca con un "loop" (ver Fig. 2) para acceder mediante sucesión de viaducto-túnel hasta un "plateau" volcánico que era una de las pocas zonas geotécnicamente favorables y viables para encajar pendientes inferiores al 6 %. Se descartó acceder por la ladera sur al estar ésta compuesta por unas pizarras negras alteradas y con buzamiento desfavorable por lo que era de prever problemas severos de estabilidad de ladera en una zona donde la realización del posible camino de acceso para el sondeo ya era un desafío geotécnico. La carretera cruza a la margen izquierda del Khada Valley sorteando las áreas de mayor riesgo geológico y disponiendo

de estructuras de protección frente a las avalanchas de nieve.

Como desafío del proyecto es destacable el proceso iterativo de mejora de trazado a medida que se avanzaba con el desarrollo de las investigaciones geotécnicas hasta la fase de Diseño de Detalle, asegurando en todas las fases del estudio la seguridad y optimización de la obra. A la par se estuvo negociando con el cliente el propio trazado en función de sus intereses estratégicos (por ejemplo el acceso a la estación de esquí) y los condicionantes de accesibilidad en fase constructiva.

El diseño del propio túnel siguió un proceso muy similar. Uno de los principales condicionantes era el plazo de obra, lo que implicaba el uso de máquina(s) tuneladora(s). Sin embargo, en el emboquille sur donde existía una obra importante que realizar para acceder al emboquille se perdía esa ventaja de plazos por el tiempo necesario para poner en marcha la TBM en dicho emboquille y poder iniciar las excavaciones.



Fig. 4_ Trabajos de campo en el Túnel de Gudauri. Izquierda: perforación de sondeo en emboquille Sur (Tskere). Derecha: trabajos de adquisición de tomografía eléctrica profunda

El emboquille norte (Kobi, ver fig 2) estaba fijado en una de las pocas zonas asequibles del trazado con una gran plataforma próxima a la carretera existente, teniendo así accesos para materiales (excepto en ciertos periodos invernales en los que la carretera estaría previsiblemente cortada).

A nivel de Prefactibilidad se estudiaron muchas alternativas de tipologías de túnel, tanto monotubo o bitubo (se trata de una carretera convencional con un carril por sentido y, en el tramo de túnel principal, un carril lento en el sentido de subida). Se valoró presupuesto y plazo para realizar:

a) Túnel monotubo con 1 TBM desde la boca norte y galería NATM paralela desde ambas bocas

b) Idem (a) pero con una tuneladora desde ambas bocas

c) Túnel bitubo de menores dimensiones con 1 TBM por tubo

d) Túnel monotubo con NATM desde ambas bocas y ataque intermedio

o Desde el valle adyacente

o Utilizando la propia galería de evacuación que se realizaría con mayores rendimientos

e) Idem (d) con túnel bitubo y con o sin ataque intermedio desde el valle adyacente.

Las alternativas que consideraban túnel bitubo tenían la desventaja de ser globalmente más costosas. Los ataques intermedios que no fuesen desde la propia galería de evacuación intermedia eran de por sí un proyecto como tal y la magnitud de la obra restaba casi cualquier ventaja a nivel de cronograma. Dentro de las soluciones monotubos, la utilización de dos TBM aportaba pocas ventajas por el tiempo necesario para emplazar la máquina en el emboquille sur (que podía que-

dar parcialmente aislado en invierno) y la necesidad de abandonar una TBM o de realizar una caverna de desmontaje a gran profundidad. La solución más viable, dentro de los condicionantes mencionados, era la de un túnel monotubo con una única TBM desde el emboquille Norte (de fácil acceso y con espacio para acopios en caso de que se quedase cortada la carretera por el paso de Gudauri) y una galería de evacuación paralela con NATM desde ambas bocas.

Como se comentó anteriormente, debido a la orografía, los condicionantes climáticos y los plazos de estudios no fue posible disponer de sondeos en la parte central del túnel que fue estudiada por medios indirectos de geofísica profunda. Debido a las limitaciones anteriormente justificadas para la investigación geotécnica de la zona central del túnel, así como la complejidad geológica existente, discurriendo el túnel en unidades de calizas y margas Jurásicas próximas a conos volcánicos más recientes, se diseñó el proyecto sobre la base de la construcción de la galería peatonal de emergencia (NATM) en avance, para realizar un drenaje puntual del túnel principal antes de su excavación, evaluar el conjunto de riesgos y establecer medidas de actuación respecto a la ejecución del túnel principal.

Así pues, todo el cronograma y encaje global de la obra se fue realizando con esas premisas.

VENTILACIÓN DEL TÚNEL

Las características del túnel de Gudauri hicieron que la ventilación adquiriese protagonismo en el desarrollo del diseño, principalmente en su interfaz con la obra civil. Uno de los aspectos que hubo que solucionar fue ajustar el sistema de ventilación a la sección tipo del túnel monotubo, que ya venía marcada por el número de carriles y la anchura de la calzada. Sin embargo, las necesidades de ventilación eran

un condicionante principal, que podía llegar a determinar la sección de la TBM.

El sistema de ventilación más habitual en túneles de carretera es el longitudinal, el cual permite generar una corriente de aire entre sus bocas, en uno u otro sentido. Por lo general, este sistema suele estar basado en la utilización de ventiladores de chorro instalados en la clave de la sección o cerca de sus hastiales. Sin embargo, no es una opción aconsejable en túneles bidireccionales de gran longitud e intensidad de tráfico como Gudauri. Pueden destacarse dos razones:

- En caso de incendio, al existir tráfico bidireccional, podemos encontrarnos con usuarios atrapados a ambos lados del incidente. En estas situaciones, una ventilación longitudinal no puede extraer los humos hacia ninguna de las dos bocas sin afectar a un grupo de usuarios.

- Al preverse una intensidad de tráfico elevada, la dilución de la contaminación mediante un flujo longitudinal requeriría alcanzar velocidades muy altas del aire a lo largo de todo el túnel. Además, con más de 9 km, un sistema longitudinal presentaría una respuesta poco eficiente ante cambios en las emisiones de contaminantes o ante cambios en las condiciones de tiro natural o efecto pistón.

Siguiendo las recomendaciones de los principales organismos en la materia, como el Centre d'Études des Tunnels (CETU) o la Asociación Mundial de la Carretera (AIPCR), se optó por un sistema de ventilación semi-transversal, con control longitudinal mediante ventiladores de chorro. Este tipo de ventilación permite insuflar aire fresco a lo largo del túnel en funcionamiento normal, diluyendo las emisiones de los vehículos localmente. En caso de incendio, el sistema permite extraer los humos en las cercanías del foco, favoreciendo la estratificación y reduciendo

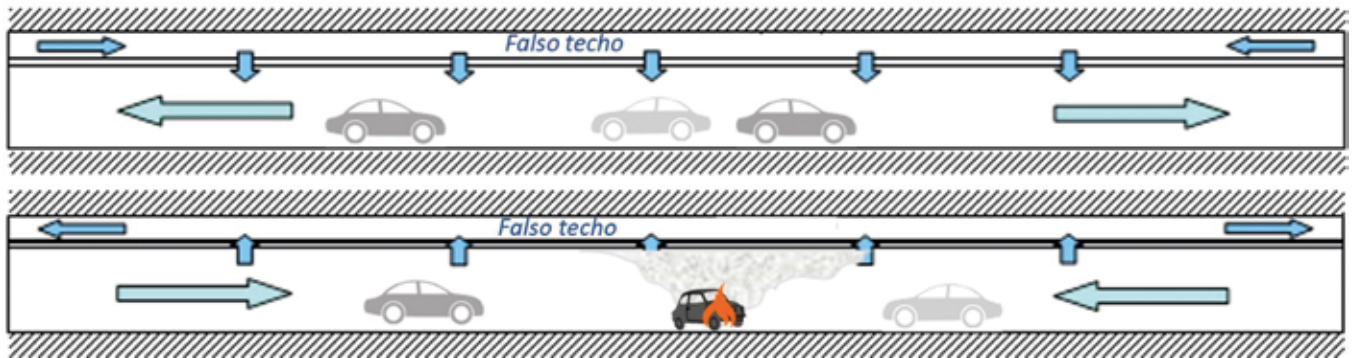


Fig. 5_ Esquema del funcionamiento de una ventilación semi-transversal (arriba) en operación normal del túnel; (abajo) en caso de incendio

su expansión longitudinal.

Estos sistemas requieren la utilización de un falso techo que genere un espacio en la parte superior de la sección por el que pueda circular el aire. La longitud del túnel de Gudauri, sin embargo, necesitaría áreas de conducción muy grandes para que las pérdidas de carga no fuesen excesivas, incluso si se divide el túnel en dos grandes cantones, con una estación de ventilación en cada boca.

Una solución habitual para este problema es construir pozos de ventilación intermedios que permitan dividir el túnel en más cantones de ventilación. De esta manera, el caudal se divide también y la longitud de los circuitos se reducen. Sin embargo, esta solución hubiera implicado realizar un "raise boring" para llevar aire fresco a la parte central del túnel y así reducir la necesidad de sección de ventilación, pero (ver fig. 2) desde la estación de esquí hasta la traza del túnel había un trayecto de más de 5 km (en condiciones invernales) y luego el "raise boring" hubiese tenido una longitud de más de 700 m. Esas condiciones se consideraban inviables con los condicionantes climáticos y de cronograma de la obra. Como se mencionó anteriormente tampoco era factible un ataque intermedio.

Ante la imposibilidad de usar pozos

intermedios, se estudió la opción de utilizar una conducción paralela al túnel que permita llevar o extraer aire desde las bocas hasta la zona central del túnel. Esta suerte de "pozo horizontal" podría realizarse tanto con una galería paralela (ya planteada para la evacuación), como con el uso de otras partes de la sección.

Se estudió la solución de aumentar el tamaño la galería, pero las secciones necesarias la convertían en un túnel como tal, por lo que se optó por encajar este "pozo" horizontal en la sección TBM principal.

En ese sentido, hay que subrayar que la anchura necesaria para los carriles y los elementos de señalización (paneles de señalización) definían, por sí mismos, un diámetro mínimo de tuneladora. Teniendo en cuenta el coste de incrementar este diámetro, la ventilación debía intentar ajustarse a esta sección. Tras analizar en detalle diferentes ajustes y opciones de la sección, se planteó una solución de ventilación basada en cuatro cantones en la que el aire se conducía de forma directa desde las estaciones de ventilación ubicadas en las bocas del túnel a los dos cantones extremos y, por debajo de la calzada, a los cantones interiores. La siguiente figura muestra de forma esquemática la conexión de los cantones.

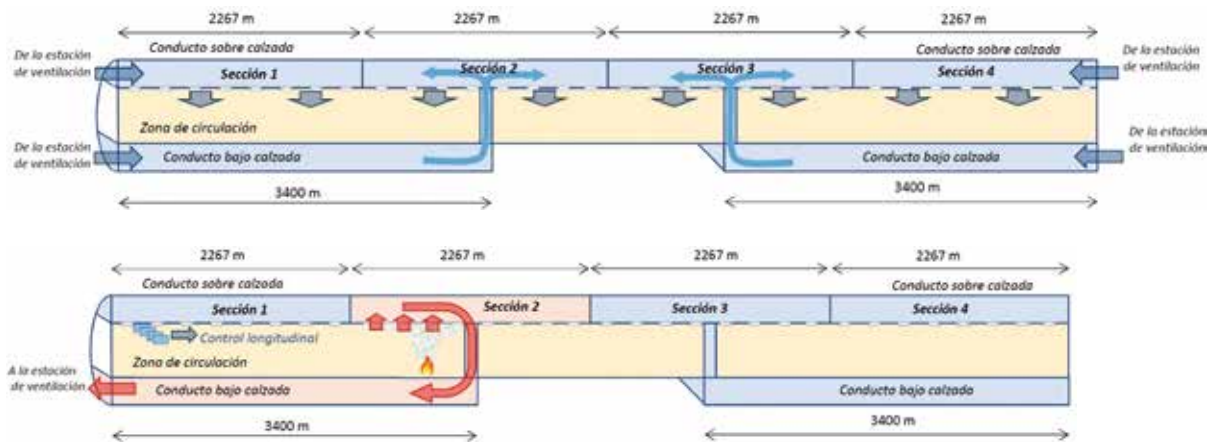


Fig. 6_ Distribución de cantones de ventilación y (arriba) operación normal y (abajo) en caso de incendio

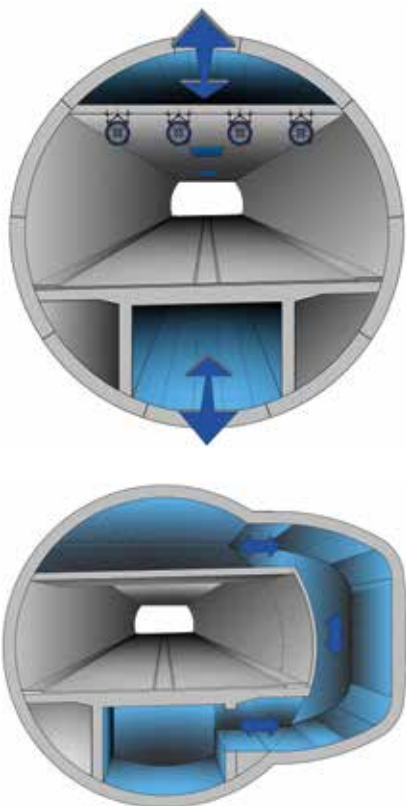


Fig. 7_ Vista en sección de los conductos de ventilación (arriba) y zonas de conexión entre conductos (abajo)

En este diseño, la longitud de los cantones no era demasiado elevada, conteniendo por tanto las pérdidas de carga y filtraciones; y se utilizaba el espacio bajo la calzada para llegar a las zonas centrales del túnel. Con un área aproximada de 21 m², esta zona permitía alcanzar los cantones centrales con una pérdida de carga ajustada y sin filtraciones.

Sin embargo, requería de conexiones entre el conducto inferior y el superior. Aunque el diseño de cuatro cantones reducía estos puntos a dos, estas zonas singulares se tuvieron que estudiar en detalle desde el punto de vista estructural.

Finalmente, cabe destacar que la conexión entre las salas de ventilación –situadas en las bocas– y estos circuitos se realizó minimizando en todo lo posible el número de codos o estrechamientos. Las propias salas presentan un diseño sencillo desde el punto de vista aerodinámico y están pensadas para facilitar el montaje y mantenimiento de estos grandes equipos.

CONCLUSIONES

El proyecto de carretera de Jinvali a Larsi en su tramo de nueva construcción ha sido un reto a nivel técnico al requerir obras singulares como un túnel 9 km con más de 1000 m de recubrimiento o un puente arco de 400 m de longitud para una carretera convencional debido a la accidentada orografía de la zona. Los propios condicionantes climatológicos, plazos para realizar el estudio (en particular la campaña geotécnica de campo) y el encaje del cronograma global de estudios y obra han hecho que los ajustes de trazado hayan ido en paralelo con la realización de la campaña, intentando adaptar el trazado a las soluciones geotécnicas más viables. Los distintos condicionantes geotécnicos han hecho más necesario que nunca, un estudio detallado de alternativas de tipologías de túneles y de optimización de espacio dentro del túnel para el sistema de ventilación. @

Máster en TECNOLOGÍA DIGITAL E INNOVACIÓN EN INGENIERÍA

FEBRERO - DICIEMBRE 2020



Módulo I	TRANSFORMACIÓN DIGITAL (5 créditos)
Módulo II	BUILDING INFORMATION MODELING, BIM (5 créditos)
Módulo III	BIG DATA Y ANALÍTICA DE DATOS EN INGENIERÍA. DATOS ABIERTOS (5 créditos)
Módulo IV	DIRECCIÓN Y GESTIÓN DE LA INNOVACIÓN EN LA INGENIERÍA Y LAS OBRAS PÚBLICAS (5 créditos)
Módulo V	TERRITORIO INTELIGENTE (5 créditos)
Módulo VI	SERVICIOS DE TRANSPORTE INTELIGENTE (5 créditos)
Módulo VII	CIBERSEGURIDAD Y PROTECCIÓN DE INFRAESTRUCTURAS CRÍTICAS (5 créditos)
Módulo VIII	INTELIGENCIA ARTIFICIAL Y BLOCKCHAIN. APLICACIONES A LA INGENIERÍA CIVIL (5 créditos)
Módulo IX	MARCO LEGAL E INSTITUCIONAL DE LA DIGITALIZACIÓN DE LA ECONOMÍA Y LA SOCIEDAD (5 créditos)
Módulo X	TRABAJO FIN DE MÁSTER (TFM) (15 créditos)

Carga lectiva: 60 créditos ECTS



2ª EDICIÓN



Colegio de
Ingenieros de Caminos,
Canales y Puertos

INFORMACIÓN Y RESERVA DE PLAZA

91 700 64 62 master.tidi@ciccp.es

UNED



Banco
Caminos
BANCO PRIVADO

Somos los caminos que elegimos

Nadie llega a ser lo que es sin tomar decisiones. Y una decisión es, a fin de cuentas, como un camino.

Nosotros hemos elegido el de la transparencia y el compromiso, porque creemos que es la mejor forma de recorrerlo a tu lado.



bancocaminos.es



Banco
Caminos
BANCO PRIVADO