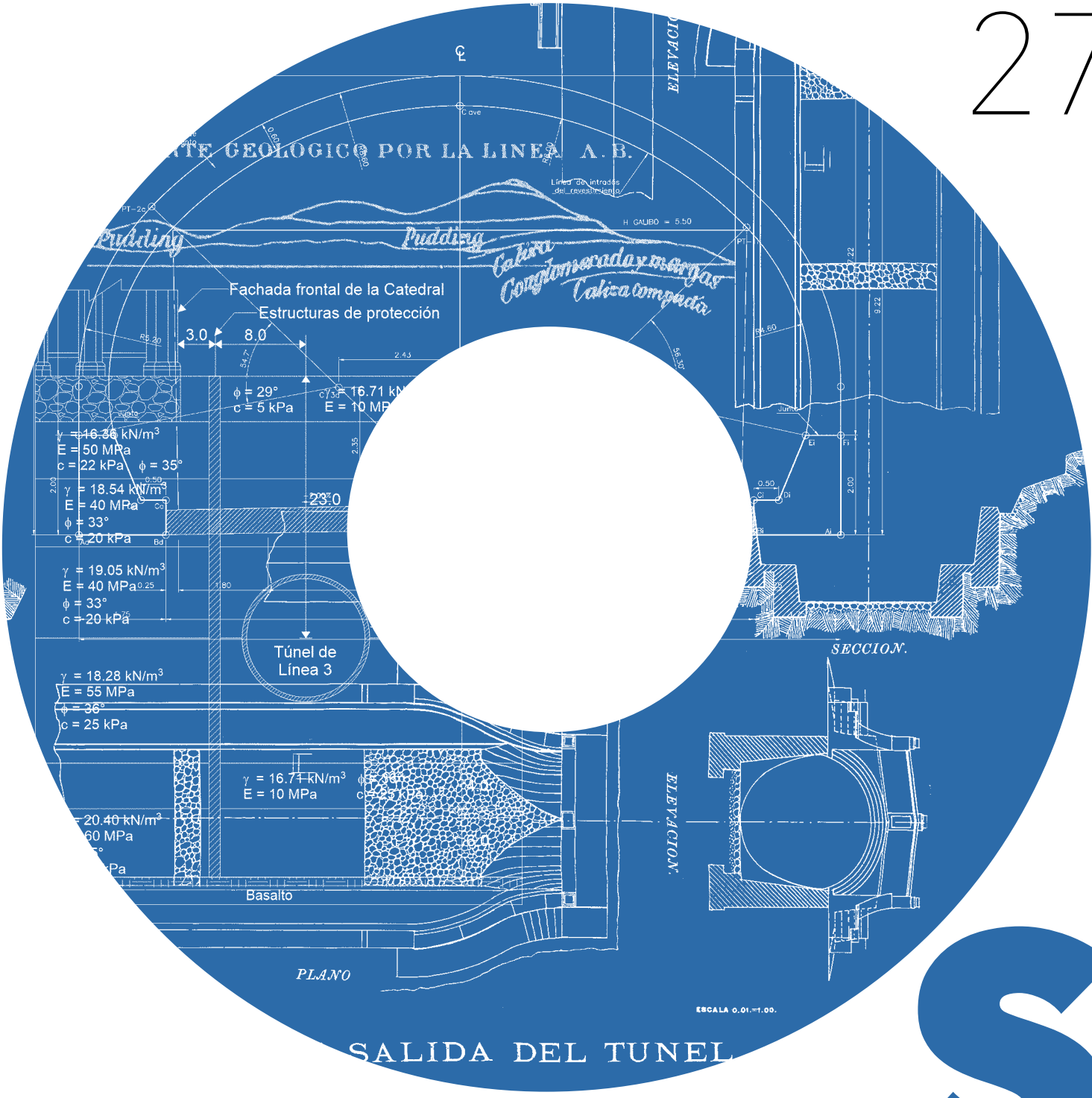
OBRAS SUBTERRÁNEAS

ISSN 2007-7351 / AÑO 8 / NÚMERO 27 / ENERO-MARZO 2020 / ASOCIACIÓN MEXICANA DE INGENIERÍA DE TÚNELES Y OBRAS SUBTERRÁNEAS, A.C. / XVI CONSEJO DE DIRECTORES

27



MÉXICO
La caja de agua de Zumpango

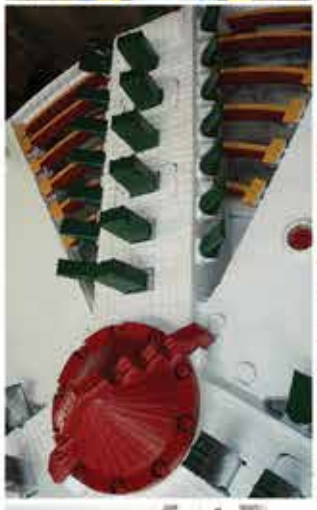
MÉXICO
Análisis de un túnel falso

MÉXICO
Protección de la Catedral de Guadalajara debido a la construcción de un túnel

ESPAÑA
Entrevista con el doctor Antonio Gens Solé

AMITOS

Experiencia de más de 25 años en suelos muy blandos en el Valle de México



ZINZANJA S.A. DE C.V.

www.zinzanja.com

Ingeniería Avanzada en Obras Subterráneas

Zinzanja S.A. de C.V.
Ceres Núm.10 Col. Crédito Constructor
Del. Benito Juárez CDMX, México 03940
Tel. 0155) 53903900 / 56870541 / 56870149
www.zinzanja.com
ingenieria@zinzanja.com

Servicios integrales para su proyecto

- -Microtuneleo
- -Rehabilitación de tubería
- -Construcción de túnel con dovelas
- -Introdeslizamiento de tubería de GRP
- -Microtuneleo en roca
- -Hincado de tablaestacado
- -Proyectos "llave en mano"
- -Rehabilitación de túneles
- -Tuneliner
- -Construcción de lumbreras
- -Emisores Submarinos

EDITORIAL

Estimados lectores: a varios meses de la suspensión de actividades presenciales ante la emergencia sanitaria por COVID-19, en AMITOS trabajamos de conformidad con las disposiciones de las autoridades sanitarias y las de nuestro edificio sede, el Colegio de Ingenieros Civiles de México (CICM). Hemos dado prioridad a nuestras labores fundamentales; pero, paralelamente y bajo un formato diferente al planeado, continuamos con la ejecución del proyecto y los planes establecidos por la actual mesa directiva, en particular, con la organización del Congreso Mundial de Túneles WTC-2022, con la intención de garantizar su progreso y, derivado de ello, poder coordinar y ofrecer un evento invaluable y de alta calidad a nuestro país.

Con gran satisfacción, queremos brindar el más sentido reconocimiento a nuestros asociados por su resiliencia, capacidad de adaptación y los aprendizajes obtenidos durante la pandemia. El compromiso y decisión que nuestro gremio ha demostrado dentro del sector de la construcción, pese a las dificultades económicas globales y las que se acarrean en nuestro país, nos hablan de un grupo firme y comprometido con el desarrollo de la infraestructura y, en consecuencia, acreedor de nuevas responsabilidades. Las nuevas decisiones que se tomen deberán tener repercusiones positivas en beneficio de la recuperación y el desarrollo de México.

AMITOS tiene, como parte de sus compromisos con el gremio, el propósito de estudiar, investigar y divulgar, no sólo el acontecer actual de nuestras obras sino también el de aquellas que forman parte de nuestra historia. En este afán, el año pasado (2019) emprendimos una iniciativa para dar a conocer la situación en la que se encuentra la obra conocida como La Caja de Agua, que forma parte de la estructura de control y del portal del Antiguo Túnel de Tequixquiac, inaugurada en 1900 por el presidente Porfirio Díaz. Se trata de una obra emblemática y de gran importancia por pertenecer a las infraestructuras básicas del desagüe del Valle de México, pero también por su alto valor arquitectónico.

En julio de 2019 obtuvimos el permiso, por parte del Instituto Nacional de Antropología e Historia, para llevar a cabo una inspección del sitio y un levantamiento fotográfico a detalle, contando con el apoyo de la Comisión Nacional del Agua, cuyo personal nos dio acceso y nos acompañó amablemente durante los trabajos.

El primer artículo de este número es el resultado de dicha inspección y de la investigación y asesoramiento de las arquitectas Diana G. Juárez Pérez y Aimée Mancilla Porraz del Grupo Tares.

Es intención de AMITOS no culminar este trabajo con la publicación que tienen en sus manos, sino someterlo a un dictamen técnico profundo sobre su actual estado de conservación-deterioro, a fin de proponer a las autoridades correspondientes una intervención de salvamento de esta tan significativa obra civil.

Los invitamos a continuar enriqueciendo el conocimiento, tanto empírico como científico, del diseño y de la construcción de túneles pero, más aún, a contribuir desde sus posiciones para generar conciencia con entornos e infraestructuras, que admitan una percepción global y congruente con las nuevas necesidades de carácter social que se han evidenciado a partir de la contingencia epidémica. Estamos convencidos de que, como líderes del sector, crearemos valor compartido con miras al fortalecimiento de la sociedad mexicana.

Reciban todos ustedes un cordial saludo.

Fermín Sánchez y José Anselmo Pérez / XVI Consejo Directivo AMITOS

ASOCIACIÓN MEXICANA DE INGENIERÍA DE TÚNELES Y OBRAS SUBTERRÁNEAS, A.C.

XVI Consejo directivo

Presidente	Fermín Sánchez Reyes
Secretario	Leonardo Guzmán León
Tesorero	Mario A. Torres Reyes
Vicepresidente de Comités Técnicos	Jorge Armando Rábago Martín
Vicepresidente de Cursos y Congresos	Carlos A. Ramírez de Arellano de la Peña
Vicepresidente de Conferencias y Publicaciones	José Anselmo Pérez Reyes
Vicepresidente del Banco de datos, Biblioteca y Revista	Carlos F. Frutos Garmendia
Vicepresidente del Grupo de Ingenieros Jóvenes	Jorge López Molina

DIRECTORIO

Consejo editorial

Juan Jacobo Schmitter Martín del Campo
Raúl López Roldán
Mauel López Portillo Verdugo
J. Francisco Suárez Fino
Fermín Sánchez Reyes
Juan Paulín Aguirre
Carlos F. Frutos Garmendia
Oriol Arnau Delgado
José Anselmo Pérez Reyes
Armando Rábago Martín
Jorge López Molina

Camino a Santa Teresa 187, Parques del Pedregal, Tlalpan, Ciudad de México, 14010
Envía tus comentarios, sugerencias y artículos para evaluación de publicación a:

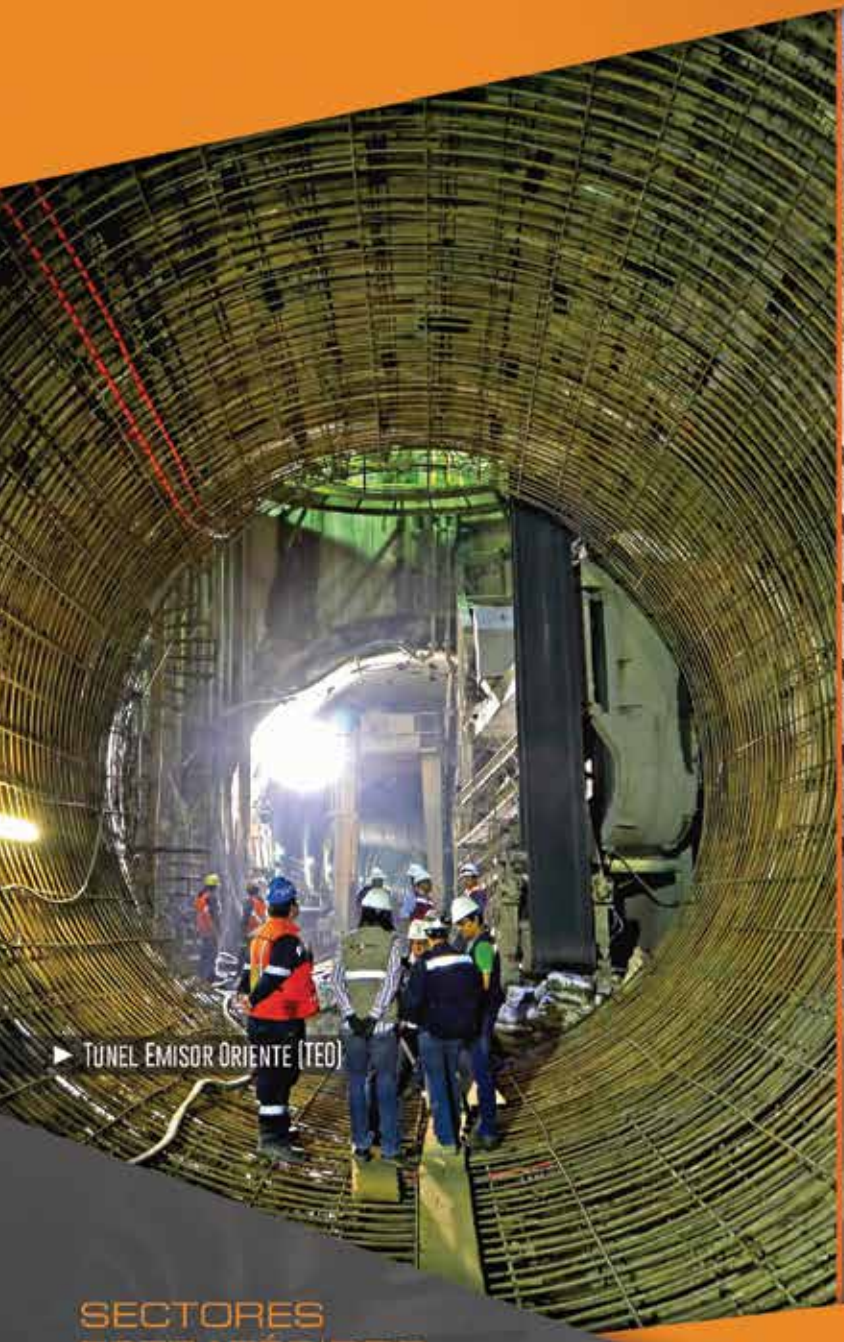
amitos@amitos.org / www.amitos.org

Facebook: @Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas A.C.

Obras Subterráneas, año 8, núm. 27, enero-marzo de 2020, es una publicación trimestral, editada y distribuidad por la Asociación Mexicana de Ingeniería de Túneles y Obras Subterráneas, A.C., Camino a Santa Teresa 187, colonia Parques del Pedregal, Delegación Tlalpan, C.P. 14010, CDMX, teléfono: (52) 55 5528 3611, AMITOS amitos@amitos.org. Editor responsable: Fermín Sánchez Reyes. Reserva de derechos al uso exclusivo número 04-2014-110510341700-102; **ISSN 2007-7351**, ambos otorgados por el Instituto Nacional del Derecho de Autor. Certificado de licitud de título y contenido número 16174, otorgado por la Comisión Calificadora de Publicaciones y Revistas Ilustradas de la Secretaría de Gobernación. Impresa por: Artes Gráficas Panorama, Avena 629, colonia Granjas México, C.P. 08400, CDMX. Este número se terminó de imprimir en agosto de 2020 con un tiraje de 1,000 ejemplares. Las opiniones expresadas por los autores no necesariamente reflejan la postura del editor de la publicación. Queda estrictamente prohibida la reproducción total o parcial de los contenidos e imágenes de la publicación sin previa autorización fehaciente de los autores.

carso

INFRAESTRUCTURA Y CONSTRUCCIÓN M.R.



▶ Túnel Emisor Oriente (TEO)

▶ Túnel Guamuchil, Las Varas Vallarta

SECTORES ESTRATÉGICOS

- Edificación
- Hidrocarburos y energía
- Industria
- Agua
- Infraestructura
- Telecomunicaciones

carsoinfraestructura.com

La caja de agua de Zumpango

Arquitecta Diana G. Juárez Pérez, Grupo TARES, S.A. de C.V. / **arqdiana26@gmail.com**

Arquitecta Aimée Mancilla Porraz, Grupo TARES, S.A. de C.V. / **arq.aimee.manpo@gmail.com**

Introducción

La actual Ciudad de México tiene un emplazamiento muy singular al haberse fundado sobre un islote rodeado de lagos. El altiplano donde se localiza la Cuenca de México está bordeado por distintas cadenas montañosas que impidieron las salidas naturales del agua del valle, dando origen a los cuerpos lacustres.

La historia de las inundaciones del Valle de México, desde la fundación de Tenochtitlán, pasando por la Colonia y el México independiente, es muy conocida, y las soluciones que se fueron dando a lo largo de la historia, desde el Albarradón de Nezahualcóyotl, construido por este singular gobernante, el Socavón y Túnel de Nochistongo, encargado por el Virrey Luis de Velasco a Enrico Martínez en 1607, hasta el antiguo y el nuevo túnel de Tequixquiac y el Drenaje Profundo de la Ciudad de México, están documentadas en cientos de publicaciones, siendo la expresión más reciente y más importante de estas obras el recién terminado Túnel Emisor Oriente.

En este artículo se reseñan brevemente los diferentes episodios históricos de la etapa del México independiente relacionados con el proyecto y construcción del desagüe del Valle de México y su culminación durante la presidencia de Porfirio Díaz. Asimismo se ilustra sobre el proyecto ingenieril y arquitectónico definitivo de la caja de agua de Zumpango, que recibe las aguas del canal y las deriva en forma regulada al túnel de Tequixquiac, y se describe el estado de deterioro actual de la misma.

Figura 1. Mapa de ubicación de los lagos de la Cuenca del Valle de México en tiempos prehispánicos. Imagen recuperada de la UNAM.

Génesis hidrológica de México Tenochtitlán

En el Valle del Anáhuac: "tierra al borde del agua",[1] los cuerpos lacustres estructuraron el espacio permitiendo el desarrollo urbano, el transporte, la construcción y el aprovechamiento de los recursos naturales de una manera muy particular. México-Tenochtitlán fue una ciudad rodeada de seis lagos: lago de Zumpango, lago de Xaltocán, lago de San Cristóbal, lago de Xochimilco, lago de Chalco y lago de Texcoco, los cuales en épocas de lluvia se juntaban y llegaban a cubrir casi 2,000 kilómetros cuadrados. [2]

El desagüe en el México independiente

En el México independiente, el aparato gubernamental se comenzaba a reestructurar recién iniciado el siglo XIX. Lucas Alamán, a cargo de la Secretaría de Relaciones Exteriores e Interiores, informó al Congreso que desde tiempos del virrey Apodaca el desagüe no había tenido mejoras en su funcionamiento.[3] La inversión pública tendría nuevos retos pues la Constitución de 1824 creó tres divisiones políticas de poder que complicarían una vez más su gestión. Fue hasta 1826 que el presidente Guadalupe Victoria determinó que,

1. Ernesto Aréchiga Córdoba, "El desagüe del Valle de México, siglos XVI-XXI. Una historia paradójica", *Arqueología Mexicana,* núm. 68, pp. 60-65.

2. Natalia Verónica Soto Coloballes, La ciudad que secó sus lagos y enfrenta la escasez de agua. 2019. Facultad de Ciencias, UNAM. Disponible en: http://ciencia.unam.mx/leer/848/la-ciudadque-seco-sus-lagos-yhoy-enfrenta-la-escasez-de-agua-. Recuperado el 21 de julio de 2020.

3. Humberto Armenta, El desagüe del Valle de México. 2018. Universidad Anáhuac. Disponible en: https://es.slideshare.net/HumbertoArmenta4/el-desage-del-vallede-mxico. Recuperado el 28 de junio de 2020.

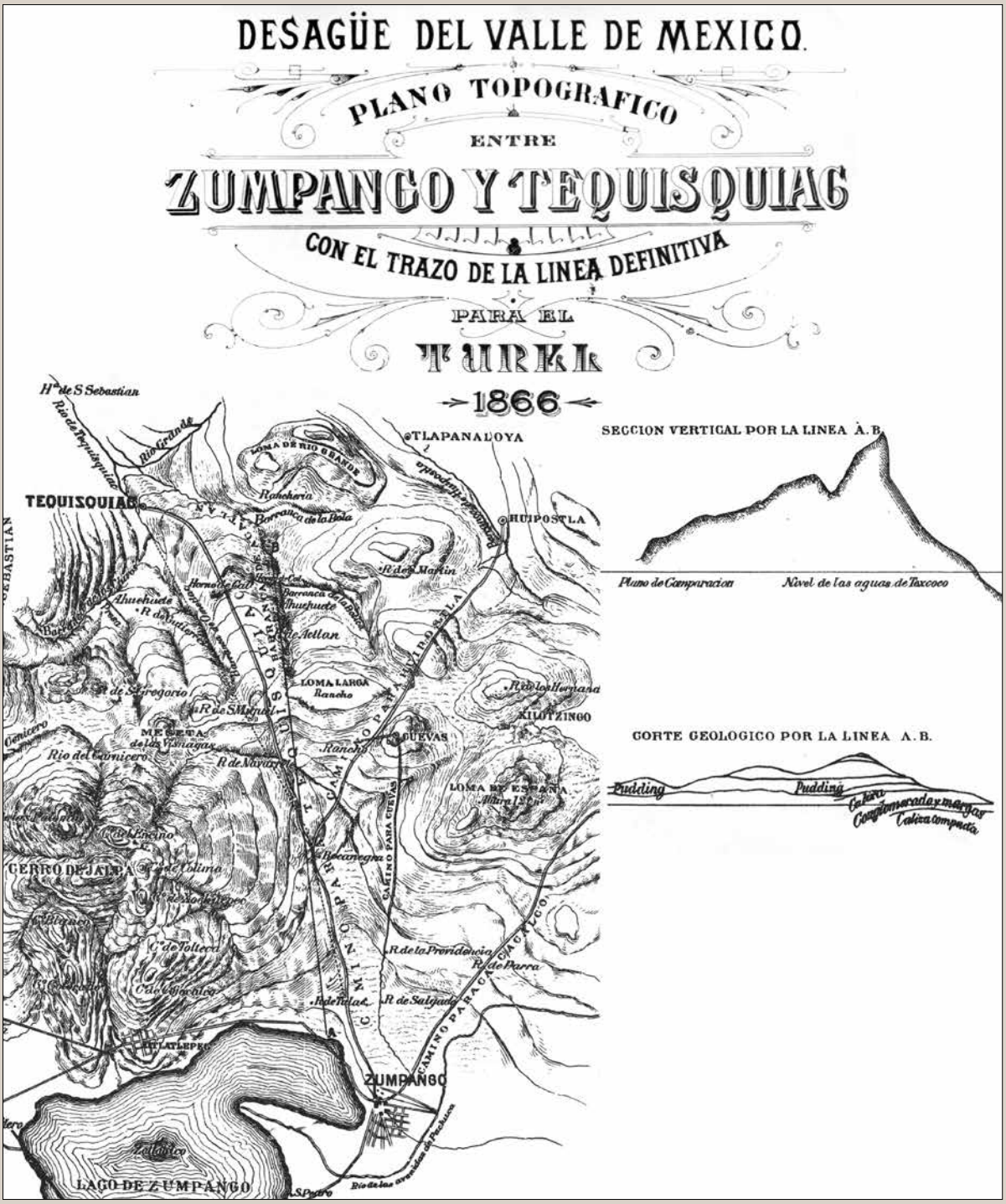


Figura 2. Extractos del plano topográfico entre Zumpango y Tequixquiac, con el trazo de la línea definitiva para el túnel (1866), a partir de la Memoria histórica, técnica y administrativa del desagüe del Valle de México, 1449-1900, *México, Tipografía de la Oficina Impresora de Estampillas, 1902.*

4. Estudio del comportamiento hidráulico del vertedor de salida del Túnel Emisor Oriente. Aspectos generales del Sistema de Drenaje del Valle de México. (s/f). Facultad de Ingeniería, UNAM. Disponible en: http://132.248.52.100:8080/xmlui/bitstream/handle/132.248.52.100/508/A4.pdf?sequence=4. Recuperado el 28 de junio de 2020.

por su complejidad, el desagüe del Valle de México sería competencia federal y no del Estado de México, entidad en la que se encontraba buena parte de dicha infraestructura.

Durante la invasión norteamericana en 1847, se decidió, como estrategia militar, inundar la zona oriente haciéndole sangrías al Canal de la Viga y rompiendo las compuertas de Mexicaltzingogo. Sin embargo, dicha estrategia no tuvo éxito. Una vez terminado este episodio bélico, las reparaciones de los daños estuvieron a cargo de los ingenieros Francisco Garay y M. L. Smith. El proyecto consistía en reparar la compuerta de Mexicaltzingo, así como unir los lagos mediante vasos comunicantes por Tequixquiac.

En el año 1856 se lanzó una convocatoria dirigida a los especialistas internacionales para realizar un proyecto integral del Desagüe de la Cuenca del Valle de México.[4] El proyecto seleccionado fue el del ingeniero Francisco Garay, quien propuso construir un tajo en Tequixquiac (abandonando por completo el rumbo de Nochistongo), un túnel y un canal, como parte del proyecto integral. Todo el sistema funcionaría por gravedad llevando el agua fuera de la Cuenca.

La obra comprendía tres frentes simultáneos: un tajo abierto de 39.5 km desde el lago de Texcoco hasta el extremo noreste del lago de Zumpango para unirse con el Segundo túnel de

Figura 3. Vista aérea del cuarto de máquinas y compuertas. Fotografía: Mercedes Aguado (2019).

Figura 4. Obra en construcción, panorámica (1900). Imagen tomada de la Fototeca Nacional del INAH.

> casi 10 km desde el lago de Zumpango con rumbo noroeste hasta la barranca de Acatlán, también llamada Tequixquiac; y tercero el tajo de desembocadero. Esto llevaría el agua al río Tequixquiac… [5]

La inestabilidad política y económica del país provocó que los trabajos y recursos fueran intermitentes. En el año 1875 hubo una temporada de lluvias muy intensa que volvió a provocar que el gobierno pusiera atención en la infraestructura del desagüe.

La obra se reanudó hasta 1881, bajo el gobierno de Porfirio Díaz. En 1886 se estableció la Junta Directiva de Desagüe del Valle de México, la cual era dirigida por el ingeniero Luis Espinosa. En 1889, la obra se encomendó a varias compañías inglesas y estadounidenses, quienes aportaron capital: Mexican Prospecting and Finance Co., Ltd, Read and Campbell, Bucyrus Construction Co. y S. Pearsons and Son. [6] El ingeniero Espinosa estuvo a cargo de la obra hasta su fin (en el año 1900), siendo el director de la obra el ingeniero José Iglesias.

Proyecto y construcción de la caja de agua de Zumpango

Lo que hoy se conoce como la Caja de agua de Zumpango forma parte del proyecto integral del Gran Canal de Desagüe, desarrollado durante el gobierno de Porfirio Díaz. Su función es regular la cantidad de agua que entra desde el Gran Canal –que tiene su origen en San Lázaro–, hacia el túnel de Tequixquiac. Se trata de una presa con compuertas de fierro – reguladas manualmente– y una caja de alimentación cuyo fondo consta de dos pisos, en el que hay una caída de agua.

El cálculo, diseño y construcción de la estructura estuvo a cargo de los ingenieros Luis Espinosa y D. Juan Soto Durán. El diseño y construcción de la fachada de entrada hacia el túnel, las escalinatas, los elementos arquitectónicos ubicados en la zona norte, así como el revestimiento de los muros escalonados, estuvieron bajo la responsabilidad de alguien más pero no se tienen registros al respecto. [7]

La caja de agua de Zumpango tiene una planta arquitectónica rectangular de 50 x 53 m. Al sur se ubica la entrada del Gran Canal de Desagüe, mientras que al norte está la salida hacia el túnel de Tequixquiac. En el centro está la caja de alimentación, también de forma rectangular, pero con menores dimensiones (20 x 27 m). Los taludes laterales están recubiertos con muros escalonados que rodean perimetralmente la caja de agua.

La construcción y funcionamiento de la presa, son descritos detalladamente por el ingeniero Luis Espinosa en su libro, *Memoria histórica, técnica y administrativa de las obras del desagüe del Valle de México*, publicado en 1902. A la presa le dedica el capítulo VI del libro cuarto y al que titula "Obras de arte".

En el capítulo referido explica que la construcción de la presa tenía como objetivo regular y limitar la entrada del agua al túnel de Tequixquiac, y además interrumpir su corriente en caso de que se necesitara realizar algún tipo de reparación en dicho túnel.

Espinosa explica que el Canal de Desagüe terminaría a un nivel superior del que tenía el túnel en su origen, es decir, habría una diferencia de 2.82 m (Espinosa, 1902). Esto a raíz de que el proyecto original, desarrollado por el ingeniero Francisco de Garay, sufriría varias modificaciones a lo largo del tiempo (Conagua, 2014). En consecuencia, se tendría una cascada al final del Canal, lo cual preocupó a todos los involucrados en el proyecto. El 13 de junio de 1891, la Secretaría de Comunicaciones recomendó a la Junta Directiva del Desagüe que se estudiara y solucionara el efecto de dicha caída de agua. La instrucción fue que se presentaran los planos de este proyecto antes de iniciar la obra. De esta tarea se encargaron el Ing. Luis Espinosa y el Ing. D. Juan Soto Durán.

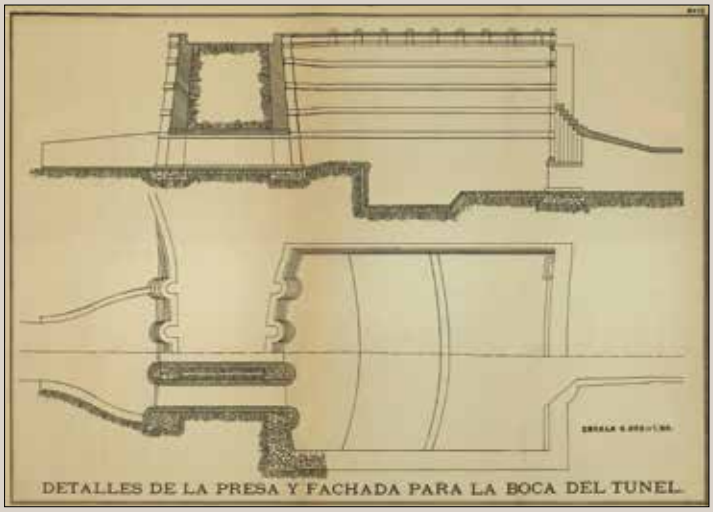
Espinosa describe que analizó tres posibles soluciones:

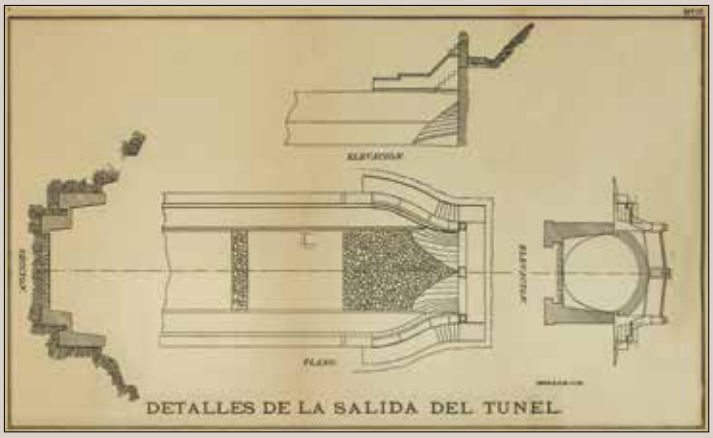
1. Repartir la diferencia de nivel (de 2.82 m) en toda la extensión del Canal.
2. Verificar esa repartición en un cierto tramo.
3. Romper la corriente interponiendo una cascada.

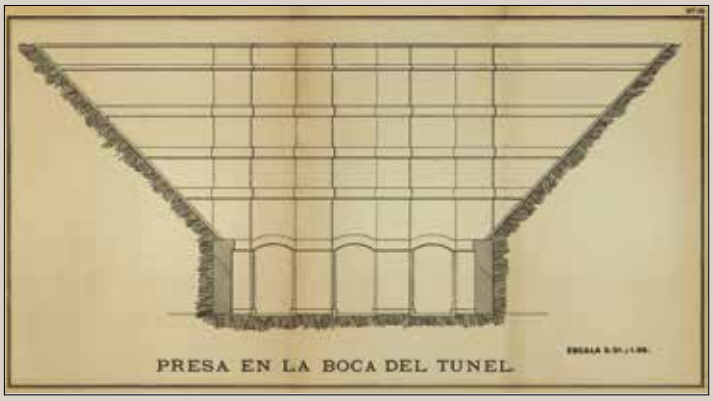
5. Luis Espinosa et al., *Memoria histórica, técnica y administrativa de las obras del desagüe del Valle de México, 1449-1900*, México, Tipografía de la Oficina Impresora de Estampillas,1902.

6. Gloria Valek Valdés, *Agua: reflejo de un valle en el tiempo.* Universidad Nacional Autónoma de México, Dirección General de Divulgación de la Ciencia, México, 2000.

7. En el libro, *Memoria histórica, técnica y administrativa de las obras del desagüe del Valle de México, 1449-1900*, Luis Espinosa explica, respecto de las obras de la presa, la caja de alimentación y la fachada del túnel, que "`[…] los dibujos representan íntegro el proyecto de la obra, y que podría sufrir aquél alguna modificación o supresión en la parte que queda por construirse, que es la fachada y revestimiento de taludes escalonados", p. 516.







Arriba izquierda: Figura 5. Entrada del túnel de Tequixquiac, previo a la construcción de la fachada de la caja de agua (sin año). Imagen tomada de la Memoria histórica, técnica y administrativa de las obras del desagüe del Valle de México, 1449-1900, *p. 513.*

Arriba derecha: Figura 6. Corte longitudinal y planta arquitectónica de la presa, Memoria histórica, técnica y administrativa de las obras del desagüe del Valle de México, 1449-1900, *lámina núm. 15.*

Abajo izquierda: Figura 7. Planta arquitectónica de la caja de alimentación y salida hacia el túnel (sin año). A partir de la Memoria histórica, técnica y administrativa de las obras del desagüe del Valle de México, 1449-1900, *lámina núm. 17.*

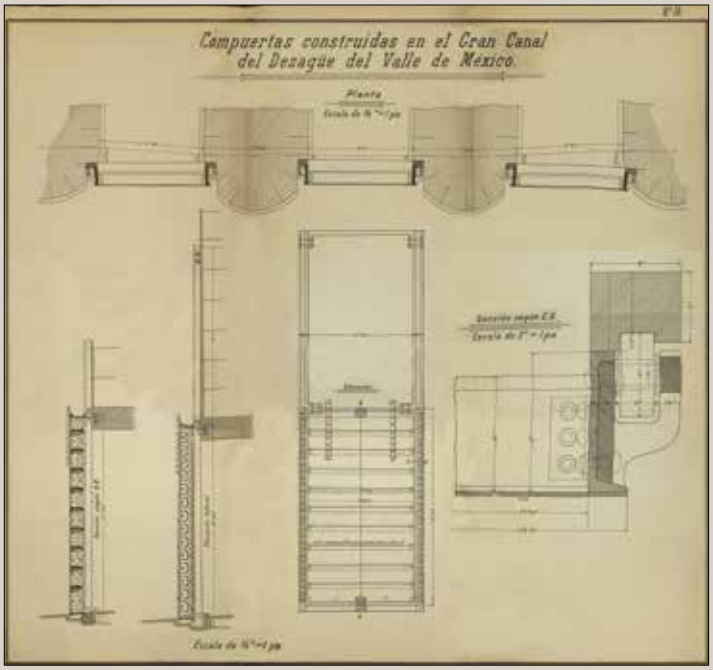
Abajo derecha: Figura 8. Alzado del muro sur de la caja de alimentación y zona de compuertas (sin año). A partir de la Memoria histórica, técnica y administrativa de las obras del desagüe del Valle de México, 1449-1900, *lámina núm. 14.*

La solución adoptada fue la tercera, es decir, la construcción de la presa.

Espinosa expone las desventajas de las otras dos opciones. En relación con la primera explica que, al repartir la diferencia de nivel a lo largo de toda la pendiente del canal, se alteraría la pendiente calculada (0.187 m por kilómetro) y esto "aumentaría la velocidad de la corriente más allá de lo que era estrictamente necesario". Espinosa menciona que otra alternativa para la ejecución de la opción número uno sería conservar la pendiente calculada (0.187 m por kilómetro), bajando paralelamente el fondo en toda la extensión del Canal; pero esto implicaría el aumento del volumen de la excavación en 4,370,000 m³ y realizar excavaciones a una mayor profundidad con los riesgos respectivos, ya que los estudios realizados anteriormente indicaban que "el terreno era en extremo inconsistente a la profundidad en que quedaba el fondo".

Respecto de la segunda opción, Espinosa argumenta que al alterarse la pendiente en un tramo específico se necesitaría revestirlo con mampostería para disminuir el frotamiento contra las paredes. Por lo tanto, esta opción tenía dos inconvenientes: un gasto extra por el recubrimiento de la mampostería y tener una velocidad mayor de la corriente en dicho tramo.

Tras analizar todas estas opciones, Espinosa decide construir, antes de llegar al túnel, una caída de 2.82 m "para concentrar en ella, en un lugar reducido, los efectos de la aceleración del agua en su descenso y destruirla por el choque".



Izquierda:
Figura 9. Plano de los detalles de las compuertas construidas en el Gran Canal de Desagüe del Valle de México, Memoria histórica, técnica y administrativa de las obras del desagüe del Valle de México, 1449-1900, *lámina núm. 14.*

En medio:
Figura 10. Vista de las compuertas antes de la construcción del cuarto de máquinas (1900). Fototeca Nacional del INAH.

Derecha:
Figura 11. Vista de la zona de compuertas y cuarto de máquinas. Se observan elementos agregados, como las molduras circulares y el pretil de la parte superior (1900). Fototeca Nacional del INAH.

En general, Espinosa explica que dichas obras consisten en:

1. Una presa a 27 m de la boca del túnel, precedida de una ampliación del canal en un trayecto de 12 metros.
2. Un departamento que se extiende de la presa al túnel, de 27 x 20 m de longitud y ancho, y que está constituido por la presa, la fachada del túnel y dos muros laterales, el cual se llamará, en lo que sigue, caja de alimentación. El fondo de la caja consta de tres partes: la mesa, el radier y la losa. La mesa es un plano al nivel del fondo del Canal; el radier otro plano situado 2.82 m más abajo y, por consecuencia, al nivel del fondo del túnel; finalmente está la fosa que es una cavidad intermedia que sustrae a la mampostería de los efectos del choque de la caída por medio del agua que contiene.
3. La toma del agua, que consiste en una prolongación del túnel en forma de campana, la cual tiene por objeto evitar la contracción, y que se continúa con un tramo de unión de 15 m hasta enlazarse con el túnel.

La presa está precedida hacia el sur, por una ampliación del canal. Espinosa explica que su función es repartir el agua entre los vanos de la presa. Dichos elementos han sido calculados con el propósito de que las compuertas no tengan un ancho excesivo y facilitar su manejo, y que los muros que los separan tengan el espesor suficiente para resistir la presión del agua.

Las compuertas que se colocaron en la presa fueron construidas por la Dickson Manufacturing Co., de Pensylvania, EUA. Cada compuerta con marco pesa 27.4 toneladas. Gracias a los planos puede apreciarse que están formadas por: un marco de fierro colado, recostado y fijo en la mampostería, presentando un asiento o cara cepillada para recibir la hoja de la compuerta y formar una cerradura hermética, y una ranura cuyo fondo tiene una inclinación sobre el plano de dicho asiento y en la que se mueven unos rodillos fijados en la hoja. Espinosa expone que:

> los rodillos tienen por objeto facilitar, hasta donde sea posible, la apertura de la compuerta; ya que al principio los rodillos levantan la compuerta de su asiento lo bastante para destruir el contacto, como resultado de la inclinación de la vía que recorren respecto al asiento, con lo que disminuyen extraordinariamente las resistencias del movimiento de apertura.

En cuanto a los materiales utilizados, Espinosa describe que utilizó para la presa mampostería de cantera y recinto labrado para los arcos, vanos y fondo. Como material de relleno empleó mampostería común asentada con mortero hidráulico y betón para los cimientos. Para el revestimiento del fondo de la caja de alimentación —es decir, para la mesa, fosa y radier— aplicó recinto labrado y relleno de mampostería común con mortero hidráulico. En cuanto a los muros laterales de la caja de alimentación, utilizó recinto labrado y piedra artificial asentados con mortero hidráulico. Los muros escalonados están hechos con mampostería común de relleno y ladrillos asentados con mortero común. Los pretiles sobre los muros laterales de la caja de alimentación están hechos con ladrillos asentados con mortero común. Espinosa menciona que el acabado final de estos elementos arquitectónicos lleva aplanados de cemento, por lo que se puede inferir que los laminados de cantera, que existen hoy en día, corresponden a la otra parte del proyecto que no fue desarrollada por Espinosa.

El ambicioso proyecto fue terminado el 17 de marzo de 1900 e inaugurado por el general Porfirio Díaz, quien en su discurso hizo énfasis en los siglos que costó tener un cuenca

Izquierda:
Figura 12. Inauguración de las obras del Gran Canal de Desagüe del Valle de México (1900). Fototeca Nacional del INAH.

Derecha: Figura 13. Porfirio Díaz en la inauguración de las obras del Gran Canal de Desagüe del Valle de México (1900). Fototeca Nacional del INAH.

abierta de manera artificial. Sin duda la obra representó un gran progreso para la ingeniería, sin embargo, los hundimientos paulatinos provocaron que el sistema que funcionaba por gravedad comenzara a fallar. Tan sólo 10 años después, volvió a anegarse la ciudad, tras una fuerte temporada de lluvias. A pesar de eso, la gestión eficiente de las aguas negras significó un progreso importante para la urbe en temas de infraestructura e higiene.

Estado de conservación actual

El acceso está en la zona norte, donde se ubican dos escalinatas de cantera rosa que flanquean a un pequeño volumen central. Éste posee un frontón de cantera rosa con cornisas y un medallón central –que podría evocar la forma de un chalchihuite, símbolo de origen prehispánico relacionado con el culto al agua como fuente de vida–, hechos de mármol blanco. Debajo del frontón, siguiendo la configuración del estilo neoclásico, se encuentra un friso liso hecho de cantera rosa. Después de la cornisa del friso, en la parte central de este elemento arquitectónico, se ubica una placa de mármol blanco donde puede leerse DESAGÜE DEL VALLE, enmarcado con molduras de cantera. Esta placa está flanqueada por dos pilastras ornamentadas con triglifos y círculos. A partir de este volumen inicia otra escalinata, también de cantera rosa, que llega al segundo muro escalonado.

Al tercer muro escalonado, se llega a partir de una escalinata con dos tramos laterales dispuestos de oriente a poniente. Y finalmente existen dos escalinatas de menores dimensiones, para llegar al nivel donde se encuentra el cuarto de máquinas y desde el cual se controla, de manera manual, la apertura de las tres compuertas. Se trata de una construcción con planta arquitectónica rectangular y de un solo nivel. La fachada, también de estilo neoclásico, está dividida en tres partes delimitadas por almohadillados de sillares labrados de cantera con acabado rústico,[8] éstos sobresalen con respecto al paramento de la fachada, recubierto con piezas de mármol blanco, con entrecalles en sentido horizontal y radial hacia el centro de los arcos de los vanos.

El cuarto de máquinas tiene seis vanos rectangulares con remate superior en forma de arco de medio punto –tres en cada una de sus fachadas norte y sur, respectivamente–. El acceso se ubica en el vano central de la fachada norte. El inmueble tiene un pretil con cornisas de cantera y un friso de mármol blanco. La parte central de este elemento arquitectónico sobresale ligeramente del resto y posee dos ornamentos en forma de dos círculos concéntricos –que recuerdan de nuevo la forma de los chalchihuites–. En la parte central de este friso se encuentran las letras MR. Posiblemente se trata de las iniciales de la empresa Mexican Prospecting and Finance Co. –contratada en 1889 para continuar los trabajos del túnel de Tequixquiac– y de la empresa Read & Campbell, subcontratada por la primera para la construcción del Gran Canal.

La ornamentación del pretil, se complementa con palmetas de cantera en cada una de sus esquinas.

Al interior del cuarto de máquinas puede apreciarse que la cubierta está hecha a base de viguetas metálicas con bóvedas de ladrillo rojo recocido entre cada una de ellas y plafón de cielo raso. El piso tiene como acabado losetas de recinto.

El acabado en todos los pisos exteriores también es de losetas de recinto y cantera rosa alternadas en disposición de petatillo y con cenefas perimetrales. Los paramentos de los muros escalonados están recubiertos con sillares de cantera gris con acabado rústico.

La caja de alimentación, el elemento central de la estructura, posee características singulares. En la parte más alta, el murete que la delimita perimetralmente tiene ornamentaciones semicirculares hechas de cantera rosa. Los paramentos de los muros oriente y poniente son los más sobrios, poseen un friso con metopas y cornisas de mármol blanco, con cenefas longitudinales de recinto negro. El muro sur, evidencia que detrás de él se ubican las compuertas, ya que cuatro columnas adosadas delimitan los tres arcos de dichos elementos metálicos.

El muro norte, que corresponde a la salida hacia el túnel de Tequixquiac, es el más ornamentado. El portal del túnel tiene cuatro arcos concéntricos. Los tres más pequeños son de concreto estampado, simulando dovelas dispuestas en forma horizontal.

El arco de mayores dimensiones es de cantera con dovelas mixtas. Entre las pilastras anilladas y este arco se ubican las enjutas ornamentadas con molduras en forma de círculo en cada una de ellas.

8. El acabado en estos sillares recuerda a los utilizados en el edificio de los Almacenes Marshall Field, ubicado en Chicago, EUA, y construido entre 1885-1887 por el arquitecto Henry Hobson Richardson, uno de los principales representantes de La Escuela de Chicago.

Arriba izquierda: Figura 14. Placa de Mármol con la inscripción DESAGÜE DEL VALLE.

Arriba derecha: Figura 15. Caja de alimentación y fachada de la entrada al túnel.

En medio izquierda: Figura 16. Detalle de la fachada norte del cuarto de máquinas.

En medio derecha: Figura 17. Muro sur, salida de las compuertas y cuarto de máquinas.

Abajo izquierda: Figura 18. Detalle de pisos y escalinatas.

Abajo derecha: Figura 19. Detalle del portal de entrada del túnel de Tequixquiac.

Fotografías: Fermín Sánchez (2019).

En la parte superior de este muro se encuentra una placa metálica, entre triglifos y debajo de una venera de cantera, que da cuenta del día de la inauguración de esta presa:

> SIENDO PRESIDENTE DE LA REPÚBLICA EL SEÑOR GENERAL DON PORFIRIO DÍAZ Y DURANTE LA ADMINISTRACIÓN DE LA JUNTA DIRECTIVA DEL DESAGÜE DEL VALLE DE MÉXICO. INSTALADA EL 9 DE FEBRERO DE 1886 Y PRESIDIDA POR LOS SEÑORES: GENERAL DON PEDRO RINCÓN GALLARDO Y LICENCIADO DON JOSÉ IVES LIMANTOUR, SE EJECUTARON LAS OBRAS DEL TÚNEL Y DEL GRAN CANAL BAJO LA DIRECCIÓN DEL SEÑOR INGENIERO DON LUIS ESPINOSA Y CONFORME A SU PROYECTO APROBADO EL 30 DE SEPTIEMBRE DE 1879. ESTAS OBRAS FUERON INAUGURADAS EL 17 DE MARZO DE 1900.

Actualmente, la caja de agua de Zumpango sigue en funcionamiento bajo la responsabilidad de la Comisión Nacional del Agua; sin embargo, el tiempo y la falta de mantenimiento ha provocado estragos en ella. Los elementos de mampostería presentan varios deterioros: como exfoliación, disgregación y pérdidas parciales, así como manchas provocadas por el intemperismo, la humedad y presencia de microorganismos parásitos. Asimismo, en la fachada sur (en el muro de compuertas) es muy evidente la existencia de vegetación parásita en las juntas de los elementos de mampostería.

El cuarto de máquinas también da cuenta del abandono: la puerta ha perdido su acabado original, así como los travesaños inferiores por la presencia de humedad; ninguna ventana cuenta ya con vidrios; el mármol blanco ha sido vandalizado con grafitis y al interior se observa la pérdida casi total del plafón de cielo raso.

Sin embargo, es notable que la maquinaria de las compuertas funciona perfectamente y que aún cuenta con las piezas originales. Los operarios las mantienen siempre engrasadas y en perfecto estado.

La placa metálica que recuerda el momento de la inauguración del proyecto del Gran Desagüe del Valle de México, hace más de 120 años, apenas es legible por la oxidación y corrosión sufrida.

Conclusión

Por su época de construcción, la caja de agua de Zumpango está catalogada como un monumento histórico por el Instituto Nacional de Antropología e Historia.[9] Además,

9. INAH, ficha I-15-00647.

posee valores excepcionales, ya que se trata de una obra representativa de la arquitectura desarrollada durante el Porfiriato, caracterizada por integrar los mayores adelantos tecnológicos de la época —nacionales y extranjero— bajo un estilo neoclásico que diera identidad a la "nueva nación".

Se trata también de un ejemplo de la ingeniería hidráulica en México, la cual tiene sus orígenes desde la época prehispánica —cuando su objetivo radicaba en crear una relación con el entorno lacustre de la entonces México-Tenochtitlan— hasta nuestros días, cuyo objetivo ha cambiado para desalojar el agua rumbo a las afueras de la Ciudad de México. Es indispensable velar por su conservación porque es el símbolo (dado que el desagüe no es visible), con el cual se concluyó la primera sección de la emblemática obra del Gran Canal de Desagüe de la Ciudad de México, obra que significó un gran progreso para la misma.

Referencias bibliográficas

Conagua, Semarnat. (2014). El agua que mueve a México, XXV Aniversario. En http://aguamorelos.gob.mx/links/pdf/el-agua-que-mueve-a-mexico.pdf. Recuperado el 22 de junio de 2020.

Instituto Nacional de Antropología e Historia (INAH). Catálogo nacional de monumentos Históricos. Inmuebles, ficha núm. I-15-00647. Coordinación Nacional de Monumentos Históricos. México. En http://catalogonacionalmhi.inah.gob.mx/consulta_publica/detalle/91296.

Hernández, Y. (2019). El centro histórico de Zumpango. Recurso para la integración social. Tesis para optar por el grado de doctora en Diseño. Universidad Autónoma Metropolitana Azcapotzalco. México. En http://zaloamati.azc.uam.mx/bitstream/handle/11191/5880/Centro_historico_de_Zumpango_Hernandez_Romero_Y_2019.pdf?sequence=1. Recuperado el 20 de junio del 2020.

Espinosa, Luis, Luis González Obregón, Isidro Díaz Lombardo y Rosendo Esparza (Junta Directiva del Desagüe del Valle de México). (1902). *Memoria histórica, técnica y administrativa de las obras del desagüe del Valle de México, 1449-1900.* Tipografía de la Oficina Impresora de Estampillas. México. En https://cd.dgb.uanl.mx/handle/201504211/15123. Recuperado el 25 de junio de 2020.

Llanas y Fernández, R. (2012). *Ingeniería en México, 400 años de Historia.* Instituto de Ingeniería-UNAM. México.

Moreno, R. (s.f.). "Capítulo V. El sistema hidráulico en la Nueva España". Arquitectura hidráulica en la Nueva España. Fuentes en la ciudad de México virreinal. En http://132.248.9.195/ptd2008/septiembre/0632115/0632115_A10.pdf. Recuperado el 22 de junio de 2020.

Perlo, M. y A. González. (2005). *¿Guerra por el agua en el Valle de México? Estudio sobre las relaciones hidráulicas entre el Distrito Federal y el Estado de México.* UNAM. México. En http://centro.paot.org.mx/documentos/unam/guerra_por_agua_digital.pdf. Recuperado el 22 de junio de 2020.

Ramírez, H. (1995). Primeros usos del concreto en México: primer túnel de Tequixquiac. En https://dialnet.unirioja.es/servlet/articulo?codigo=5128804. Recuperado el 22 de junio de 2020.

Sánchez, R. (s. f.). El desagüe del Valle de México. Diplomado de Historia de México. Universidad Anáhuac. En https://humbertoarmenta.mx/wp-content/uploads/2017/12/HAG_El-Desagu%CC%88e-del-valle-de-Me%CC%81xico.pdf. Recuperado el 22 de junio de 2020.

Sistema de Aguas de la Ciudad de México. (2012). El gran reto del agua en la Ciudad de México. Pasado, presente y prospectivas de solución para una de las ciudades más complejas del mundo. En https://agua.org.mx/wp-content/uploads/2013/02/El-gran-reto-del-agua-enla-Ciudad-de-Mexico.pdf. Recuperado el 22 de junio de 2020.

Página anterior: Figura 20. Detalles de la placa inaugural colocada en la entrada que va hacia el túnel.

Izquierda: Figura 21. Vista de uno de los mecanismos de izado de las compuertas.

Derecha: Figura 22. Vista del techo del cuarto de máquinas.

Fotografías: Fermín Sánchez (2019).

Análisis de un túnel falso*

Fermín Sánchez Reyes
GEOSA, Geología, Geotecnia y Obras Subterráneas, SRL, de C.V. / **fermin.sanchez@amitos.org**

Francisco Suárez Fino
GEOSA, Geología, Geotecnia y Obras Subterráneas, SRL, de C.V. / **f.suarez-fino@consultec-ingenieros.com**

Este artículo presenta una metodología de análisis y diseño estructural para túneles falsos, el cual utiliza técnicas y criterios avanzados para el cálculo de estructuras en interacción con el terreno. A lo largo de los textos se hace énfasis en todos los factores que pueden influir en el desempeño estructural de este tipo de obras, desde la construcción hasta la operación. El resultado debe ser una estructura suficientemente rígida y resistente, a la vez de económica y fácilmente construible, que garantice la seguridad y el cumplimiento de las condiciones de servicio a largo plazo.

Asimismo, se discute sobre la importancia de mantener y verificar la buena calidad de los rellenos y de la compactación, así como una perfecta simetría en la colocación de las capas, a fin de garantizar la estabilidad del conjunto y un buen funcionamiento durante su vida útil.

Al final se muestra una técnica de análisis estructural para definir el momento adecuado de retirar la cimbra y se revisan los resultados de los desplazamientos y elementos mecánicos que ocurren durante esta etapa.

Modelo hiperbólico / Flexocompresión / Grado de compactación / Umbrales de acción / Descimbrado

* El contenido de este artículo, que coincide con el del *Manual de diseño y construcción de túneles de carretera 2016,* de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes, fue elaborado por los mismos autores.

Primera parte:
fundamentos teóricos para la modelización de túneles falsos y rellenos

1. Introducción

Las obras de túneles falsos se han dimensionado tradicionalmente con métodos simplificados de diseño. Sin embargo, existe una serie de situaciones no contempladas por estos métodos que pueden poner en riesgo la estabilidad de la construcción. Cada obra tiene sus características particulares de geometría, topografía y geotecnia, que muchas veces quedan fuera de lo considerado como ideal, por lo que pueden presentarse circunstancias en las que las simplificaciones propuestas por los métodos tradicionales están muy lejos de cumplirse.

Entonces surge la necesidad de estudiar el problema en un espectro mucho más amplio, ya que la distribución de esfuerzos en el medio, las condiciones de apoyo, las rigideces de los distintos elementos, la asimetría, etc., empiezan a jugar un papel determinante en el comportamiento global de la obra y cualquiera de estos elementos puede ser el factor que desencadene una serie de problemas potenciales que incluso, en el peor de los casos, puede terminar por colapsar la estructura.

Por otro lado, el hecho de poder analizar globalmente el problema en un túnel falso (saber qué es lo que pasa en el medio que lo rodea), en su cimentación y en su propia estructura, brinda alcances mucho mayores que, además de permitir una sensibilización muy completa, puede redundar en ahorros económicos importantes y de aumentar a la vez la seguridad de la obra.

Los programas basados en técnicas numéricas (método de elementos finitos y método de las diferencias finitas) son de las herramientas más versátiles y confiables con las que hoy se cuenta para el estudio global de los problemas de interacción suelo–estructura. Sin embargo, las herramientas numéricas no dejan de exigir un entendimiento profundo de los fenómenos físicos y, por lo tanto, si no se emplean con bases sólidas y con el dominio de todos los factores que influyen en los resultados, pueden ser armas de doble filo.

2. Aspectos físicos a considerar en los análisis

2.1. Interacción terreno-estructura

La interacción debe entenderse como el fenómeno producido en la interface terreno-estructura, que consiste en la generación de fuerzas distribuidas sobre el área de contacto, las cuales son capaces de mantener al sistema en equilibrio estático, teniendo como condición adicional una compatibilidad de deformaciones determinadas por las características de rigidez de cada elemento (Kovari, 1982). Adicionalmente, esta compatibilidad debe producirse a través de elementos especiales capaces de simular los efectos de las acciones y reacciones en dirección normal y tangencial (elementos de interface).

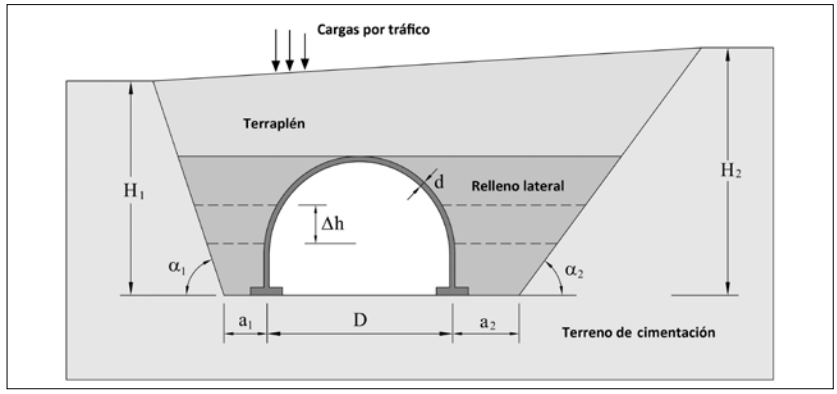


Figura 1. Sistema de triple interacción.

Normalmente, en los análisis realizados se asegura que las fuerzas de interacción sean exclusivamente de compresión y cortante, por la razón lógica de que, si en algún punto del contacto aparecieran fuerzas con tendencia a separar la estructura, simplemente desaparecería el contacto. Además, en los casos que aquí se analizan, el fenómeno de interacción terreno-estructura se desarrolla completamente en el perímetro de la sección (ya que el relleno, al confinarla, ejerce la doble acción de carga y soporte).

Las fuerzas que actúan sobre la estructura pueden ser tanto de tipo activo (cargas directas propiciadas por la cedencia del soporte), como del tipo pasivo (reacciones del terreno que resisten la deformación de la estructura); por lo tanto, resolver el equilibrio estático del fenómeno, es decir, determinar esta compleja distribución de fuerzas equilibrantes (que a su vez es el resultado de una compatibilidad de deformaciones en los contactos), no es una tarea fácil, pero sí es posible acotarla dentro un intervalo aceptable de soluciones.

2.2. Condiciones estáticas

Las consideraciones estáticas para calcular las fuerzas y deformaciones del sistema se basan en un concepto de triple interacción: primero, el subsuelo toma las cargas transmitidas por la cimentación, y en ésta pueden generarse asentamientos y rotaciones de los apoyos; segundo, el relleno lateral que, una vez colocado y compactado, actúa como componente de la estructura y resiste los movimientos de arco produciendo reacciones que lo soportan lateralmente; finalmente, el material del terraplén, así como los vehículos que eventualmente transitarán sobre éste, actuarán básicamente como carga (Figura 1).

Figura 2. Túnel falso prefabricado en la autopista Cuernavaca-Acapulco.

2.3. Efectos a los que induce el procedimiento constructivo

El procedimiento constructivo genera una serie de efectos que deben ser tomados en cuenta para comprender de manera integral el problema del túnel falso; esto es, que aun cuando es posible describir de forma aproximada los fenómenos de interacción con el terreno y el autosoporte por el efecto de arco, las etapas constructivas tienen una influencia relevante sobre el comportamiento global, de tal manera que pueden producir cambios y efectos importantes durante la ejecución de la obra.

Durante la etapa de colocación y compactación del relleno lateral es necesario llevar a cabo un control minucioso de las deformaciones. Pueden presentarse tres casos desfavorables; el primero, que el relleno esté mal compactado debido a las dificultades de acceso, mala ejecución por parte del contratista y negligencia por parte de la supervisión; el segundo se relaciona con una sobre-compactación, que puede producir empujes con tendencia de tipo activo sobre las paredes del arco, ocasionando una excesiva deformación vertical hacia arriba, que a su vez ocasiona elementos mecánicos de efecto contrario al esperado durante la vida útil de la obra. Y el tercer caso es cuando el relleno se coloca de manera asimétrica, primero en un lado y luego en el otro, produciendo una deformación lateral en la bóveda y por consiguiente la potencial ruptura de la estructura.

Generalmente, al colocar las capas del relleno sobre la clave, habrá un efecto de cedencia hacia abajo, con el consiguiente ensanchamiento de los hastiales, iniciándose de inmediato el proceso de interacción contrario al que se tenía durante el relleno lateral.

3. Modelización y análisis

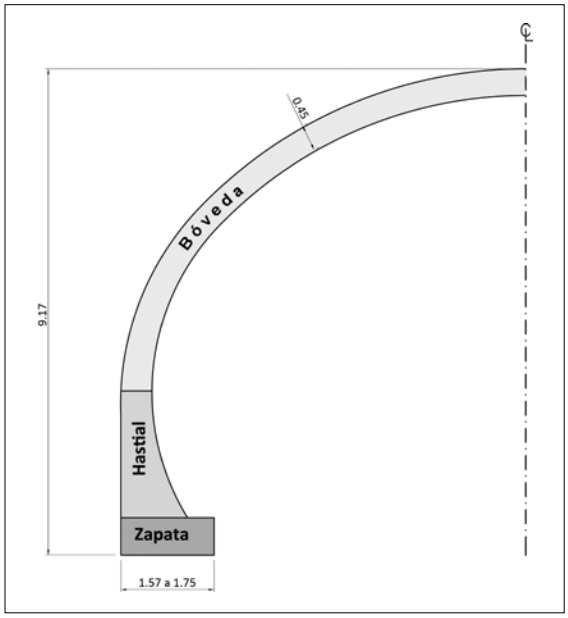
3.1. Condiciones del contorno

Como ya se ha dicho, la única manera de considerar en los cálculos los fenómenos más importantes asociados a la construcción de este tipo de estructuras es mediante la utilización de programas numéricos de aplicación en geotecnia.

El modelo geomecánico se plantea del tal forma, que es el procedimiento de análisis numérico el que se encarga de proporcionar los resultados como base del diseño del proyecto. Dicho modelo toma en cuenta las características geométricas de la obra y las etapas en las que se realiza, así como la interacción con los sistemas estructurales.

Resulta conveniente partir de un planteamiento conceptual global sobre los dos componentes principales del problema: la bóveda y el relleno compactado. Se ha enfatizado en el hecho de que la resistencia y la estabilidad estructural se dan por la combinación de ambos y es importante considerar que la presencia independiente de alguno de ellos no representa un elemento importante en la estabilidad general de la obra.

El relleno lateral es un componente estructural que, junto con la bóveda, constituyen realmente la estructura de soporte que hace posible una obra de este tipo. El relleno



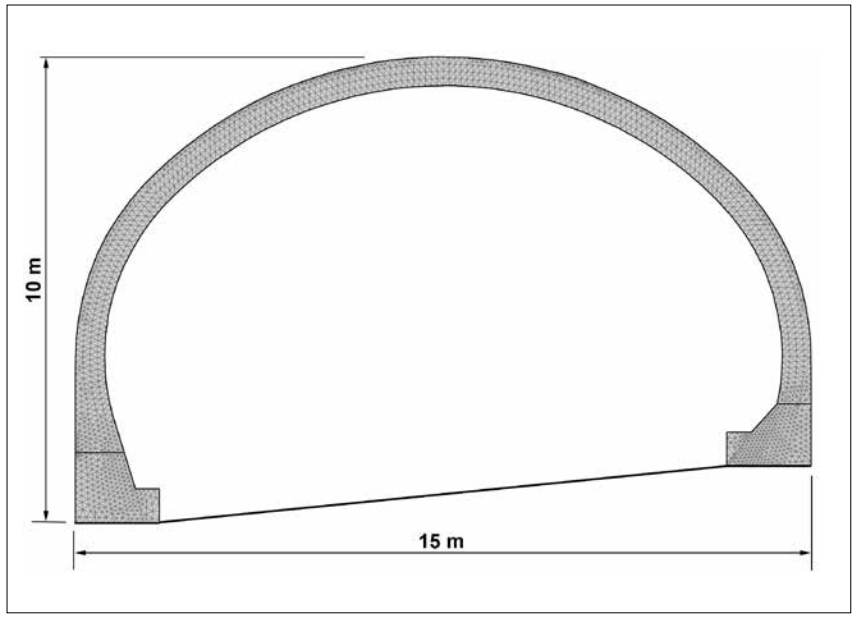


Figura 3. Ejemplo de la definición geométrica de la estructura.

Figura 4. Estructura del túnel falso con sólidos de medio continuo.

desarrolla resistencias, por lo general de tipo pasivo, que se manifiestan por medio de restricciones ante las deformaciones por ensanchamiento que tienden a producirse en la bóveda. Las capas, así definidas, deben tener un grado adecuado de compactación (95% del su PVSM por lo menos), con lo cual se puede tener plena seguridad de que la resistencia estructural de la bóveda se desarrollará adecuadamente para producir una estabilidad por deformaciones y esfuerzos. Arriba de la clave del túnel falso, el material de relleno tiene influencia sobre éste sólo a modo de tipo de carga muerta.

3.2. La estructura de la bóveda, su rigidez y representación en el modelo de cómputo

El primer paso consiste en definir las dimensiones de la bóveda de concreto, ya sea colada in situ o prefabricada. Las bóvedas coladas in situ suelen ser continuas y sólo tienen juntas de colado al final de las zapatas; los túneles falsos prefabricados suelen estar formados por dos dovelas que se apoyan en las zapatas y en la clave, formando una rótula (Figura 2).

En el caso de que la estructura sea modelizada mediante elementos estructurales tipo placa, las rigideces se calculan exclusivamente mediante las características geométricas de la sección (área y momento de inercia) y las propiedades de deformabilidad (módulo de elasticidad y relación de Poisson); el comportamiento, que es exclusivamente elástico lineal, se hace en programas convencionales. Los parámetros mecánicos más importantes de los elementos placa son la rigidez a la flexión (*EI)* y la rigidez axial (*EA)*.

También es posible modelizar el túnel falso a partir de elementos sólidos de medio continuo, actualmente en algunos códigos se cuenta con leyes constitutivas especiales para concreto, capaces de simular muchos de los complejos efectos que se generan debido a la evolución temporal de la rigidez y la resistencia, así como a algunas particularidades en su comportamiento, como la no-linealidad y la rotura en la rama post-pico.

De acuerdo con la definición geométrica de la estructura (de diferentes espesores) pueden calcularse grupos de rigideces distintas (*EI, EA*). Adicionalmente, el modelo de la estructura del túnel falso debe incluir los pesos por metro de los distintos tramos y un módulo de Poisson adecuado para el concreto (Figura 3).

Como se dijo anteriormente, hoy en día, en algunos códigos de análisis numérico, se cuenta con leyes constitutivas de medio continuo específicas para el concreto. Además, algunos programas permiten obtener elementos mecánicos directamente sobre los sólidos y, con las adecuadas técnicas de modelización, aproximarse muy bien al comportamiento real (Figura 4).

Una vez determinada la geometría, tanto de la bóveda como del terreno de cimentación, de los taludes laterales, etc., se pasa a modelizar el procedimiento constructivo con el programa numérico seleccionado, teniendo en cuenta también las propiedades de deformabilidad y resistencia de los distintos materiales y el tipo de interacción terreno-estructura que habrá de generarse. En cuanto a los materiales geotécnicos del terreno natural, si se considera relevante, pueden representarse mediante modelos constitutivos con comportamiento elastoplástico; las interfaces terreno-estructura se modelizan mediante elementos especiales de contacto,

pudiendo representar adecuadamente el rozamiento entre suelo y bóveda.

3.3. El material de relleno, sus propiedades de deformabilidad y resistencia

Según las recomendaciones prácticas para estas obras (Ref. 10), el material confinante debe ser de tipo granular, con pocos finos: una mezcla de materiales gruesos con un poco de arcilla o limo. Lo anterior puede resultar en una buena estructura de suelo. Esto induce a fabricar un relleno compactado de gran resistencia friccionante, que varía poco con el tiempo, incluso ante la presencia del agua.

Para fines de construcción y especificaciones de control de calidad, las zonas del relleno son descritas a través del grado de compactación según las normas reconocidas; pero para fines de análisis, es necesario manejar ciertos conceptos avanzados sobre deformabilidad y resistencia. Los análisis matriciales que incluyen los métodos de elementos finitos o diferencias finitas se basan en la determinación de las rigideces, tanto de la bóveda de concreto como del relleno; este último definido con las siguientes propidades: módulo de elasticidad (E); relación de Poisson (v); ángulo de fricción interna (ϕ); cohesión, (c), la cual representa poca influencia debido a que los materiales de terraplén y relleno deben ser de tipo predominantemente granular; y peso volumétrico, saturado y seco seco ($\gamma_{sat} \cdot \gamma_{dry}$).

Todos estos valores tienen relación con el grado de compactación. Esto queda comprobado por el hecho de que, a mayor grado de compactación, mayor rigidez; y, consecuentemente, mayores propiedades de deformabilidad y resistencia. Por tal razón, al utilizar técnicas numéricas es recomendable llevar a cabo estudios paramétricos donde se analiza la variación de los resultados respecto del cambio en las propiedades mecánicas de los distintos materiales; solo de esta forma es posible sensibilizarse adecuadamente ante el problema tenso-deformacional de un túnel falso. Además, como es bien sabido, las propiedades de los materiales de relleno constituyen un conjunto de factores que influyen en el comportamiento global de la estructura. De estos factores, uno de los más importantes es la deformabilidad de los materiales y es precisamente en la definición de sus parámetros (E y v) donde surgen las mayores incertidumbres.

3.4. Efectos no lineales

En algunos problemas geotécnicos la rigidez del terreno juega un papel predominante en el comportamiento global del modelo. Desafortunadamente, dicha rigidez no es una simple constante, sino que se trata de una variable que depende de los niveles de esfuerzos y, más aún, del tipo de esfuerzo aplicado, en particular, si se trata de procesos de carga o de descarga.

De acuerdo con diversos autores, debido a dicha dependencia, en los análisis numéricos es necesario emplear leyes constitutivas que tengan en cuenta la variación del módulo de elasticidad considerando los niveles de esfuerzos, por ejemplo, el confinamiento debido a la profundidad.

Los parámetros de deformabilidad juegan un papel muy importante en el comportamiento global del modelo. La deformabilidad del relleno depende de diversos factores, como la granulometría, la deformabilidad y resistencia individuales de las partículas y el origen de dichas partículas, así como del grado de compactación y el esfuerzo de confinamiento a que están sometidas. De todos estos factores, el único que suele conocerse con certeza es el origen de los materiales y su respectiva granulometría. Con la geometría de las distintas zonas de material y el peso aproximado de los materiales, es posible representar los esfuerzos de confinamiento que existen dentro de los rellenos.

Los modelos constitutivos más frecuentemente empleados en suelos duros o compactados son de tipo hiperbólico y tienen en cuenta la no linealidad que existe en el módulo de elasticidad, de acuerdo con el nivel de confinamiento. Estos modelos son adecuados para simular procesos de excavación en suelos, así como para el estudio de relleno en presas de materiales sueltos, terraplenes y pedraplenes, ya que, además de representar de manera realista la distribución de rigideces dentro de la estructura, se adaptan muy bien al proceso de análisis incremental para simular el procedimiento constructivo y llegar a un estado tensional acorde con la geometría del problema y la naturaleza de los materiales.

Los modelos constitutivos cohesivo-friccionantes, como el de Mohr-Coulomb, incluyen por lo general una única constante E_s para el módulo de elasticidad del suelo. En el caso de túneles excavados en suelos, estos modelos pueden ser utilizados para calcular valores realistas de desplazamientos, siempre y cuando se considere de alguna manera la variación de E_s con el confinamiento debido a la profundidad y se asignen valores de este parámetro más relacionados con procesos de descarga-recarga (E_{ur}) y no de carga. Sin embargo, en el caso de los túneles falsos, dicha variación de E_s con el confinamiento no parte de una posición fija del túnel con respecto a una cota de referencia (superficie), sino que ésta va cambiando conforme crece el relleno a los lados

y sobre la estructura. Estas limitaciones de los modelos tipo Mohr-Coulomb suelen obviarse debido a que son modelos muy conocidos que están implementados en la mayoría de los programas comerciales.

3.5. Presión lateral del relleno sobre el túnel falso
Siguiendo la metodología desarrollada por Kovari (1982, 1984), el valor de la presión lateral de tierras sobre la estructura del túnel falso, p_h, estaría comprendido entre la presión activa, la presión del suelo en reposo o el coeficiente del esfuerzo lateral dado por la teoría elástica. Los coeficientes de presión lateral se calculan mediante las siguientes expresiones:

$$k_a = \tan^2\left(45° - \frac{\phi}{2}\right) = k_0 = 1 - \operatorname{sen}\phi;\ k_v = \frac{v}{1-v} \quad (1)$$

donde: k_a es la presión activa, k_0 la presión en reposo (fórmula de Jaky) y k_v el coeficiente del esfuerzo lateral dado por la teoría elástica.

El hecho de que se genere uno u otro tipo de presión lateral depende también de la relación de rigideces de la bóveda y el relleno. Si la bóveda es muy rígida con respecto al terreno, los empujes estarán más del lado de la presión de suelo en reposo y si es flexible se acercarán más al empuje activo.

Además de las *fuerzas externas* (cargas verticales y horizontales debidas al peso de los materiales de relleno), internamente se generan fuerzas debidas a la interacción, las cuales tienen una dirección resultante inclinada respecto a las caras en contacto.

La consecuencia más relevante que tiene este tipo de interacción radica en el hecho de que, a mayor fuerza tangencial actuando sobre el hastial del revestimiento, mayores son también las fuerzas axiales que se desarrollan dentro de la estructura, lo que tiene como consecuencia adicional una disminución de los momentos flexionantes que desarrolla la estructura y viceversa.

Una consideración adicional para los análisis es que el túnel falso puede estar recubierto por una membrana impermeable (PVC) y un geotextil drenante. El contacto relleno-geotextil-membrana-concreto tendrá un valor de coeficiente de fricción muy difícil de estimar y su determinación exacta supera los alcances de este trabajo. Sin embargo, es fácil afirmar que dicho coeficiente será muy bajo. Con fines de análisis puede utilizarse un valor de no más de 10% de la resistencia friccionante de los rellenos.

3.6. Especificaciones para los rellenos
Aunque se trata de un tema básicamente constructivo, las especificaciones de los rellenos juegan un papel muy importante en la modelización de la estructura; éstas dan una idea del rango de valores que deberán ser asignados al modelo constitutivo empleado.

Lo anterior es de suma importancia y adquiere una relevancia aun mayor cuando se construye la obra, ya que de poco servirá elaborar un modelo correcto y una serie de cálculos bien aproximados, si durante la construcción no se tiene el cuidado de seguir al pie de la letra todas las especificaciones; esto sería el equivalente a diseñar una estructura y construir otra.

Material de filtro: se coloca en la parte más baja del relleno y su función es captar y conducir el agua que se filtre a través de éste fuera del ámbito de la obra o hacia el sistema central de desagüe; suele estar compuesto de grava de granulometría uniforme (GP) y tener un tamaño máximo de 1" sin compactar, con un espesor de entre 30 y 50 centímetros.

Material confinante: es el más importante de los materiales que componen el relleno y el que le dará la rigidez y la resistencia final al conjunto. Un ejemplo de especificaciones para esta zona sería: material seleccionado compuesto por un 30% de grava bien graduada (GW), de un tamaño máximo de 3", 50% de arena bien graduada y 20% de limos de baja plasticidad; compactado por medios ligeros al 97% de su masa volumétrica seca máxima (MVSM). Para poder determinar el grado de compactación del material confinante se puede calcular su MVSM según lo especificado en la Norma de Compactación AASHTO M-MMP 1-09/06 de la Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). Asimismo, esta capa confinante deberá tener un módulo de rigidez (K) que deberá verificarse con la ayuda de pruebas de placa in situ apegándose a lo especificado en la norma ASTM D-1196.

Material de restitución: se emplea cuando sobre esta zona va a desplantarse una nueva estructura; por lo general se trata de material en greña para relleno sin compactar.

3.7. Análisis estructural
A partir de las consideraciones descritas en los incisos anteriores, se establecen los parámetros definitivos para sus cálculos, así como los rangos de posible variación de algunos de ellos, en especial los del material confinante, con el fin de realizar estudios de sensibilidad.

Los análisis por técnicas numéricas se realizan mediante un proceso de cálculo secuencial en el que, partiendo de un estado de reposo de la

Figura 10. Distribución de esfuerzos y deformaciones en la sección estructural para el intervalo de falla por tensión en la rama superior del diagrama de interacción.

Figura 11. Distribución de esfuerzos y deformaciones en la sección estructural para el intervalo de falla por compresión en la rama superior del diagrama de interacción.

estructura del túnel falso (en la que sólo actúa su propio peso), se van colocando una a una las capas del relleno lateral. La colocación de cada capa, consiste a su vez de dos eventos: el primero, en el que el espesor de la capa es simulado mediante fuerzas horizontales y verticales: la carga vertical es uniformemente distribuida ($p_v = \gamma_{dry} \times$ *espesor de capa*), mientras que la horizontal es triangular, con un máximo en la base de $p_h = k \times \gamma_{dry} \times$ *espesor de capa*, donde k corresponde al coeficiente elegido de acuerdo con la ecuación (1); el segundo evento consiste en remover dichas cargas y sustituirlas por la capa de elementos finitos correspondiente, prescribiendo deformaciones nulas en su superficie.

Este procedimiento es necesario para crear un campo de deformaciones realista durante la construcción, ya que la simple activación de las capas ocasiona que las deformaciones máximas se concentren siempre en la superficie del relleno, siendo que en la realidad se concentran siempre en el centro.

3.8. Estudio de sensibilidad

El estudio de sensibilidad consiste en hacer variar aquellos parámetros o condiciones que se considera que pueden tener mayor influencia en la respuesta estructural del conjunto. A continuación se enlistan algunos análisis típicos.

- Variación del módulo de elasticidad del terreno de cimentación y taludes laterales.
- Variación del módulo de elasticidad del relleno lateral compactado.
- Variación del coeficiente de fricción de los elementos de interface entre el relleno y el túnel.
- Simulación de la colocación del relleno utilizando diferentes coeficientes de presión lateral.
- Saturación parcial o total del medio (inundación del relleno).

3.9. Revisión estructural

El diseño de la bóveda de concreto reforzado puede reducirse a un problema bidimensional de flexocompresión y cortante. La revisión por flexocompresión consiste en verificar la resistencia del revestimiento de un cierto espesor, ante el efecto combinado de la fuerza axial (compresión) y el momento, aprovechando que la compresión disminuye los esfuerzos de tensión producidos por la flexión. Para esto se utilizan los resultados del estudio de sensibilidad sobre la respuesta del revestimiento ante distintas combinaciones de carga y rigidez del terreno.

Determinar la resistencia de los elementos de concreto reforzado sujetos a la acción de la carga axial y el momento flexionante depende de procedimientos que se originan en el diagrama de interacción, el cual es la representación gráfica del lugar geométrico de las combinaciones de la carga axial y el momento, y que hacen que un elemento alcance su resistencia máxima. De esta forma, si se cuenta con dicho diagrama para un elemento dado, se conocerán todas las combinaciones de este tipo de fuerzas que puede soportar.

Los datos necesarios para determinar el diagrama de interacción son: la geometría del elemento, la resistencia nominal del concreto f'_c, el esfuerzo de fluencia del acero f_y, y la cantidad y distribución del acero de refuerzo A_s.

Para la revisión estructural deben obtenerse diagramas de interacción de una sección transversal del revestimiento de 1.0 m de ancho y peralte d, considerando varias combinaciones de barras de acero y espaciamientos, comparados con los puntos de respuesta de la estructura que resultan de los análisis estructurales.

Posteriormente, se introducen los valores del momento y la carga axial obtenidos en los análisis para varios puntos críticos del revestimiento. Se procede de esta manera hasta encontrar una sección de armado óptima, que consta de uno, dos o tres lechos de varillas de un cierto diámetro, dispuestas a una cierta distancia y con un cierto recubrimiento. En las gráficas siempre debe verificarse que las fuerzas obtenidas, para todas las combinaciones de rigidez del terreno y magnitud de la carga sobre el revestimiento, caigan dentro del diagrama de interacción para la sección propuesta.

La revisión por cortante se lleva a cabo comparando la fuerza cortante máxima que actúa sobre el revestimiento, con la fuerza cortante resistente de la sección.

$$V_R = F_R \cdot \frac{b \cdot d \sqrt{f'_c}}{2} \qquad (2)$$

donde F_R es un factor de reducción (0.80), f'_c es la resistencia a la compresión simple del concreto, b es la base de la sección considerada (1.0 m) y d, el peralte de la sección de concreto. Luego, en todos los análisis realizados durante el estudio de sensibilidad debe verificarse que no se satisfaga la condición:

$$V_u = F_c \cdot V_{max} \geq V_R \qquad (3)$$

donde F_c es un factor de carga (F_c =1.40) y V_{max} es el valor de cortante máximo obtenido en el análisis numérico. En los casos donde el cortante resistente resulta por encima del cortante máximo presente en la estructura, no se requieren estribos en el revestimiento. En caso contrario,

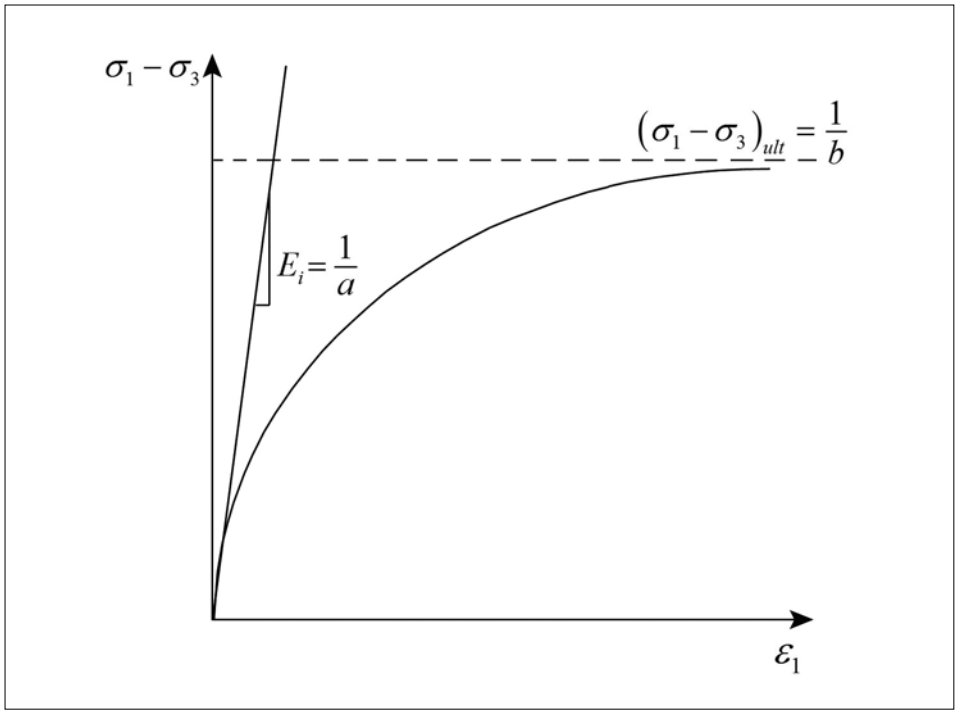


Figura 5. Curva representativa del comportamiento de los suelos.

deberán aplicarse las fórmulas correspondientes para calcular la cuantía de acero necesaria por cortante.

3.10. Resultados

Los resultados más importantes que se obtienen de estos análisis corresponden a los elementos mecánicos y a los desplazamientos en la estructura del túnel falso. Los estados de esfuerzos y deformaciones en el medio que rodea al túnel no suelen ser de trascendencia debido a que el suelo de relleno casi siempre se encontrará en estados lejanos a la rotura. Sólo en los casos en los que el terreno de cimentación sea lo suficientemente rígido y resistente, deberá considerarse una revisión de su respuesta.

4. Aspectos teóricos para la modelización de los rellenos

En casi todos los problemas geotécnicos la rigidez del terreno juega un papel predominante en el comportamiento global del modelo. Desafortunadamente, dicha rigidez no es una simple constante, sino que se trata de una variable que depende de los niveles de esfuerzos y, más aun, del tipo de esfuerzo aplicado, en particular, si se trata de procesos de carga o de descarga.

En el caso de los túneles excavados y revestidos (colados in situ), esto no representa una dificultad muy grande debido a que la estructura y el terreno pueden considerarse en un contacto completo (colado contra la roca o suelo). Sin embargo, en una obra de túnel falso, donde el relleno es colocado después de la estructura, resulta muy complicado estimar un coeficiente de fricción realista para el contacto entre la bóveda y el relleno. Del valor de este coeficiente dependerá en gran medida la magnitud de las fuerzas tangenciales (reacciones por fricción).

De acuerdo con diversos autores, debido a dicha dependencia, en los análisis numéricos es necesario emplear leyes constitutivas que tengan en cuenta la variación del módulo de elasticidad con los niveles de esfuerzos, por ejemplo, el confinamiento debido a la profundidad.

Como ya se anticipó, el comportamiento deformacional del terreno depende de diversos factores, como la granulometría, la deformabilidad y la resistencia individual de las partículas.

4.1. Modelo hiperbólico

La mayoría de los suelos tienden a exhibir un comportamiento tensodeformacional elástico de tipo no lineal aun a niveles de esfuerzo bajos; no obstante que la distancia entre el estado tensional actual y la superficie de fluencia sea grande. En 1963, Kondner y sus colaboradores, formularon un modelo de elasticidad cuasi-lineal para representar los resultados obtenidos de pruebas triaxiales drenadas en arenas y arcillas. En la Figura 5 se muestra un esquema de esta formulación.

4.2. Modelo de Duncan-Chang (1970)

Existen básicamente dos tipos de efecto no lineal que pueden generase en el material de relleno durante el proceso de colocación y compactación. Éstos son: (a) el incremento de la rigidez del suelo al aumentar la presión de confinamiento y (b) el hecho que el suelo alcance

un estado de plastificación o rotura debido a los grandes esfuerzos desviadores producidos en las cercanías de la bóveda.

4.3. Modelo para el análisis del relleno

El modelo constitutivo empleado para los materiales de relleno fue el *hardening soil model* (modelo con endurecimiento isótropo), disponible en el programa Plaxis, que toma en cuenta la variación de los módulos de rigidez de cada elemento en función del confinamiento; además, cada etapa de análisis incluye la geometría deformada resultante de la historia de cargas anteriores. La formulación de este modelo está basada en los planteamientos de Duncan-Chang (1970).

Según Brinkgreve (2005), el *hardening soil model* (Brinkgreve y Vermeer, 1997; Schanz, 1998) es un modelo de segundo orden para suelos en general (desde suelos blandos hasta los tipos más duros de suelo) y para cualquier tipo de aplicación. Incluye el endurecimiento del ángulo de fricción para simular la deformación plástica de corte ante esfuerzos desviadores, y una superficie tipo *Cap*, también con endurecimiento para modelar la deformación volumétrica plástica en compresión primaria. Puede distinguir dos tipos principales de endurecimiento: por cizallamiento y por compresión volumétrica. La teoría en torno a este modelo puede consultarse en el manual del programa Plaxis.

El *hardening soil model* requiere que se introduzcan los siguientes parámetros:

- Cohesión efectiva, c'
- Ángulo de fricción interna efectivo, ϕ'
- Ángulo de dilatancia, Ψ
- Módulo de deformación secante para una prueba triaxial estándar drenad, E_{50}^{ref},
- Módulo de deformación edométrica, E_{oed}^{ref}
- Potencia m
- Módulo de deformación para descarga-recarga, E_{ur}^{ref}
- Módulo de Poisson para descarga-recarga, v_{ur}
- Presión de referencia, p^{ref}
- Coeficiente de empuje al reposo normalmente consolidado, K_0^{nc}

Segunda parte: el túnel Ixtepec

5. Situación del proyecto

El túnel falso Ixtepec forma parte del proyecto de la nueva autopista que unirá a la ciudad de Cuévano con Zapotlán el Grande, en el estado de Plan de Abajo, al sur del país.[1]

Originalmente, el tramo de carretera que pasa a un costado del pueblo que da nombre al túnel, se había concebido como un tajo a cielo abierto. Sin embargo, las malas condiciones de la roca provocaron fallas importantes en el talud izquierdo que pusieron en peligro tanto a la vialidad como a las edificaciones más cercanas al corte. Además, el derecho de vía colinda con el poblado, por lo que no resulta factible abatir los taludes con fines de estabilización y el uso de otros tratamientos tampoco garantiza su seguridad a largo plazo.

Por lo anterior, el gobernador de Plan de Abajo, a partir de las recomendaciones de audaces ingenieros, tomó la decisión de construir un túnel falso que después será rellenado hasta restituir la topografía original. Esta solución no sólo proporcionará una estabilidad definitiva al tramo, sino que además podrá ser aprovechada como terreno recuperado en beneficio de la población.

En ambos taludes del corte en estudio aflora una única unidad litológica de origen vulcanoclástico que fue generada por la caída de fragmentos volcánicos en un ambiente aéreo. Este depósito proviene de una erupción tipo pluma o nube de cenizas; se trata de una toba lítica-andesítica masiva, sin organización visible, y de aspecto homogéneo como consecuencia de su pobre calidad; tiene una textura clástica y un espesor de más de 25 m. El material que compone a esta unidad presenta una granulometría que va desde fragmentos menores a los 2 mm (cenizas) hasta partículas de entre 2 y 60 mm (*lapillis*), aunque pueden apreciarse zonas donde la roca presenta fragmentos mayores a los 60 mm. De acuerdo con el tipo de fragmentos o contenidos principales de clastos, se puede clasificar como una toba lítica de composición andesítica.

En la fotografía de la Figura 6 puede apreciarse la composición del macizo rocoso, así como la cercanía de las edificaciones del poblado.

6. Modelo geomecánico

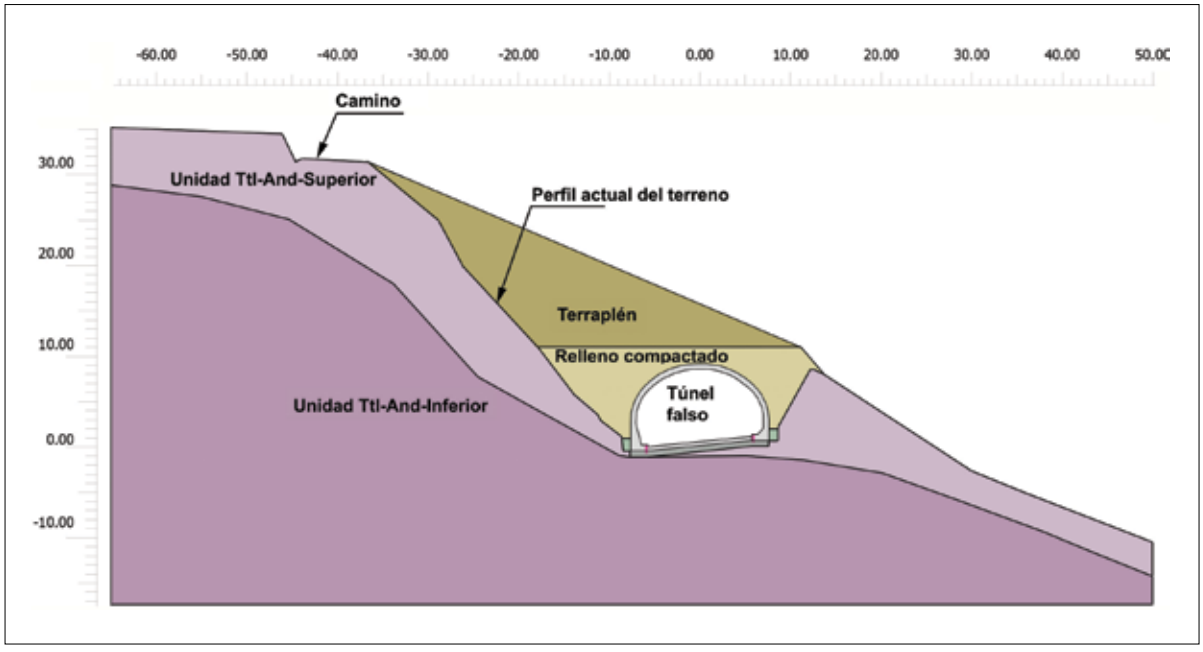
Con base en la información generada en las campañas de campo (geológica y geofísica), se llevó a cabo la caracterización del corte del macizo rocoso a fin de determinar los parámetros mecánicos del terreno para su posterior empleo en los análisis numéricos.

El modelo geomecánico es el resultado de la integración completa de todos los estudios de campo realizados. Esto incluye topografía, clasificación litológica, geología estructural, estudios geofísicos, resultados de pruebas de resistencia de los materiales, estimaciones de estados de esfuerzos iniciales, aproximación mediante un modelo constitutivo adecuado del posible comportamiento del macizo, etc. Además, el modelo toma en cuenta las características

1. Se trata de un túnel ficticio. Ixtepec: antes Villa de San Jerónimo Doctor, está en el estado de Oaxaca, cerca de Tehuantepec, en tierra caliente; Ixtepec defiende su presencia a través del robo, el olvido, la repetición, la mutilación y brutalidad que Elena Garro detalla en las páginas de *Los recuerdos del porvenir,* un pueblo marcado por la esperanza muerta y un horizonte cada vez más cansado de su realidad (Saraí García, Langosta Literaria, s/f); Cuévano es el lugar en donde el escritor Jorge Ibargüengoitia construyó su trilogía, compuesta por *Estas ruinas que ves, Las muertas* y *Dos crímenes*; Plan de Abajo es el estado de la república donde se desarrollan estas novelas.

Arriba:
Figura 6. Aspecto del corte del talud izquierdo.

Abajo:
Figura 7. Modelo geomecánico para la sección analizada.



geométricas de la obra, el hecho de que ésta se realizará por etapas y la secuencia de las mismas.

Para la modelización del túnel falso se tomó en cuenta un considerable número de factores que influirán en el comportamiento de la estructura. Dentro de estos factores está la geología del terreno natural, la presencia de las edificaciones y de un camino en la parte superior del corte; y, como parte realmente importante, la topografía, que es un factor de influencia en el comportamiento tenso-deformacional del sistema. Esta influencia es determinante debido al hecho de que existen los taludes laterales asimétricos antes de la colocación de la estructura y el relleno. La Figura 7 muestra el modelo geomecánico.

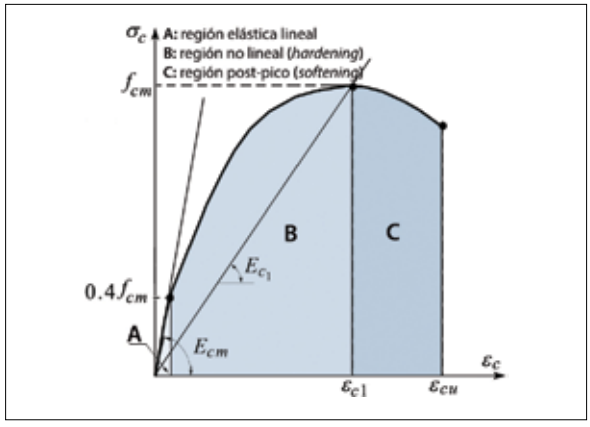


Figura 8. Ley esfuerzo-deformación para el concreto en compresión, de acuerdo con el EC-2.

6.1. Estructura del túnel falso
El concreto para la estructura tiene una especificación de resistencia a los 28 días, de f'_c= 400 kg/cm^2. Se trata de una estructura robusta de 60 cm de espesor en la bóveda, que después se ensancha en la zona de zapatas, mismas que miden 1.75 m en su base; la losa de pavimento estará unida estructuralmente a las zapatas a fin de que todo el conjunto trabaje como una sección cerrada.

6.2. Modelización de la estructura del túnel falso
El túnel falso se modelizó mediante elementos sólidos de medio continuo a los que se les asignó una ley constitutiva propia del concreto. Actualmente esta técnica representa la forma más avanzada de simular el comportamiento de este tipo de estructuras, superando por mucho las técnicas que utilizan elementos estructurales elástico-lineales, tales como las vigas, las placas o los cascarones.

El modelo constitutivo para concreto (CM) está incluido en el programa de elementos finitos Plaxis 2D y 3D. En el modelo CM se define una superficie de fluencia tipo Mohr-Coulomb para la rama de compresión (F_c), combinada con una superficie tipo Rankine para la rama de tensión (F_t). La formulación está basada en elastoplasticidad clásica con endurecimiento y reblandecimiento isótropo, pero también está extendida para considerar la dependencia temporal de la evolución de los parámetros, así como la fluencia lenta (*creep*) y la contracción por secado (*shrinkage*).

El modelo CM está formulado a partir del Eurocódigo-2 (Model Code, 2010), en el que la ley esfuerzo-deformación para la rama de compresión tiene la forma que se presenta en la Figura 8.

6.3. Caracterización geomecánica del terreno natural
De acuerdo con la caracterización geomecánica llevada a cabo in situ y de los resultados de la exploración geofísica, la unidad de toba lítica andesítica se dividió en dos subunidades a partir de su calidad, misma que depende del grado de alteración: Unidad TL-And-Superior y Unidad TL-And-Inferior. Con lo anterior se establecieron los parámetros definitivos para el cálculo. También se definieron los rangos de posible variación de algunos de ellos con el fin de realizar estudios de sensibilidad.

a) Unidad TL-And-Superior
Debido a su gran alteración, es difícil encontrar rasgos estructurales claros (prácticamente no se distinguen las fracturas); para estimar su calidad geotécnica se utilizó directamente la clasificación *GSI* de Hoek (1995) y se asignó una calidad de 20 a 25, lo cual corresponde con:

$20 \leq GSI \leq 25$ (D/P)

Es decir: desintegrada/pobre; roca desintegrada con pobre trabazón. Este material sería equivalente a una masa cuya calidad *NGI* sería aproximadamente de:

$0.01 \leq Q \leq 0.10$ (roca extremadamente mala)

b) Unidad TL-And-inferior
La clasificación RMR_{89} para esta unidad litológica resultó entre 37-50 puntos. Asimismo se caracterizó al macizo conforme al índice GSI, dando como resultado:

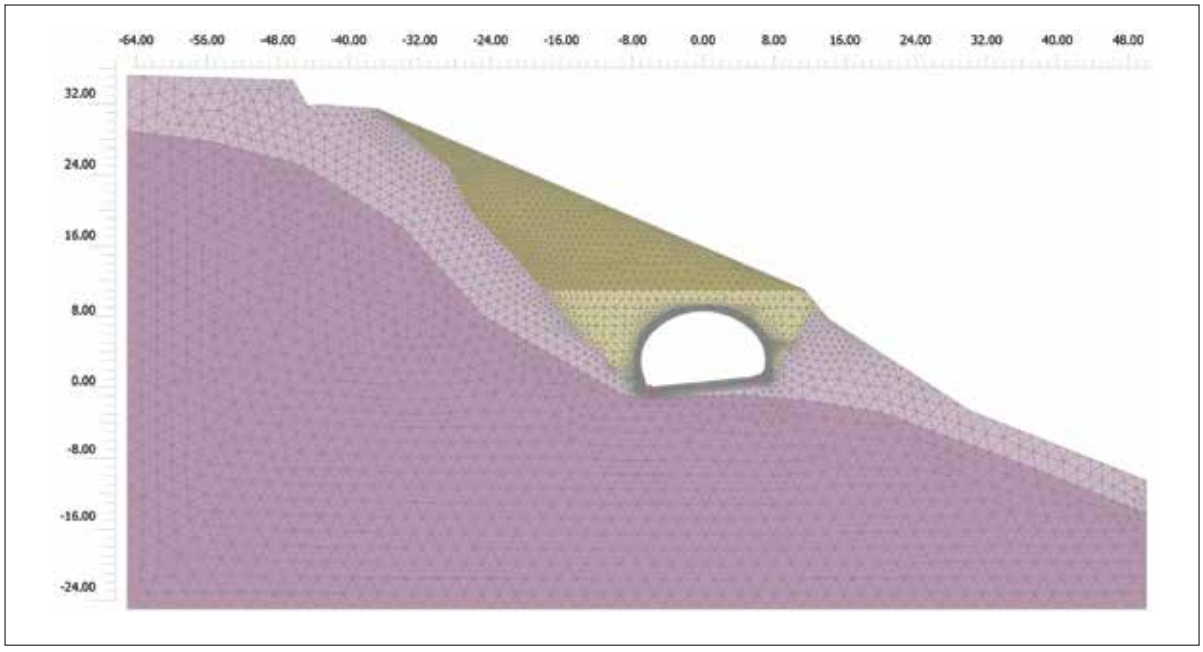
$32 \leq GSI \leq 45$

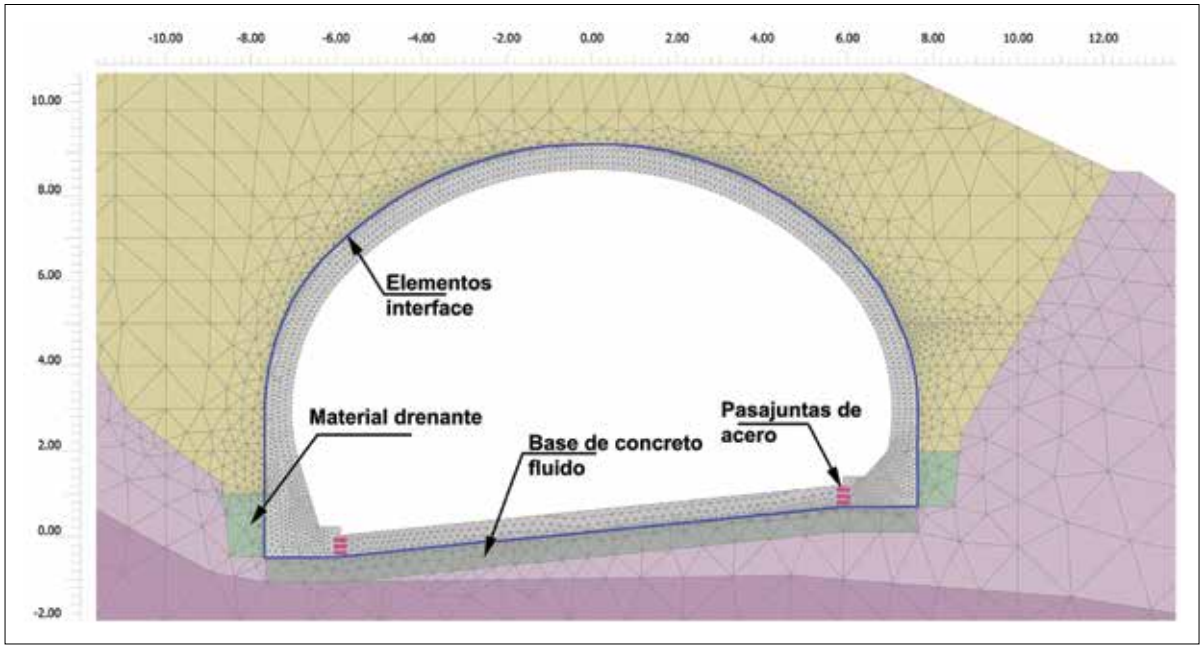
Es decir: bloquizada a muy bloquizada/regular a pobre; masa de roca parcialmente tectonizada formada por múltiples bloques angulosos con trabazón pobre y con múltiples discontinuidades muy alteradas.

7. Modelo de elementos finitos

Una vez determinada la geometría, se procede a calcular los esfuerzos en la bóveda mediante el método de los elementos finitos con el programa Plaxis, teniendo en cuenta las características geométricas del problema, las propiedades de deformabilidad y resistencia de los distintos materiales, el procedimiento constructivo y la interacción terreno-estructura.

La malla está conformada por elementos isoparamétricos de medio continuo de 15 nodos y elementos interface, para simular la fricción entre suelo y estructura. La Figura 9 muestra la malla de elementos finitos y la Figura 10 un detalle de la zona del túnel en el que se indican las estructuras más importantes.





Arriba:
Figura 9. Malla de elementos finitos.

Abajo:
Figura 10. Detalle del túnel falso y los elementos estructurales según el modelo.

Los parámetros de análisis arrojados se muestran en la Tabla 1.

7.1. Estado inicial de esfuerzos

En el análisis de un túnel falso como el que aquí se describe, la resistencia del terreno de cimentación no resulta relevante debido a que el confinamiento que proporcionan los rellenos y la estructura de concreto hacen prácticamente imposible su rotura. Además, los cálculos están orientados a estudiar el comportamiento del túnel falso, por lo que el terreno natural actúa únicamente como cimentación y respaldo de las demás estructuras (bóveda, losa y rellenos).

Por otro lado, los estados de esfuerzos naturales en el macizo rocoso tampoco son relevantes y únicamente se consideran aquellos que imprimen la estructura y los rellenos. Por lo anterior, es completamente válido no tomar en cuenta el peso específico del terreno natural.

Entonces, el estado de esfuerzos inicial será únicamente el producto de la descarga del túnel falso sobre el terreno de cimentación debido a su peso. Una vez colocada la estructura se reinician todos los desplazamientos y deformaciones a cero, y es entonces cuando comienza el análisis estructural.

7.2. Análisis de sensibilidad

La respuesta tensodeformacional del túnel falso y los rellenos, así como la respuesta estructural de los elementos de concreto, fueron analizadas

Tabla 1.
Parámetros geomecánicos para el análisis.

Terreno natural												
Unidad	γ_{sat} kN/m³	γ_{dry} kN/m³	Hooke		Parámetros plásticos							
			E MPa	ν								
TL-And superior	21	19	490-650	0.35	*Modelo elástico lineal*							
TL-And inferior	24	23	1,122-2,650	0.30	*Modelo elástico lineal*							
Elementos construidos												
RELLENOS	γ_{sat} kN/m³	γ_{dry} KN/m³	Modelo con endurecimiento isótropo				Mohr-Coulomb					
			E_{50}^{ref} (MPa)	E_{ur}^{ref} (MPa)	m	k_o^{nc}	ϕ' (°)	c' (kPa)	σ_t (kPa)	ψ (°)		
Gravas (filtro)	16	15	80	240	0.6	0.4	43	0	0	7		
Relleno lateral compactado	20	22	27-110	100-300	0.6	0.4	37-45	10-20	0	7		
Terraplén	18	19	15-75	45-220	0.5	0.4	37-43	5-10	0	7		
CONCRETO		Hooke		Modelo de concreto								
	γ (kN/m³)	E_{28} (GPa)	ν	f'_c (MPa)	f_{c0n}	f_{cfn}	f_{cun}	G_c	$f_{t,28}$ (MPa)	ϕ (°)	f_{tun}	G_t
Concreto armado	24	30	0.20	40	0.4	0.7	0.1	20	3	39	0.1	12
Concreto fluido	23	10	0.25	5	0.4	0.7	0.1	5	0.5	37	0.1	2

para varias combinaciones de parámetros, tanto resistentes como deformacionales. Los rangos de variación de las propiedades mecánicas se presentan en la Tabla 1.

La primera serie de los cálculos correspondió a los extremos de deformabilidad del terreno de cimentación, utilizando valores intermedios del módulo de elasticidad y resistencia para los materiales de relleno.

Una vez definida cuál es la situación más desfavorable con respecto al terreno, se procedió a analizar el comportamiento de las estructuras para distintos valores de los parámetros de los rellenos. Asimismo, se analizó un caso crítico en el que los rellenos no se hubieran compactado y tuvieran valores de rigidez y resistencia por debajo de los mínimos establecidos.

Luego, a partir de la condición más crítica observada y bajo el supuesto de que llegaran a fallar los sistemas de drenaje, se procedió a analizar el comportamiento de las estructuras para distintos niveles de saturación del terreno y de los rellenos: a la mitad de la sección del túnel, cubriendo la sección y para un estado de saturación total de la ladera y del relleno, con su respectivo flujo.

8. Resultados del análisis de sensibilidad

Se llevaron a cabo nueve análisis de acuerdo con lo explicado en la sección anterior. Para cada uno de ellos se registraron los momentos máximos (positivos y negativos) con sus correspondientes fuerzas axiales (en el punto donde se producen), así como también las fuerzas cortantes máximas en la estructura (positivas y negativas). En la Tabla 2 se presenta un resumen de resultados.

De la Tabla 2 puede concluirse que el caso más desfavorable se daría cuando los materiales de relleno fueran vertidos sin llevar a cabo el debido proceso de compactación. Sin embargo, tal situación no debe suceder bajo ningún concepto y este caso debe tomarse únicamente como ilustrativo de la importancia que tiene realizar la compactación apegándose estrictamente a lo especificado en el proyecto.

De todas las demás combinaciones de parámetros estudiadas, la situación más desfavorable se da en la combinación de parámetros mínimos en el terreno y los rellenos.

Tabla 2. *Resumen de resultados de elementos mecánicos a partir del análisis de sensibilidad.*

Caso/Descripción	M_{max} (+) kNxm	N_{Mmax} kN	M_{min} (-) kNxm	N_{Mmin} kN	V_{max} kN	V_{min} kN
1 Parámetros máximos del terreno + Parámetros medios de los rellenos	395	1,023	529	1,797	336	504
2 Parámetros mínimos del terreno + Parámetros medios de los rellenos	398	1,029	-551	1,793	280	-525
3 Parámetros mínimos del terreno + Parámetros máximos de los rellenos	374	965	508	1,851	300	-515
4 Parámetros mínimos del terreno + Parámetros mínimos de los rellenos	547	1,009	-685	1,535	300	-641
5 Parámetros máximos del terreno + Parámetros máximos de los rellenos	400	1,001	-527	1,774	346	-360
6 Parámetros mínimos del terreno + Rellenos sin compactar (cond. seca)	640	1,254	-671	1,419	348	598
7 Caso 4 + NAF a la mitad del TF	546	1,010	-682	1,534	301	-621
8 Caso 4 + NAF por encima del TF	520	1,065	-608	1,521	231	-533
9 Caso 4 + Saturación total y flujo	562	1,110	-688	1,828	238	-499

Debido a la incertidumbre común sobre el verdadero valor de la rigidez del terreno natural, es muy importante tener en cuenta esta condición, aunque en el caso de los rellenos sí es posible esperar una buena rigidez y resistencia, si se respeta bien la granulometría especificada y se siguen las recomendaciones de compactación.

De acuerdo con la forma en que está proyectado el sistema de drenaje en los costados del túnel falso, la condición de saturación, al menos en los rellenos, no debería presentarse; sin embargo, los casos con nivel freático y flujo se analizaron ante la hipótesis de una eventual obturación de dicho sistema.

Un factor muy importante a considerar es la asimetría que tendrán las cargas al final del proceso de colocación de los rellenos de la parte superior (terraplén), por lo que es de suma importancia que la zona correspondiente al relleno confinante se lleve a cabo a la perfección, tanto en términos de la calidad de los materiales y la compactación, como de la absoluta simetría en la colocación de las capas.

Durante el proceso de relleno y compactación, irán cambiando las solicitaciones sobre la estructura del túnel falso. Cuando el relleno confinante se encuentre por debajo de la clave del túnel, los momentos podrían tener una dirección contraria a la que alcanzarán al final del proceso de relleno. Por lo anterior, es fundamental que el armado de la sección tenga dos lechos y sea perfectamente simétrico.

La Figura 11 muestra el diagrama de fuerzas axiales al final del proceso de relleno, para el caso de parámetros mínimos en el terreno y en los materiales de confinamiento y restitución (caso 4). Las Figuras 12 y 13 muestran los correspondientes diagramas de momentos y de fuerzas cortantes.

La Figura 14 ilustra la forma deformada del túnel falso en un momento en el que el relleno confinante aún no ha alcanzado la clave y la deformada al final de la colocación del material de restitución (terraplén). Nótese, en el primer caso, cómo la tendencia es a cerrarse en los hastiales y a levantarse en la clave; y en el segundo, que la tendencia de la deformación es contraria.

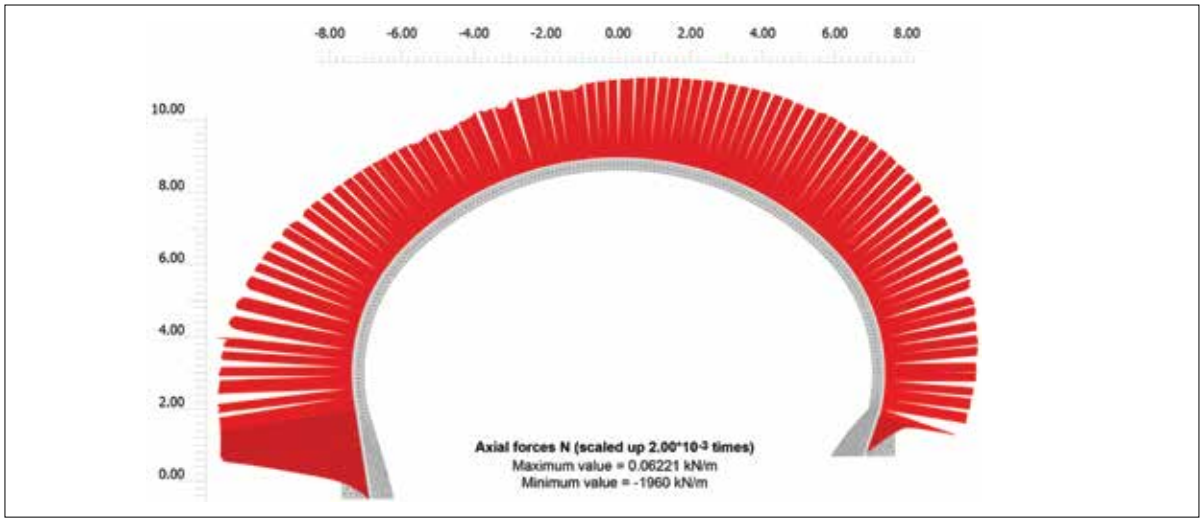
La Figura 15 muestra los contornos de igual magnitud de desplazamiento total en el modelo, al final del proceso de relleno. Los movimientos más grandes se concentran en una zona intermedia de los rellenos tal y como suele suceder en la realidad, gracias al proceso de simulación de la colocación de las capas descrita en el inciso 3.7.

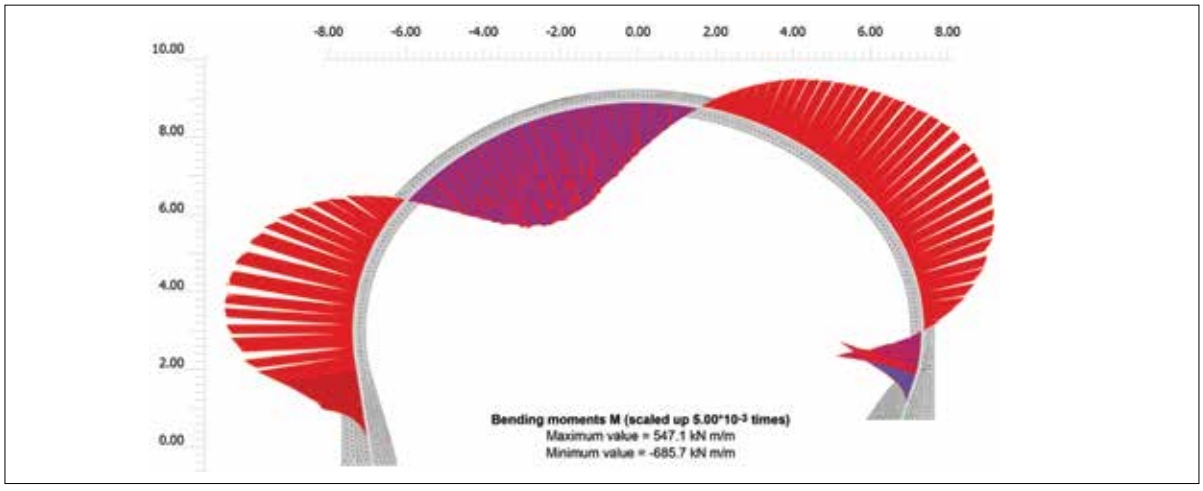
Figura 11. Diagrama de fuerzas axiales al final del proceso de relleno para el caso de parámetros mínimos en el terreno y en los materiales de confinamiento y restitución.

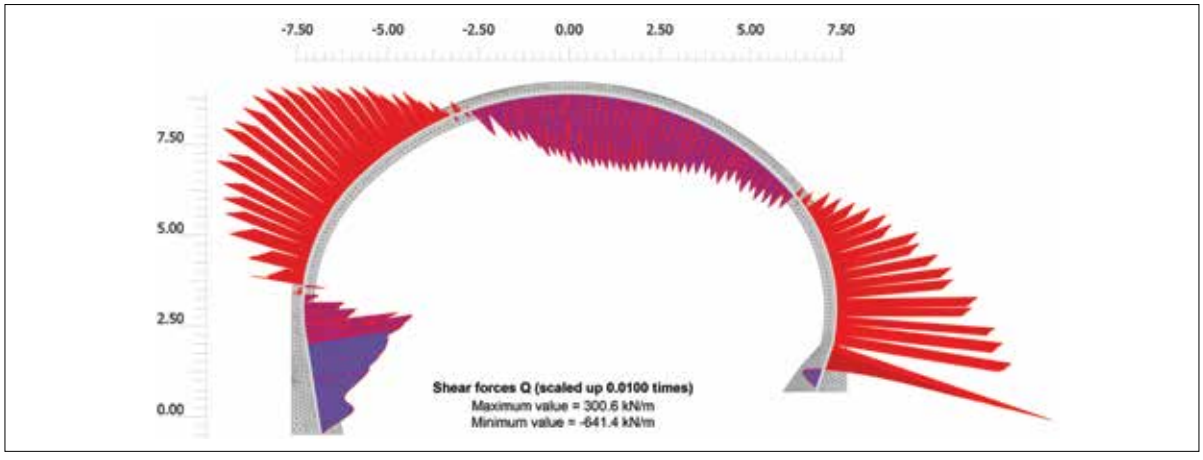
Figura 12. Diagrama de momentos flexionantes al final del proceso de relleno para el caso de parámetros mínimos en el terreno y en los materiales de confinamiento y restitución.

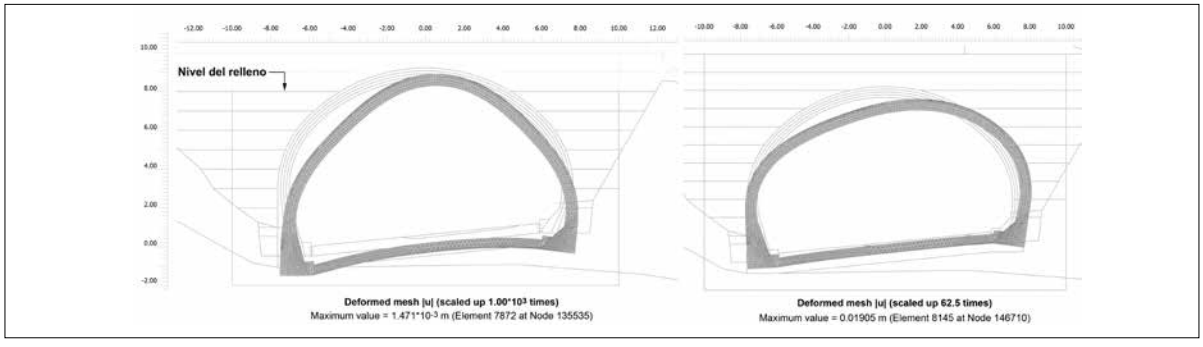
Figura 13. Diagrama de fuerzas cortantes al final del proceso de relleno para el caso de parámetros mínimos en el terreno y en los materiales de confinamiento y restitución.

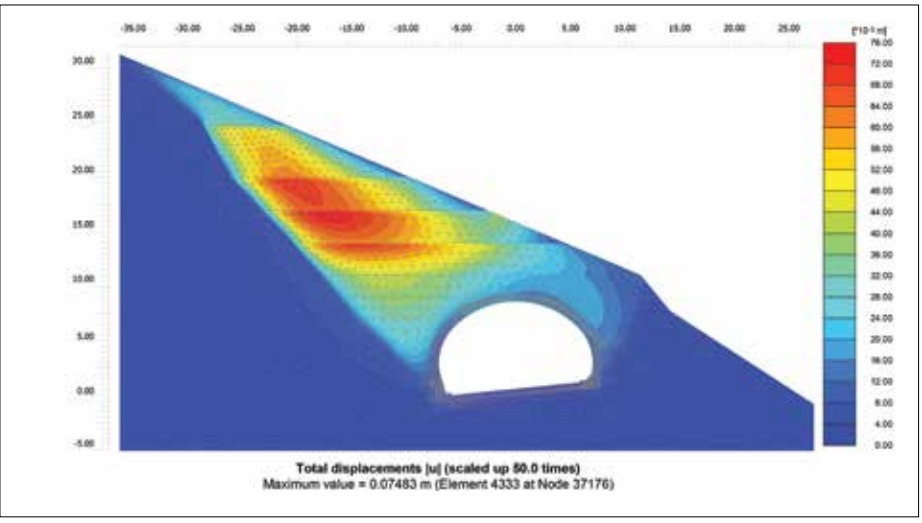
Figura 14. Deformada de la estructura del túnel falso. Izquierda: cuando el relleno confinante no ha alcanzado la clave; derecha: al final del proceso de relleno.











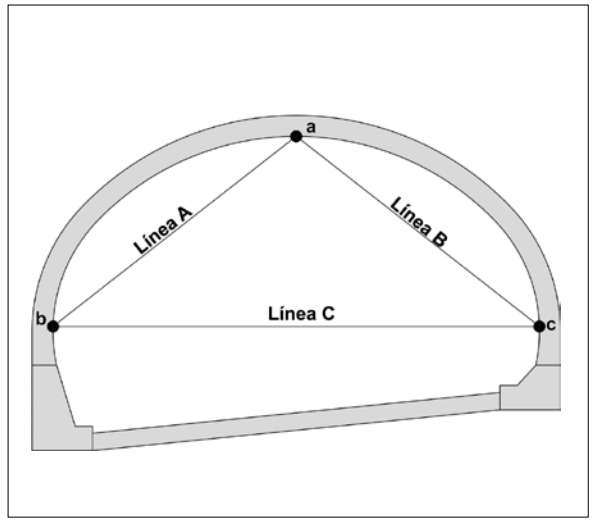


Figura 15. Contornos de igual magnitud de desplazamiento total en el modelo al final del proceso de relleno.

Figura 16. Líneas de convergencias para la instrumentación del túnel falso.

9. Umbrales de deformación del túnel falso

Con el fin de llevar un control deformacional de la estructura del túnel falso, tanto en la construcción como durante el seguimiento de la obra, se construyeron gráficos de convergencias para distintos escenarios: favorable, medio y crítico, mismos que corresponden a los casos 4, 5 y 6 del estudio de sensibilidad.

Los gráficos representan la evolución de las líneas de convergencias durante el proceso de relleno y están referidos a la cota que alcanzan los materiales con respecto a la subrasante. Los resultados indican los alargamientos y acortamientos de las líneas (dos diagonales y una horizontal) tal y como deberán medirse durante la obra. Al establecer tres rangos de comportamiento es posible definir las zonas de respuesta del túnel falso en términos favorables, intermedios y críticos, y con ello establecer los correspondientes umbrales. La Figura 16 muestra la disposición de las líneas de convergencia.

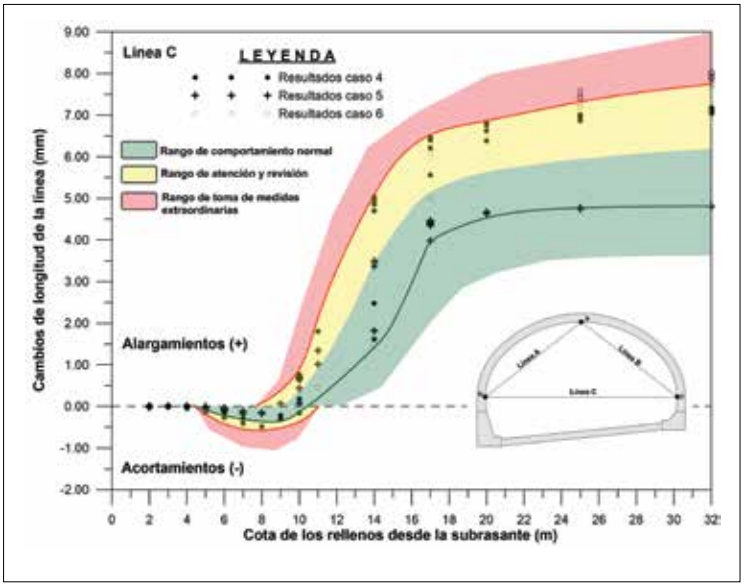
A modo de ejemplo, la Figura 17 muestra la gráfica de rangos y comportamientos deformacionales para la Línea-C.

Como parte de los trabajos de seguimiento se deberá implementar una campaña de medición de convergencias siguiendo un esquema como el de la Figura 16. Deberá llevarse un registro preciso de los movimientos de los puntos conforme va subiendo la cota de los rellenos y calcular las deformaciones de las líneas (alargamientos-acortamientos). Para cada sección, los resultados de las mediciones deberán colocarse dentro de los tres gráficos anteriores y verificar los rangos de comportamiento. A continuación se describen los escenarios para cada uno de los rangos.

- Verde: rango de comportamiento normal. Mientras los puntos medidos se mantengan dentro de la franja verde, podrá llevarse a cabo el procedimiento constructivo de forma normal de acuerdo con las especificaciones del proyecto.
- Amarillo: rango de atención y revisión. Si los puntos medidos entran en la franja amarilla, siempre y cuando se mantengan más cerca del rango verde que del rojo, podrá continuarse con el procedimiento de relleno y compactación normal; si los puntos comienzan a acercarse a la franja roja, deberán aligerarse los medios de compactación y deberán colocarse nuevas secciones de convergencias cercanas (± 3 a 5 m) a las que están acercándose a la zona crítica para verificar que no existan anomalías o errores en las mediciones. También deberán intensificarse las lecturas en el tiempo y se deberá inspeccionar la estructura en busca de posibles zonas de agrietamiento.
- Rojo: rango de toma de medidas extraordinarias. Intensificar la frecuencia de medición a dos veces por día; si se mantiene la velocidad de deformación por más de dos días, suspender el proceso de relleno y compactación temporalmente y verificar si los movimientos se atenúan y estabilizan; revisar y, en su caso, adecuar el proceso constructivo de relleno; inspeccionar la eventual aparición de grietas tanto en el cuerpo del relleno como en la estructura del túnel falso. En caso de que las deformaciones no se estabilicen, descargar el túnel falso para evitar que continúe deformándose; efectuar un retro-análisis con miras a implementar y definir una elevación del relleno que sea soportable para la estructura del túnel.

10. Revisión estructural y diseño

El diseño de la estructura de concreto reforzado del túnel falso se reduce a un problema bidimensional con las siguientes combinaciones de acciones:



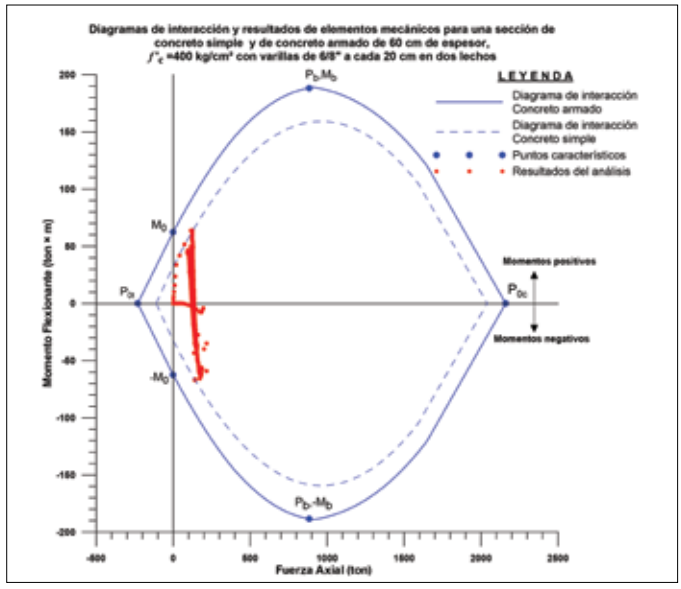


Figura 17. Umbrales y rangos de comportamiento deformacional para la Línea C de convergencias.

Figura 18. Diagramas de interacción y resultados de elementos mecánicos en la bóveda, obtenidos del análisis para el caso 4.

a) Flexocompresión (en clave y hastiales)
b) Cortante (en paredes)

La revisión por flexocompresión se realizó verificando que el efecto combinado de fuerza axial y momento flexionante en ningún caso fuera superior a la resistencia de la estructura. Los elementos mecánicos se obtuvieron directamente de los elementos sólidos del medio continuo modelizados mediante la ley constitutiva de Mohr-Coulomb.

La estructura de la bóveda y la losa de fondo fueron diseñadas por separado ya que tienen una unión estructural y solicitaciones distintas. La revisión se realizó para las combinaciones de fuerzas axiales y momentos del caso 4 (Tabla 2, Figura 11 y Figura 12), ya que se considera que es el que tiene las mayores solicitaciones bajo funcionamiento normal. Los casos extraordinarios (saturación, flujo y caso crítico sin compactación) fueron asimismo revisados para verificar que con la sección resistente propuesta tengan un buen margen de seguridad

Con el fin de conocer las distintas combinaciones de fuerza que puede soportar cada elemento, a partir de su geometría (rigidez), de la resistencia del concreto (f'_c) y del acero (f_y), se determinaron los diagramas de interacción presentados a continuación, considerando también el acero de refuerzo propuesto para la estructura.

En este caso, el refuerzo propuesto constó de varillas del número 6, tanto en el sentido transversal como longitudinal, separadas cada 20 cm. El concreto hidráulico se diseñó para un f'_c= 400 kg/cm^2.

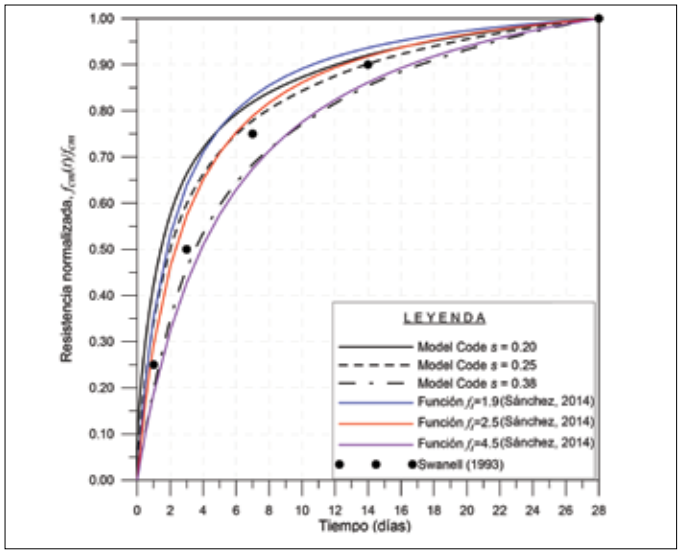
La Figura 18 muestra el diagrama de interacción y los resultados de los elementos mecánicos en la estructura con espesor de 60 cm, para la etapa final del cálculo.

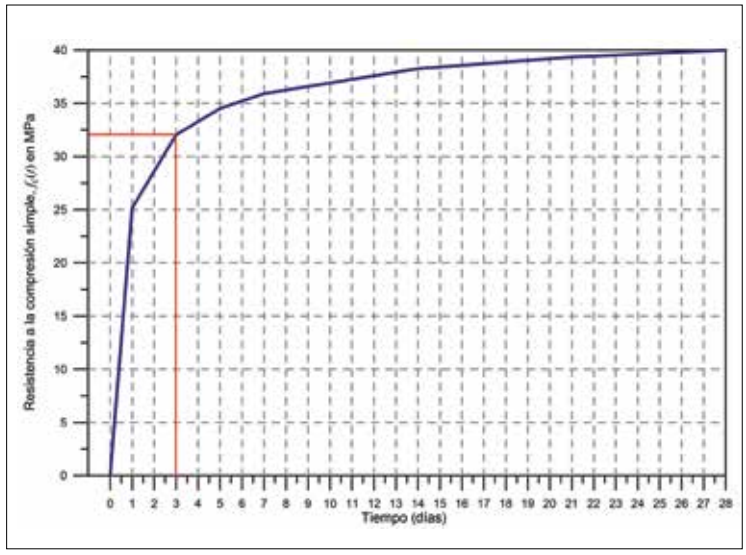
Es importante destacar que un modelo constitutivo como el empleado en estos análisis (*concrete model*) únicamente es capaz de representar el comportamiento del concreto en masa y no observar la presencia del acero de refuerzo. Por esta razón, en la Figura 18 se incluye también el diagrama de interacción para el concreto simple, con el fin de demostrar cómo los elementos mecánicos se posicionan sobre él; este efecto se logra gracias a que la formulación elastoplástica (tenso-deformacional) coincide con la distribución de esfuerzos y deformaciones sobre la sección resistente a partir de la cual se genera el diagrama de interacción, es decir, los puntos sobre el diagrama de interacción del concreto simple representan las zonas del revestimiento en las que el concreto está en régimen de rotura; luego, al colocar el diagrama de interacción del concreto armado, se demuestra que el acero de refuerzo absorberá las fuerzas que el concreto ya no es capaz de resistir, colocando a la sección dentro de un margen de resistencia aceptable.

Por otro lado, al tratarse de una construcción secuencial del relleno, los elementos mecánicos y los desplazamientos fueron revisados en cada capa y su evolución fue analizada: en todas las etapas se verificó que las solicitaciones no sobrepasaran la resistencia definida por el diagrama de interacción.

11. Evolución de la rigidez y la resistencia con fines de descimbrado

En cálculos tensodeformacionales de estructuras como la que aquí se trata es común tomar en cuenta el paso del tiempo durante la simulación de los procesos constructivos. En los análisis, así como en la revisión estructural del concreto, es posible hacer variar la resistencia y para





Izquierda: Figura 19. Aproximaciones para la evolución de la resistencia del concreto.

Derecha: Figura 20. Curva de ganancia de resistencia para el diseño de la mezcla.

ello pueden usarse recomendaciones de varios manuales y los datos de laboratorio proporcionados por la contratista.

Por su parte, el CEB-FIP Model Code-2010 (sección 5.1.9), establece que, para una temperatura promedio de 20° y un curado acorde con el ISO 1920-3, en concretos normales, la resistencia a distintas edades fcm(t) puede estimarse de:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) f_{cm} \tag{4}$$

donde:

$$\beta_{cc}(t) = \exp\left\{ s \cdot \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right] \right\} \tag{5}$$

Con $f_{cm}(t)$ como la resistencia promedio (MPa) para un tiempo t (días) y f_{cm} como la resistencia promedio (MPa) a los 28 días. La función $\beta_{cc}(t)$ determina la ganancia de resistencia en el tiempo, siendo s un coeficiente que depende de la clase de cemento empleado: normal, s = 0.38; rápido, s = 0.25 y más rápido, s = 0.20.

En la gráfica de la Figura 19 se muestra la evolución de la resistencia normalizada del concreto, para distintos valores del parámetro s [ecuación (5)].

De acuerdo con las actuales necesidades de la construcción de la carretera Mitla-Tehuantepec es muy probable que se requiera descimbrar la bóveda en edades tempranas del concreto, por lo cual se deberá emplear concreto de resistencia rápida (RR), ya que tiene curvas de ganancia de resistencia más pronunciadas que las de los concretos convencionales.

Para el diseño de este túnel falso se especifica un concreto con endurecimiento tal que a los tres días la mezcla haya alcanzado al menos el 80% de su resistencia característica. Aplicando un factor s = 0.67 en la ecuación (5), se obtiene una curva de ganancia de resistencia como la que se muestra en la Figura 20.

Esta ley de ganancia de resistencia fue introducida en el programa de elementos finitos para simular el comportamiento del concreto en distintas edades y así definir el tiempo mínimo de descimbrado.

El Comité Euro-international du Beton (CEB, 2013) propone una relación que gobierna la evolución del módulo de elasticidad del concreto y que se expresa de la siguiente manera:

$$E_{ci}(t) = \beta_E(t) E_{ci} \tag{6}$$

donde:

$$\beta_E(t) = [\, \beta_{cc}(t) \,]^{0.5} \tag{7}$$

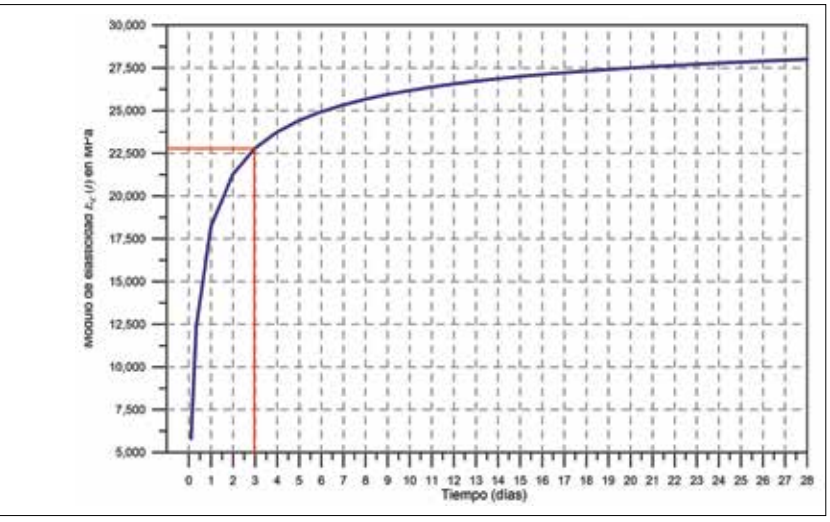
y a su vez:

$$\beta_{cc}(t) = exp\left\{ s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right] \right\} \tag{8}$$

donde: $E_{ci}(t)$: módulo de elasticidad, en MPa, a una edad t, en días; Eci: módulo de elasticidad a los 28 días, en MPa; $\beta_E(t)$: coeficiente que depende de la edad del concreto, t en días; $\beta_{cc}(t)$: la función que describe la evolución de la resistencia del concreto en el tiempo, y s: un coeficiente que depende de la clase de cemento.

La Figura 21 muestra el comportamiento de esta ley, utilizando un parámetro s = 0.20 y considerando un módulo de elasticidad a los 28 días (E_{c28}) de 28,000 MPa. Puede observarse que a los tres días se debería tener un módulo de elasticidad de 22,600 MPa, equivalente al 81% del módulo a los 28 días.

Al igual que en el caso de la resistencia del concreto, esta ley de endurecimiento fue



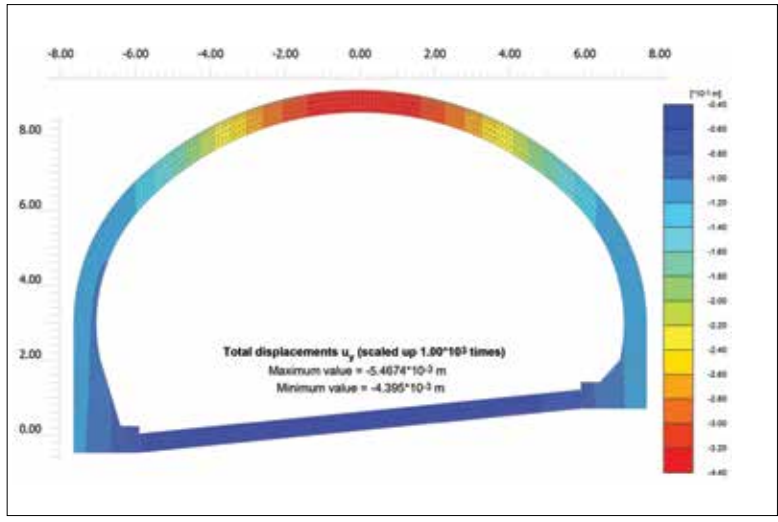


Figura 21. Curvas de ganancia de rigidez del concreto en el tiempo.

Figura 22. Campo de desplazamientos verticales al retirar la cimbra de la estructura del túnel falso a la edad de dos días.

introducida en el código de análisis numérico para ser aplicada durante la simulación del fraguado.

11.1. Resultados del cálculo

Se llevaron a cabo varias pruebas para definir la edad mínima en que podrá ser descimbrado el túnel falso. En los cálculos se verifica que se cumpla con los estados límite de falla y servicio establecidos en el RC-CDMX (2017). Para este análisis se consideró el uso de un concreto de resistencia rápida, el cual en tres días deberá alcanzar al menos el 80% de su resistencia característica a la compresión.

En los análisis de descimbrado se tomó en cuenta únicamente la acción del peso propio del concreto reforzado.

La deflexión permisible según el reglamento se calcula como:

$$\Delta_{perm} = \frac{l}{240} + 0.5 \qquad (9)$$

Considerando un claro de 14 m (sin tomar en cuenta la zona de curvatura de la estructura), se obtiene:

$$\Delta_{perm} = 6.33 \text{ cm}$$

Por otro lado, la expresión para obtener el momento resistente a la flexión pura es:

$$M_R = 0.9 \times b \times d^2 \times f''_c \times q \left(1 - \frac{q}{2}\right) \qquad (10)$$

donde b es el ancho de la sección (en este caso unitario); d, el peralte efectivo ($h-r$ = 60 cm − 7.5 cm); $f''_c = 0.8 \times 0.85 \times f''_c$ y q, el índice de refuerzo que se expresa como:

$$q = \rho \times \frac{f_y}{f''_c} \qquad (11)$$

donde ρ es la cuantía de acero de la sección [$As/(bd)$ = 0.0019] y f_y = 4,200 kg/cm^2.

Sustituyendo, se obtienen los momentos resistentes de la sección para las distintas edades del concreto en el centro del claro, los que se muestran en la Tabla 3. Nótese que las fórmulas anteriores no consideran la resistencia a la tensión del concreto, razón por la cual los momentos resistentes son menores a los del diagrama de la Figura 18.

Se hicieron pruebas de descimbrado para 2, 3, 5, 7 y 10 días y se observó que a partir del día 7 la deflexión en la clave cumple con la especificación dada por la ecuación (9).

En la Figura 22 se muestran los contornos de los desplazamientos generados por el modelo al momento de retirar la cimbra de la estructura, asumiendo que para ese instante el concreto tiene una edad de dos días; se puede apreciar que el desplazamiento máximo se presenta en la clave con una magnitud del orden de los 5 mm. Este valor se encuentra dentro de los límites de servicio permisibles establecidos en el RC-CDMX (2017).

$$u_y = 4.4 \text{ mm} <<< \Delta_{perm} = 63.3 \text{ mm}$$

En la Figura 23 aparece el diagrama de interacción correspondiente a la sección de la estructura de 60 cm, para una edad del concreto de dos días. En ella se puede apreciar que los elementos mecánicos que actúan sobre la estructura al momento de descimbrar el túnel son resistidos adecuadamente por la sección del concreto siempre y cuando se garantice que para ese instante se ha alcanzado la resistencia correspondiente (Figura 20).

12. Conclusiones

La metodología de modelización y análisis de túneles falsos presentada en este artículo es el

Tabla 3.
Momentos resistentes para flexión pura en la clave para distintas edades del concreto.

Edad	f'_c	f''_c	q	M_R
1	252	214	0.053	27.5
3	320	272	0.042	27.7
5	345	293	0.039	27.7
7	359	305	0.037	27.8
14	383	325	0.035	27.8
21	393	334	0.034	27.8
28	400	340	0.034	27.8

producto de muchos años de investigación y desarrollo, desde los artículos pioneros de Kovari y colaboradores, pasando por el desarrollo de modelos constitutivos que se adecuan a la fenomenología que exhiben los procesos de relleno y compactación, hasta la implementación de leyes de comportamiento capaces de representar particularidades muy avanzadas del comportamiento del concreto.

A partir de lo analizado en este documento, es posible apreciar la gran importancia de llevar a cabo un control deformacional de la estructura del túnel falso mediante mediciones de convergencias durante todo el proceso de relleno y compactación, con el objetivo de establecer si el comportamiento se está dando dentro de los márgenes de normalidad esperados o si existe alguna situación anómala que amerite una revisión o la toma de medidas extraordinarias de corrección.

Normalmente se trata de estructuras delicadas y cualquier falta de cumplimiento de las especificaciones de construcción, tanto de la calidad del concreto como de la granulometría y compactación del relleno confinante, así como de su colocación perfectamente simétrica, puede tener como consecuencia deformaciones indeseables o la rotura de la bóveda.

Hoy en día las obras de túneles falsos en carretera son cada vez más comunes y, además del efecto estabilizador que proporcionan a los taludes del corte, una de sus grandes ventajas es la recuperación de tierras perdidas por los cortes, ya sea para su aprovechamiento agrícola y ganadero, como para zonas de esparcimiento o pasos de fauna. Por lo anterior, en estas obras también es importante proteger el cuerpo del material de restitución (terraplén) con un sistema de geomanta fértil, misma que, además de evitar la erosión, proporcionará una estabilidad adicional ante posibles roturas generadas por el agua.

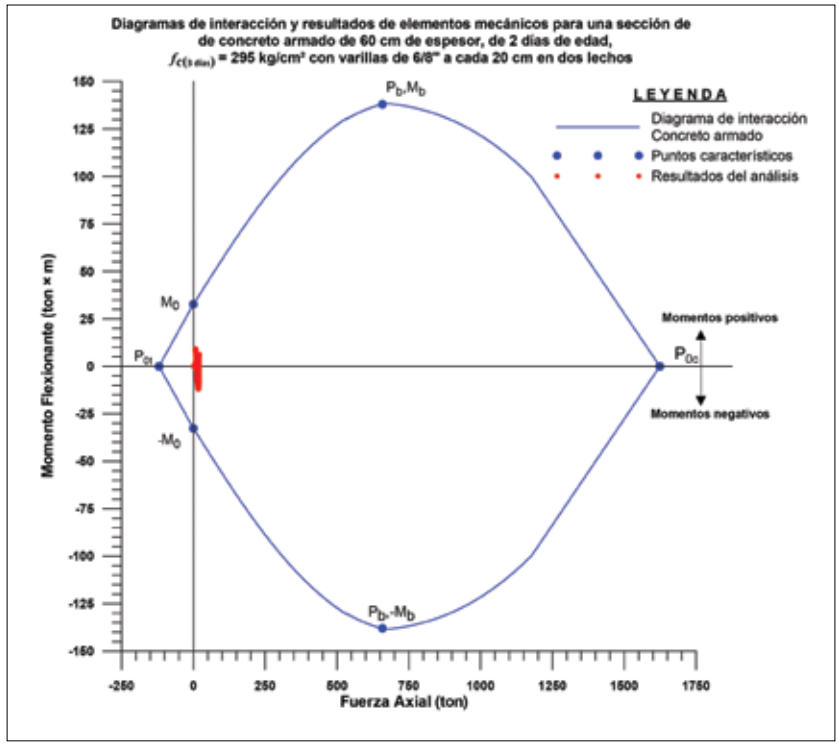


Figura 23. Diagrama de interacción y resultados de elementos mecánicos en la estructura con espesor de 60 cm (hastiales), para la etapa en la que se retira la cimbra del túnel falso.

Referencias

1. American Society for Testing and Materials (ASTM). (2012). "Standard Test Method for Nonrepetitive Static Plate Load Tests of Soils and Flexible Pavement Components, for Use in Evaluation and Design of Airport and Highway Pavements". ASTM International. D1196 / D1196M-12. West Conshohocken, PA. En www.astm.org/Standards/D1196.htm.
2. Brinkgreve, R.B.J. and P.A. Vermeer. (1997). *Plaxis Finite Element Code for Soil and Rock Analysis-Version 7*. Balkema. Rotterdam.
3. Brinkgreve, RBJ. (2005). "Selection of Soil Models and Parameters for Geotechnical Engineering Application". JA Yamamuro y VN Kaliakin (eds.), ACSE, Geotechnical Special Publication, 128, 69-98.
4. Comite Euro-International du Beton. (2010). "Model Code 2010. First Complete Draft". Fib Bulletin, 55, vols. 1 y 2.
5. Duncan, J. M. y C. Y. Chang. (1970). "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils". Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ACSE, 96(SM5), 1629-1653.
6. Hoek, E. (1995). *Practical Rock Engineering*. A.A. Balkema. Rotterdam.
7. Kondner, R. (1963). "Hyperbolic Stress-Strain Response of Cohesive Soils". J.S.M.F.D., ACSE, 89(SM1).
8. Kovari, K. and A. Tisa. (1982). "Computational Model for Cut-and-Cover Tunnels Based on Field Measurements", ETH, Zurich. Proceedings of the 4th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics. Edmonton, Canada. May 31-June 4.
9. Kovari, K. and P. Fritz. (1984). "Recent Development in the Analysis and Monitoring of Rock Slopes". Proc. IV Int. Symp. on Landslides. Toronto, Canada.
10. Ministerio de Obras Públicas y Transportes. (1989). *Manual de terraplenes y pedraplenes.* MOPT. España.
11. Sánchez, F. (2014). "Ingeniería de túneles". Reg. # 03-2015-012110003000-1, SEP-INDAUTOR. México.
12. Schanz, T. (1998). "Zur modellierung des mechanischen verhaltens von reinbungsmaterialien". Inst fur Geotechnik, 45. Universitat Stuttgart.
13. Secretaría de Comunicaciones y Transportes (SCT). (2006). "M-MMP-1-09/06, Libro: MMP. Métodos de muestreo y prueba de materiales, Parte: 1. Suelos y materiales para terracerías, Título: 09. Compactación AASHTO", en *Manual de diseño y construcción de túneles de carretera,* SCT, México.

Protección de la Catedral de Guadalajara debido a la construcción de un túnel

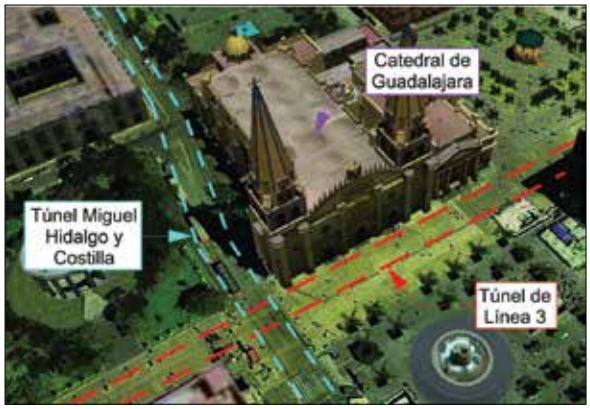
Miguel Ángel Díaz Guzmán
Ingeniero de proyectos, Instituto de Ingeniería, Universidad Nacional Autónoma de México (UNAM) / **mdiazgu@iingen.unam.mx**

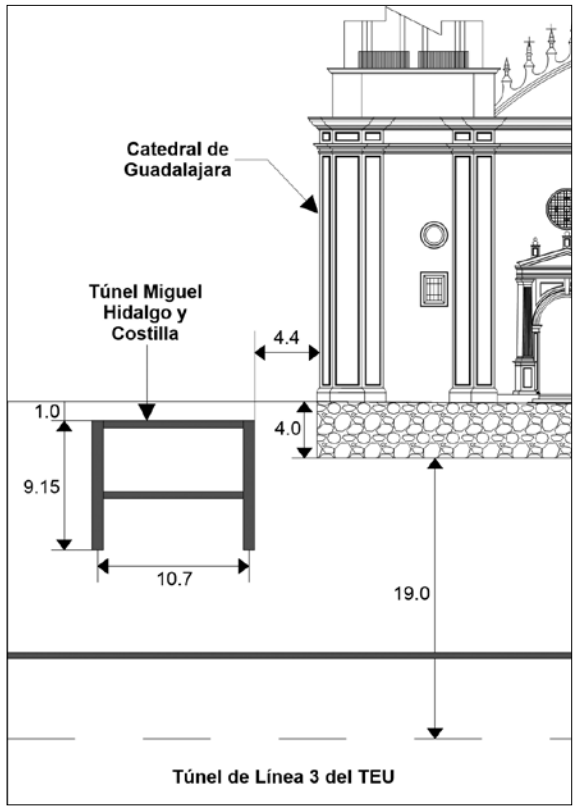
Efraín Ovando Shelley
Subdirector del Departamento de Estructuras y Geotecnia, Instituto de Ingeniería, UNAM / **oeovs@pumas.ii.unam.mx**

Eduardo Botero Jaramillo
Investigador, Instituto de Ingeniería, UNAM / **eboteroj@iingen.unam.mx**

La Catedral de Guadalajara fue protegida contra posibles asentamientos inducidos por el proceso de excavación de un túnel frente a su fachada principal. La protección se efectuó mediante la instalación de tableros de muro tipo Milán. En este trabajo se presentan los resultados de análisis numéricos efectuados para determinar el aporte de estos elementos de protección en la mitigación de asentamientos en esta estructura histórica. Los resultados muestran que la instalación de estos componentes redujo hasta en 40% los posibles asentamientos de la estructura.

Guadalajara / Línea 3 / Movilidad / Estructura de protección / Asentamientos





Izquierda:
Figura 1. Sitio de estudio.

Derecha:
Figura 2. Esquema del túnel Miguel Hidalgo y Costilla en sección transversal.

1. Introducción

Para el proyecto de construcción de la Línea 3 del Sistema de Tren Eléctrico Urbano (STEU) de Guadalajara, el control de afectaciones en estructuras colindantes fue un aspecto de gran importancia. La principal edificación estudiada fue la Catedral de Guadalajara, una de las construcciones históricas más emblemáticas de la ciudad. A manera de protección, fueron construidos elementos rígidos entre la estructura de la Catedral y el sitio de excavación del túnel de la Línea 3.

En este artículo se analiza el aporte de estos componentes en la mitigación de asentamientos en la Catedral. El estudio se realizó con base en una modelación numérica, simulando el tramo de avance que abarca el sitio de la Catedral. Se incluyeron todas las estructuras importantes que interactúan en la zona y se simuló el proceso de excavación a fin de reproducir las deformaciones medidas in situ. Posteriormente se simuló, bajo los mismos parámetros, el proceso de excavación en ausencia de estructuras de protección. Al comparar los resultados se pueden estimar cuáles podrían haber sido los asentamientos de la Catedral en ausencia de las medidas de protección implementadas.

2. Sitio de estudio

La Catedral de Guadalajara se localiza entre los cadenamientos 11+100 km y 11+300 km del trazo de la Línea 3. Este punto fue de gran interés durante las etapas de diseño y revisión del proyecto del TEU, dado a que existe una interacción entre el túnel de línea, la Catedral y el túnel vehicular Miguel Hidalgo y Costilla, como se muestra en la Figura 1.

2.1. Catedral de Guadalajara

La Catedral, Basílica de la Asunción de María Santísima de Guadalajara, también conocida de forma popular como la Catedral de Guadalajara, es la obra religiosa más emblemática de esta ciudad. De acuerdo con registros históricos, el inicio de su construcción data del año 1561, teniendo su última intervención mayor en 1850.

La edificación cuenta con una extensión de 80 m en su fachada principal, 74 m en sus fachadas laterales y 72 m en su fachada posterior. La altura de la cubierta principal es de aproximadamente 20 m. En su parte frontal presenta dos torres con una altura aproximada de 65 m a partir del nivel de rodamiento de la avenida Fray Antonio Alcalde. La estructura está cimentada con una losa de mampostería que se desplanta a una profundidad de 4 m. Las presiones de contacto al nivel de la cimentación son de aproximadamente 500 kPa en las huellas de las torres y de 200 kPa para el resto de la estructura (Padilla et al., 1980).

2.2. Túnel Miguel Hidalgo y Costilla

El túnel vehicular Miguel Hidalgo y Costilla data de 1970 y fue construido como parte de un proyecto de movilidad de la ciudad. En su trazo original contaba con una longitud de 600 m, la cual se extendió durante la construcción del nuevo mercado Corona. El túnel es de sección rectangular, construido mediante dos muros pantalla de pilas de concreto reforzado de 0.8 m de diámetro y dos losas de 0.5 m de espesor. La sección transversal del túnel cuenta con 10.7 m de separación entre el eje de los muros, y una altura libre de 4.5 m. Las pilas tienen 9.15 m de longitud, y están desplantadas a 10.15 m de profundidad. La separación

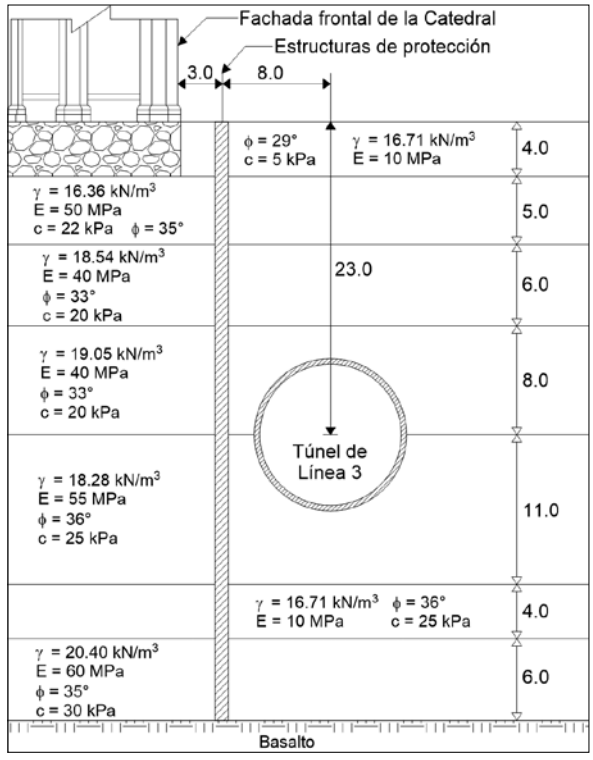


Figura 3. Construcción de las estructuras de protección.

Figura 4. Esquema del túnel de la Línea 3 en sección transversal.

longitudinal entre las pilas es de 1 m, y entre ellas existe un muro de concreto lanzado. Como se muestra en la Figura 2, este túnel colinda con la fachada lateral norte de la Catedral, teniendo una separación mínima de 4.4 m en la cercanía de la torre norte (Padilla et al., 1980).

2.3. Túnel de la Línea 3

El túnel de la Línea 3 tiene una longitud de 5.5 km; es de sección circular con un diámetro exterior de 11.2 m. Fue construido de forma mecanizada con una excavadora TBM (*tunnel boring machine*). El sistema de sostenimiento del túnel es de anillos de dovelas prefabricadas de 0.4 m de espesor. En el sitio de estudio, el centro del eje de avance de excavación se localiza a 23 m de profundidad. La separación entre el paño de la fachada frontal de la Catedral y el centro de eje de avance del túnel es de 11 metros.

3. Estructuras de protección

Debido a la cercanía del túnel de la Línea 3 con la estructura de la Catedral, algunas medidas preventivas fueron analizadas. De los resultados de estos estudios (Botero et al., 2017), se determinó que la medida más eficiente era la construcción de muros diafragma entre el túnel de la Línea 3 y la fachada frontal de la Catedral, como se muestra en la figura 3. Estos muros trabajan como una barrera física que delimita el campo de desplazamiento, mitigando los asentamientos inducidos por el proceso de excavación sobre la estructura (Harris, 2001; Bilotta y Russo, 2006; Bilotta, 2008).

Los muros diafragma tienen un ancho de 2.7 m y un espesor de 1 m. El desplante de los muros se ejecutó hasta una profundidad de 44 m, punto de contacto con el basamento de roca basáltica (Figura 4). Se construyeron en total 27 tableros con una separación de 0.4 m entre ellos.

4. Modelo numérico

El estudio del aporte de las estructuras de protección en la mitigación de asentamientos inducidos en la Catedral se realizó por medio de modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas. Como se muestra en la Figura 5, estos modelos tienen dimensiones de 146 x 146 m, y abarcan una distancia aproximada de 15 m previos y posteriores a las estructuras relevantes. El depósito de suelo se modeló hasta la profundidad del macizo rocoso; en total se modelaron siete estratos de suelo con las características descritas en la Figura 4.

Tabla 1. *Parámetros mecánicos de modelación de estructuras.*

Parámetro	*Unidades*		
Catedral			
Módulo de Young de la mampostería	E_m	MPa	530
Coeficiente de Poisson	v	-	0.2
Peso volumétrico de la mampostería	γ_m	kN/m^3	10
Túnel Miguel Hidalgo y Costilla			
Resistencia a compresión	$f'c$	MPa	20
Módulo de Young	E	GPa	19.4
Coeficiente de Poisson	v	-	0.2
Peso volumétrico	γ	kN/m^3	24
Túnel de Línea 3			
Espesor de dovelas	b	m	0.4
Peso volumétrico	γ	kN/m^3	24
Resistencia a compresión	$f'c$	MPa	35
Coeficiente de Poisson	v	-	0.2
Módulo de Young a sección continua	E_{sc}	GPa	26.2
Relación de espesores	β	-	1.0
Factor de reducción*	η	-	0.8
Módulo de Young a sección con juntas	E_{sj}	GPa	21.0
Estructuras de protección			
Resistencia a la compresión	$f'c$	MPa	15
Módulo de Young	E	GPa	9.6
Coeficiente de Poisson	v	-	0.2
Peso volumétrico	g	kN/m^3	24

* Factor de reducción de rigidez de los anillos de dovelas (Peña y Basurto, 2013).

Las estructuras fueron modeladas empleando elementos estructurales. Para la modelación de las pilas que conforman los muros pantalla del túnel Miguel Hidalgo y Costilla se utilizaron elementos tipo viga. Para la modelación de las losas, muros y del sistema de sostenimiento del túnel de la Línea 3 se emplearon elementos tipo placa. Las propiedades mecánicas empleadas en la modelación se presentan en la Tabla 1.

En el primer modelo, se reprodujeron los niveles de deformación medidos in situ. Este modelo contempló el avance de la excavación considerando los muros diafragma de protección. Posteriormente, en el segundo modelo, se emplearon los mismos parámetros mecánicos pero sin estructuras de protección. De esta manera se buscó simular una condición de deformación crítica, donde la Catedral se viera afectada por el mecanismo de deformación del suelo debido a la excavación, sin una barrera que lo delimitara.

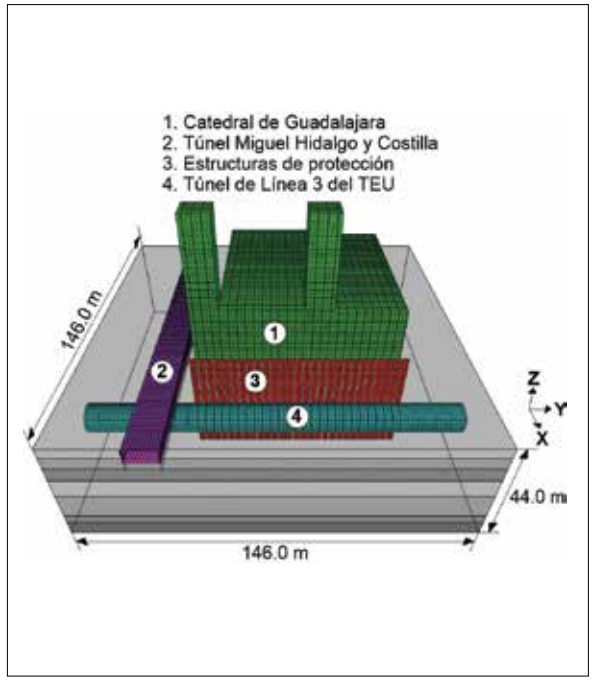


Figura. 5. Modelo númerico en FLAC3D.

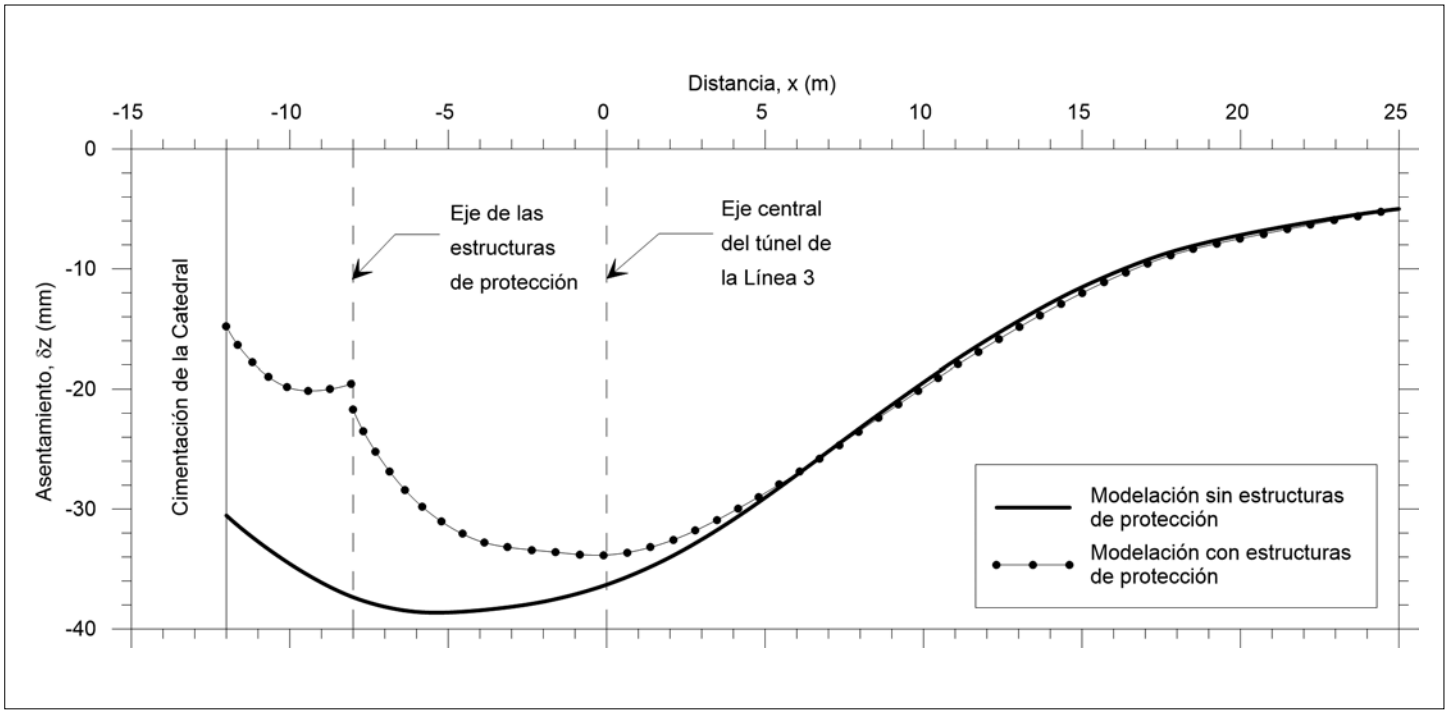


Figura 6. Perfil de los asentamientos del túnel de la Línea 3 en sección transversal.

5. Resultados

Se compararon los resultados de ambas modelaciones en términos de los asentamientos a nivel de superficie en la sección transversal, al avance del túnel de la Línea 3. Asimismo, se compararon los asentamientos a nivel de la cimentación de la Catedral.

5.1. Asentamientos en la sección transversal

En la Figura 6 se presenta el perfil de asentamientos superficiales en la sección transversal al avance del túnel de la Línea 3. En el modelo con protecciones, el asentamiento máximo se localiza al centro de eje de avance de excavación, con una magnitud de 33.83 mm. En ausencia de las protecciones, el asentamiento máximo se desplaza 6 m del centro de excavación, hacia la estructura de la Catedral, y su magnitud aumenta a 38.58 milímetros.

A la distancia del paño de las estructuras de protección, el asentamiento máximo aumenta de 21.7 a 37.3 mm, lo cual representa una reducción del 41%. Bilotta (2008) establece un criterio para el análisis del aporte de estructuras de mitigación de asentamientos por tuneleo. Este criterio mide la eficiencia en una escala de 0 a 1, donde 0 es un aporte nulo y 1 representa una mitigación completa. De acuerdo a los resultados, el aporte de los muros diafragma en el control de asentamientos de la estructura puede ser considerado como un aporte medio, con un valor cercano a 0.5. Esto indica que sí existe una reducción considerable de asentamientos, pero no una mitigación total.

5.2. Asentamientos de la Catedral

En la Figura 7 se presentan los contornos de los isovalores de asentamiento de la planta de cimentación de la Catedral. De los resultados de ambos modelos se observó que la estructura muestra un comportamiento flexible. Ésta sigue el mecanismo de deformación del suelo, solamente afectándose una parte de la estructura. En este caso, la fachada frontal es la que concentra el asentamiento, y estos asentamientos afectan los primeros 30 m de estructura a partir de la fachada frontal.

En términos de la magnitud de los asentamientos, se observó que las estructuras de protección brindaron un gran aporte en su mitigación. Para ambos modelos, el asentamiento máximo se presenta sobre la fachada frontal, al centro de la torre sur. La presencia de las estructuras de protección reduce el asentamiento máximo de 34 a 18 mm, lo cual representa una reducción del 48%. El asentamiento mínimo se presenta en la esquina sur de la estructura, donde el asentamiento se reduce de 14 a 8 mm, es decir, una reducción del 43 por ciento.

6. Conclusiones

En el presente trabajo se evaluó el aporte de la construcción de tableros de muro diafragma a manera de una barrera física entre la estructura de la Catedral de Guadalajara y el sitio de excavación del túnel de la Línea 3 del Sistema de Tren Eléctrico Urbano. La finalidad de estas estructuras fue delimitar, a manera de una frontera rígida, la influencia del mecanismo de deformación del suelo debido a la excavación del túnel.

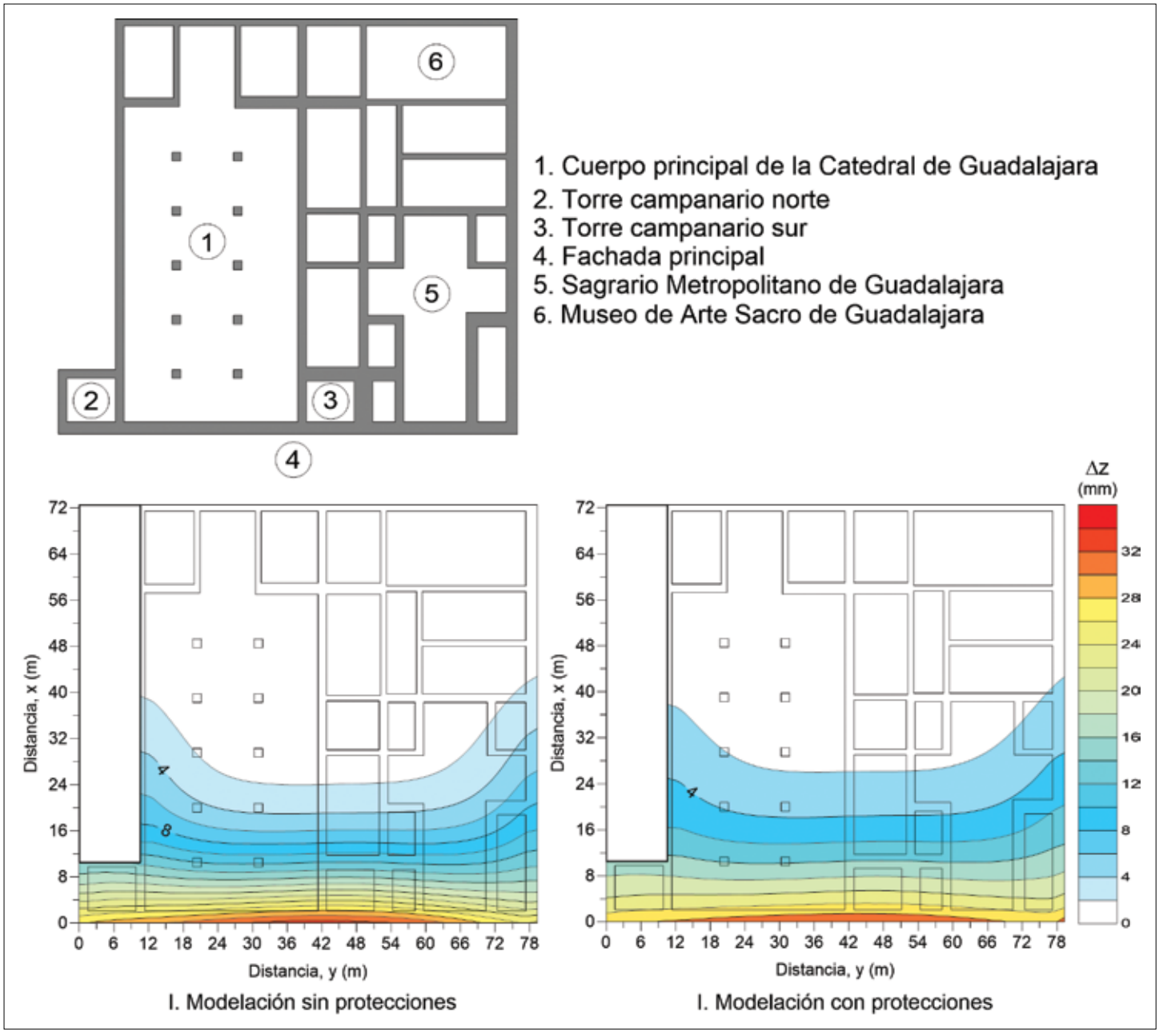


Figura 7. Asentamientos a nivel de cimentación en la estructura de la Catedral.

De los resultados obtenidos en las modelaciones numéricas, se determinó que la colocación de las estructuras de protección redujo la magnitud de los asentamientos de la estructura de la Catedral alrededor de un 40 por ciento.

La estructura de la Catedral presenta un comportamiento flexible. Esta tiende a seguir el mecanismo de deformación del suelo debido al proceso de excavación. Sólo la sección ubicada en los primeros 30 m, a partir de la fachada principal, se ve afectada por los asentamientos.

Referencias

Bilotta, E. (2008). "Use of Diaphragm Walls to Mitigate Ground Movements Induced by Tunnelling". Geotechnique, 58(2), 143-155.

Bilotta, E. and G. Russo. (2006). "Numerical Study of a Measure for Mitigating Ground Displacements Induced by Tubbelling", en *Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground*. Taylor and Francis. London, 357-362.

Botero, E., E. Ovando and O. San Róman. (2017). "3D Numerical Study of Protective Actions and Risk Mitigation During the Construction of Underground Structures Near Historic Buildings in Guadalajara City". Proceedings of the 19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 1679-1682.

Harris, D. I. (2001). "Protective Measures", en J. Burland, J. R. Standing and F. M. Jardine (eds.), *Building Response to Tunnelling: Case Studies from Construction of the Jubilee Extension*. Thomas Telford Pub. London, 135-176.

Padilla, E., H. Zambrano y F. de la Mora. (1980). "Experiencias en la construcción de un túnel vehicular en suelos pumíticos". X Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Morelia, Michoacán, 43-52.

Peña, F. y B. Basurto. (2013). "Factor de reducción de rigidez para túneles dovelados". 3° Simposio Internacional sobre Túneles y Lumbreras en Suelos y Roca. CDMX. 7 y 8 de noviembre.

Doctor Antonio Gens Solé

El profesor Gens Solé es ingeniero de caminos, canales y puertos de la Universidad Politécnica de Madrid, maestro en ciencias y doctor por parte del Imperial College de Londres. Se desempeña como profesor titular de la Universidad Politécnica de Cataluña desde 1983, y como catedrático desde 1988. Ha ocupado numerosos cargos académicos, en los que destaca la vicepresidencia de la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica en el periodo 2013-2017; ha participado en cientos de congresos y simposios internacionales, impartiendo más de 100 conferencias plenarias invitadas. Cuenta con más de 400 publicaciones en revistas arbitradas y congresos nacionales e internacionales, y con más de 20,000 citas a sus trabajos, según Google Scholar. Es director de más de 25 tesis doctorales y numerosas tesis de maestría y licenciatura. Ha recibido numerosos reconocimientos, entre los que destaca la prestigiosa Rankine Lecture, la distinción más importante en ingeniería geotécnica del mundo.

¿Qué fue lo que lo motivó a inclinarse por la ingeniería geotécnica?
Cuando estaba finalizando los estudios de ingeniería civil, o ingeniería de caminos, como le decimos en España, pensé: ¿en qué campo me voy a especializar? La impresión que tenía en ese entonces era que, por ejemplo, algo que atraía mucho era la ingeniería estructural. Sin embargo, esta disciplina ya estaba muy codificada, y parecía bastante resuelta, mientras que en ingeniería geotécnica, los conceptos no parecían bien asentados, y se veía que aún quedaba mucho por hacer. Esto le daba un atractivo científico muy importante y fue lo que más me llamó la atención para dedicarme a ella.

En su opinión, ¿qué tanto pesan los programas de exploración durante la etapa de factibilidad de un proyecto, y cuánto considera que es el presupuesto que debería destinarse a la exploración?
Evidentemente la importancia es mucha; en ingeniería geotécnica es fundamental. Suelo decir a mis estudiantes que, si uno tiene un problema grave, definiendo como problema grave cuando terminas en los periódicos, raramente es porque has hecho el cálculo utilizando la fórmula A y no la B. Más frecuentemente, los problemas graves se originan por un mal reconocimiento del terreno; estabas solucionando el problema A cuando lo que tenías era el problema B.

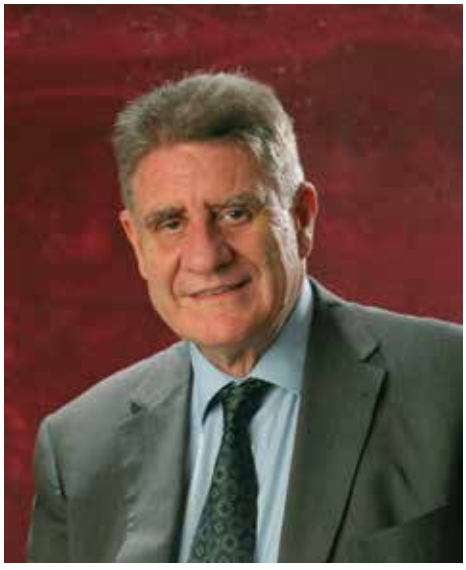
Respecto al presupuesto, no voy a dar una cifra porque creo que no se puede dar. En ingeniería geotécnica cada caso es distinto y debe examinarse en sus méritos. La cantidad de reconocimiento que necesitas depende principalmente de dos cosas: de la importancia del proyecto y de la variabilidad del terreno.

¿Cuál ha sido el reto más grande que ha tenido que superar?
Desde el punto de vista profesional, no hay uno que me destaque especialmente sobre otros. Por ejemplo, fue interesante y tuvimos que prestar mucha atención hace unos ocho o nueve años, cuando hubo una rotura muy importante en el puerto de Barcelona. Como 600 metros de un muelle de cajones se rompieron y se desplazaron, algunos de ellos hasta 80 o 90 m; fue una catástrofe importante. En aquel entonces estuve en el comité investigando la rotura, y llegamos a las conclusiones de lo que había ocurrido. Pero lo más interesante fue que también intervinimos directamente en la reconstrucción. Tuvimos que trabajar con factores de seguridad muy justos. Por ejemplo, se diseñó una precarga, que eventualmente iba a mejorar el terreno, pero inicialmente estaba cerca de una condición de inestabilidad. Por lo tanto, tuvimos que ir con mucho cuidado, apoyándonos en el método observacional. Este proyecto representó un desafío muy importante.

Para esfuerzos in situ en excavaciones subterráneas, ¿qué criterio recomienda para determinar el valor de la relación entre esfuerzos horizontales y verticales a grandes profundidades?
En obras importantes lo que se intenta es medir estos esfuerzos in situ, aunque no es fácil. Hay rocas en las cuales es casi imposible. Hay recopilaciones de datos en donde se observa que a medida que descendemos a grandes profundidades estos valores de relación de esfuerzos van disminuyendo, pero en un caso concreto, yo creo que hay pocas alternativas.

¿Cuál es el efecto térmico en la respuesta de una excavación?
Un ejemplo de esto es en el almacenamiento geológico de residuos nucleares. Los de alta actividad son exotérmicos y generan temperaturas significativas. Se ha hecho mucha investigación al respecto, y se ha visto que temperaturas de entre 30 y 40 grados no parecen dañar demasiado a la roca.

Otro caso, en donde estuve involucrado tangencialmente, es el de un gran muro curvo en una ciudad cerca de Barcelona, en el que parecía que los efectos térmicos daban lugar a una especie de movimiento acumulado del muro hacia el exterior. Cuando éste se desplazaba, el material granular que contenía rellenaba el espacio anular, de tal forma que cuando se enfriaba el muro, no podía regresar, dando lugar a una acumulación de desplazamientos.



¿Existen proyectos que se estén desarrollando actualmente en la Universidad Politécnica de Cataluña respecto al desgaste de herramientas de corte en excavaciones con TBM?
Actualmente no. La actividad de túneles en España, en general con la crisis financiera, ha disminuido a valores bastantes pequeños en estos momentos. Nosotros estuvimos involucrados en las excavaciones de los túneles de la línea 9 del metro. También en los ferrocarriles de alta velocidad en las cercanías de Barcelona. Pero esto terminó hace algún tiempo. Sin embargo, había una gran cantidad de datos sobre el tema de desgaste de herramientas, y rotura de las mismas, relacionadas con la excavación de la línea 9 del metro. Estaban todos los datos ahí disponibles, pero era un trabajo ingente simplemente el intentar sistematizarlos y hacerlos útiles. Pero tuvimos la suerte de que una estudiante, Claudia González, hizo una tesis monumental al respecto, en donde se relacionaron parámetros de la tuneladora con el tipo de terreno, y se llegó a una seria de correlaciones que se publicaron en una serie de artículos de investigación. El trabajo está disponible para su consulta en el servidor de la UPC.

Desde el punto de vista de la investigación se han desarrollado herramientas (e.g. modelos constitutivos) capaces de reproducir comportamientos muy complejos en materiales geotécnicos. Sin embargo, esto viene acompañado de un costo en términos del número de parámetros necesarios y del nivel de complejidad de estas herramientas, generando una brecha importante entre la investigación y la práctica profesional. ¿Qué se puede hacer para reducirla?
En efecto, hay una complejidad creciente de los modelos constitutivos que, en un caso práctico, no siempre es necesaria. Siempre hay que utilizar un modelo tan simple como sea posible, pero no más que eso. Ésta es una de las decisiones fundamentales cuando uno se enfrenta a un proyecto; el definir el nivel de complejidad al que se tiene que llegar en cada caso particular. A veces, simplemente los datos que tienes no te permiten utilizar modelos más sofisticados.

Lo que es fundamental es que el modelo incorpore las características que son indispensables para el caso que se está analizando. También es muy importante, incluso si estás utilizando un modelo sencillo, que sepas qué estás dejando de lado al no recurrir a un modelo más complejo. El simplificar es algo siempre necesario, pero simplificar desde la ignorancia es peligroso.

Respecto a la brecha entre la práctica profesional y la investigación, en efecto existe y, aunque no es un problema insoluble, tampoco es uno fácil de resolver. Yo creo que es importante la implicación académica en proyectos reales, no simplemente para enseñar, sino para interaccionar y poder determinar lo que es importante en cada caso. Además, es importante enseñar los aspectos relevantes, durante la universidad y el posgrado, desde un punto de vista fundamental: entender lo que se está haciendo más que desarrollar en todo su detalle un modelo concreto; intentar relacionar los aspectos fundamentales del comportamiento del terreno que pueden interesar en un caso particular, y qué modelo realmente puede dar respuesta a esas necesidades.

Cuando sospecha que un cálculo en un modelo numérico está arrojando resultados ilógicos, ¿qué es lo primero que debe revisarse para identificar el problema?
Lo primero que me planteo es cuál es el error tonto que hemos cometido, porque es inevitable que ocurran, y más en casos complejos. Cuando salen cosas raras, normalmente es un error. Muchas veces, cuando empezamos con un proyecto me gusta decir: vamos a tomar todos los cuidados posibles en cómo establecemos el cálculo para que sólo tengamos que repetir las cosas un par de veces; siempre habrá errores que tenemos que identificar y corregir. Por otro lado, si no hay errores obvios, y los resultados son totalmente inconsistentes con lo que sucede, es probable que exista algún fenómeno importante que no se ha incluido en el análisis.

¿Qué tanto impacta en la excavación poder modelar el flujo de agua desde la superficie hacia el frente y no sólo conocer la carga hidráulica de manera puntual?
Es conceptualmente muy útil; la presión no es toda la historia. El flujo da lugar a fuerzas de filtración y, por lo tanto, tiene influencia sobre el empuje. Por ejemplo, si yo tengo un muro con una capa de grava de 50 cm junto al mismo y, por lo tanto, las presiones igual a cero, eso no significa que el agua no tendrá influencia sobre el empuje del muro; la tiene. Aunque las presiones sobre el muro sean cero, si haces cualquier tipo de cálculo verás que existe un efecto del agua relacionado con el flujo. Lo mismo ocurre en túneles drenantes; siempre hay un efecto, aunque la presión sea cero cuando el agua sale, siendo muy importante la forma de la red de flujo hacia la excavación.

¿Qué resistencia se debe utilizar en análisis que involucran materiales que exhiben reblandecimiento?
Las implicaciones son muy importantes; estamos hablando de materiales frágiles y, por lo tanto, peligrosos. Éstos dan lugar a roturas progresivas, lo cual quiere decir que habrá zonas del material que están yendo hacia el pico y zonas del material que ya están bajando al residual. Por lo tanto, al momento de la rotura se tiene una combinación de estados, y la resistencia operacional será un promedio entre las resistencias que estén actuando en ese momento.

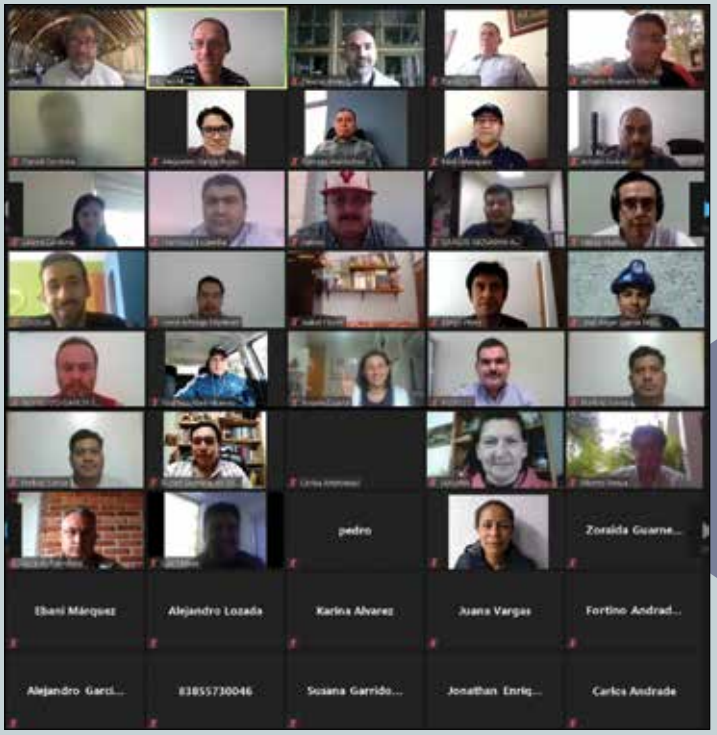
Hay que aceptar que ese problema no lo tenemos resuelto en ingeniería geotécnica. Si tomas la resistencia residual, la obra será segura, pero probablemente no tengas mucho éxito, porque tus obras serán tremendamente caras. Evidentemente tampoco puedes tomar la resistencia pico; deberá ser algo intermedio. No hay en estos momentos una regla para decidir dónde tenemos que colocar nuestra resistencia. Se han hecho retroanálisis al respecto, y siempre dan valores intermedios entre el pico y el residual. Sin embargo, la resistencia operacional dependerá de cada caso particular, de las características del material, de qué tan rápido se va del pico al residual, etc. Por lo tanto, no tenemos una respuesta concreta a un problema que es realmente muy difícil. Entonces, hay que ser muy prudentes; quizá acercarse más al residual que al pico. Desde luego, lo que sí da una opción son los análisis numéricos, porque pueden adaptarse a la geometría y a las características del material. Aunque los análisis numéricos con materiales frágiles no son fáciles, y tienen problemas teóricos importantes, sin embargo, un modelo numérico bien planteado puede no dar la solución real, pero sí una información que ayude al ingeniero a tomar una decisión.

Agradecemos infinitamente al profesor Gens el habernos brindado su tiempo y compartido su experiencia.

Nota: ésta es la primera entrevista realizada por la iniciativa del Grupo de Ingenieros Jóvenes de AMITOS (GIJ-AMITOS), siguiendo la iniciativa de realizar entrevistas a través de nuestras redes sociales a destacados expertos de túneles y obras subterráneas de México y el mundo. En nuestra primera entrevista, llevada a cabo el pasado 15 de mayo, tuvimos la oportunidad de tener como invitado a uno de los más destacados geotecnistas a nivel mundial: el doctor Antonio Gens Solé. Las preguntas fueron formuladas por miembros del GIJ, así como por el público en general a través de nuestras redes sociales. En esta sección presentamos una síntesis de la transcripción de dicha entrevista. Si desean mirar la entrevista completa, pueden encontrarla en nuestras redes sociales o en nuestra página web.

Antes que nada, esperamos que se encuentren con mucha salud, y, en el lamentable caso de que hayan sufrido la pérdida de algún ser querido, les enviamos nuestro más sentido pésame.

Por supuesto, debido a la situación actual, el Grupo de Ingenieros Jóvenes de AMITOS (GIJ-AMITOS) se ha visto en la necesidad de suspender todas sus actividades presenciales desde mediados del mes de marzo. Sin embargo, esto no ha frenado el ímpetu del grupo y, como muchas otras organizaciones, nos hemos adaptado al uso de tecnologías de la información y la comunicación para poder continuar con nuestras actividades. En este sentido, seguimos poniendo en marcha distintas iniciativas para impulsar la ingeniería de túneles y obras subterráneas entre los jóvenes de nuestro país y del mundo. Entre estas actividades destacan las siguientes:



El 27 de abril se realizó la primera reunión de trabajo del grupo de manera remota. Este formato nos ha permitido, y nos permitirá, seguir trabajando de forma segura durante la presente emergencia sanitaria.

En mayo se lanzó la iniciativa "Entrevista a" con transmisiones en vivo a través de las redes sociales, en las que tuvimos la presencia de destacados expertos de túneles y obras subterráneas de México y el mundo. Las preguntas son formuladas por miembros del GIJ y por el público en general, lo que nos permite comunicar un poco del conocimiento y la vasta experiencia de los entrevistados a los ingenieros y estudiantes más jóvenes. El 15 de mayo se realizó la primera entrevista al doctor Antonio Gens Solé; un destacado catedrático e investigador de la Universidad Politécnica de Cataluña, a quien le agradecemos mucho su participación. Podrán encontrar una transcripción resumida de dicha entrevista en el presente número, o apreciarla completa en nuestras redes sociales y en nuestra página web.

También en el mes de junio realizamos por primera vez una conferencia en vivo a través de nuestras redes sociales. El 25 de junio, el doctor Gabriel Auvinet impartió la interesante charla titulada: "Algunas lecciones aprendidas en la construcción de túneles y lumbreras en el Valle de México", en la que abordó relevantes aspectos de algunas de las obras de drenaje más importantes de los últimos tiempos en La Zona Metropolitana; le agradecemos mucho al doctor Auvinet su participación. La conferencia completa también pueden mirarla en nuestras redes sociales y en nuestra página web.

Finalmente, la semana del 22 al 26 de junio, el GIJ participó, en conjunto con AMITOS, en la organización del curso en línea "Análisis y diseño de sostenimientos de concreto lanzado en obras subterráneas", impartido por el doctor en ingeniería, Fermín Sánchez Reyes, actual presidente de AMITOS. Tuvimos la participación de más de 40 profesionales y estudiantes, quienes aprendieron sobre las técnicas modernas de análisis y diseño de sostenimientos de concreto lanzado en obras subterráneas. ¡Agradecemos mucho la participación de todos los asistentes!

Como hasta ahora, seguiremos trabajando por el desarrollo y crecimiento del GIJ-AMITOS.

Si eres un estudiante o ingeniero menor de 35 años, con interés en los túneles y obras subterráneas, no dudes en incorporarte con nosotros y no te pierdas de éstas y muchas otras iniciativas que tenemos para el futuro.

Facebook: @gijamitos
Página: https://gij.amitos.org/
Correo: GIJ@amitos.org

Como todos ustedes saben, a partir de la última semana de marzo entramos en fase de contingencia y, por tanto, se suspendió todo tipo de actividad presencial. No obstante, en AMITOS continuamos trabajando desde casa en múltiples asuntos administrativos y organizativos de nuestra Asociación.

1

Elaboración de una auditoría interna

Con la ayuda de un despacho de fiscalistas, además de nuestro equipo contable, nuestra abogada y nuestra secretaria ejecutiva, nos avocamos a la tarea de llevar a cabo una revisión integral y profunda de la actividad económica, financiera y fiscal de AMITOS correspondiente al periodo 2015 - 2019. Los trabajos consistieron en recuperar y reordenar la contabilidad de dicho periodo, revisar y actualizar declaraciones ante Hacienda, ordenar estados financieros y corregir algunos conceptos de nuestro estatus ante el fisco, de acuerdo con los principios institucionales y legales de AMITOS.

El día de hoy podemos decir que AMITOS se encuentra en un estado de orden jurídico-contable mucho mejor y que los asuntos que quedan pendientes serán motivo de tratamiento en nuestra próxima asamblea del mes de agosto.

2

Reuniones con el Consejo Ejecutivo de la International Tunneling and Underground Space Association (ITA)

Durante la contingencia se suspendieron todas las reuniones presenciales del Consejo Ejecutivo de la ITA. Sin embargo, nuestra colaboración y actividades han sido intensas a través de las plataformas digitales. El ingeniero Fermín Sánchez, como parte de dicho Consejo, participó en múltiples reuniones en las que se trataron temas de gran trascendencia, como la suspensión en mayo del WTC-2020 en Malasia y su cambio a modo virtual para septiembre; asimismo, se analizó a profundidad el escenario y las condiciones para nuestro congreso del año 2022.

3

Organización de actividades con el Grupo de Ingenieros Jóvenes (GIJ)

Durante la actual contingencia hemos trabajado arduamente con el Grupo de Ingenieros Jóvenes en la organización de eventos virtuales, los cuales se describen en la sección dedicada a ellos.

4

Reconstrucción de nuestro sitio web

Los meses pasados, junto con una especialista en plataformas digitales y con el apoyo del Grupo de Ingenieros Jóvenes, reconfiguramos completamente nuestra página web, haciéndola más agradable, mejor estructurada, más completa e incluyente para el beneficio de nuestros asociados y el público en general. Cuenta con una extensa base de datos de publicaciones sobre nuestra materia, la cual permite el acceso en línea a las versiones digitales y, en caso de requerirse, dispone de un formulario para ser consultado en su versión física dentro de nuestra biblioteca. Asimismo, en la misma plataforma ustedes pueden hojear o descargar todos los números de nuestra revista *Obras Subterráneas*, navegar en nuestro archivo fotográfico y solicitar imágenes para fines académicos y de divulgación.

A partir de ahora, los socios de AMITOS tendrán la posibilidad de crear su propio perfil de usuario, en el que podrán colocar su fotografía, datos de contacto y una breve descripción de sus actividades. Además, el área de socios cuenta con un motor de búsqueda para localizar los perfiles de otros colegas de la Asociación, con la intención de formar una comunidad más colaborativa y potenciar el aprovechamiento de sus recursos técnicos y humanos. Los invitamos a acceder y crear su perfil.

Tunnel&mining

Medio oficial del Congreso Latinoamericano de Túneles

Edición digital e impresa
Trabajos técnicos, proyectos, negocios

www.tunnelmining.net
MINERÍA, CONSTRUCCIÓN E INNOVACIÓN

TUNELES

EQUIPOS INTEGRALES DE REVESTIMIENTO DE CONCRETO, DESDE LOS MOLDES HASTA EL EQUIPO DE MANEJO DE CONCRETO

MOLDEINT@MOLDEQUIPO.COM
WWW.MOLDEQUIPO.COM

MOLDES TELESCÓPICOS DE COLADO
MOLDES MONOLÍTICOS
CARROS AGITADORES DE CONCRETO
TRENES DE COLADO
CARROS PARA PERSONAL
CARROS DE SERVICIO
CARROS DOSIFICADORES DE CONCRETO LANZADO
CAMBIOS "CALIFORNIA"
GRÚAS HIDRÁULICAS
MOLDES PARA DOVELAS PRECOLADAS

MOLDEQUIPO
INTERNACIONAL, S.A. DE C.V.

TELS. (55) 58 76 2908
FAX (55) 58 76 2909

AV. DEL TRABAJO S/N
BARRIO DE TEXCACOA,
TEPOTZOTLAN
ESTADO DE MEXICO

LYTSA
lumbreras y túneles

Lytsa.com.mx

TMC TEMOCSA CONSTRUCTORA , S.A. de C.V.

BESSAC
méxico

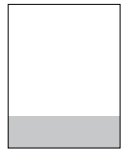
Tecnología de **vanguardia en obras subterráneas**

Microtuneleo con TBM
Hincado de tubería *(pipe jacking)*
Construcción de túneles con dovelas
Rehabilitación de tuberías
Tablestacado metálico
Muro Milán

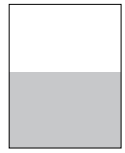
www.bessac.com.mx

Tel.: (+52 55) 5207 3068

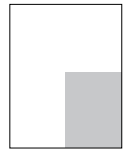
PUBLICIDAD EN **OBRAS SUBTERRÁNEAS**



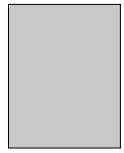
Cintillo (4cm)
$1,753.00



Media página
$6,428.00



Cuarto de página
$3,506.00



Páginas completas

Página central
$14,024.00

Página interior
$11,687.00

Segunda de forros
$12,855.00

Tercera de forros
$12,855.00

Cuarta de forros
$14,024.00

Estos precios no incluyen IVA.
El pago debe realizarse por anticipado.
Cuotas sujetas a cambio sin previo aviso.
No incluye diseño.

Las imágenes deberán enviarse en formato JPG, TIFF, EPS o AI en CMYK, en alta resolución (300 dpi) con 5mm extras para rebase por lado, al correo electrónico a **amitos@amitos.org**

2020

AGOSTO
26-28
Concrete Underground Chile; **https://concreteunderground.ich.cl/**

SEPTIEMBRE
11-17
World Tunnel Congress 2020; Kuala Lumpur, Malaysia; **http://www.wtc2020.my/**

16
Asamblea General de la ITA

28-30
Toronto 2020 TAC Conference; **http://tac2020.ca/index.php**

OCTUBRE
14
Jornada "Metro de Sevilla, solución sostenible para el transporte de la ciudad"; **www.aetos.es concreteunderground.ich.cl/**

NOVIEMBRE
9
Cutting Edge Conference; Dallas, Texas, USA; **http://www. ucaofsme cuttingedge.com/**

15-19
Curso online sobre Diseño de sostenimientos de hormigón proyectado en excavaciones subterráneas, por Fermín Sánchez en Comité de Túneles y Espacios Subterráneos de Chile (CTES); **https://ctes.cl**

27
Beyond a Tunnel Vision 2.0, La Haya, Países Bejos; **https://beyond atunnel vision.eu/**

DICIEMBRE
29-2
Australasian Tunnelling Conference 2020; Melbourne, Australia; **https://www.ats2020.com.au/**

2021

Mayo, 16-19
World Tunnel Congress 2021
Bella Center. Copenhagen, Dinamarca
https://www.wtc2021.dk/

Junio, 27-30
1st International Conference on Sustainability in Geotechnical Engineering. Geodiversity & Resilience, Lisboa, Portugal
http://icsge.lnec.pt/

2022

Mayo, 6-12
WTC 2022 Cancún México
Quintana Roo, México
amitos@amitos.org

World Tunnel Congress and ITA 2022
Going Underground: Sustainable solutions for a changing world
Future Technology **Humanity** Sustaintability

CONSTRUCTORA ESTRELLA, S.A. DE C.V.

TÚNEL EN ROCA SUAVE

EXCAVACIÓN CON MÁQUINA TUNELADORA

TÚNEL CONDUCCIÓN EN ROCA, PRESA EL GALLO

Constructora Estrella, S.A. de C.V., empresa 100% mexicana, con una trayectoria de más de 60 años contribuyendo al desarrollo del país, participa en la construcción de Proyectos de muchos tipos, tanto en las ciudades como en el campo, apoyando al crecimiento de la infraestructura.

MICROTUNELEO

Es la empresa con mayor antigüedad en la construcción de obra subterránea en la Ciudad de México, pionera al habilitar el primer escudo de frente de rejillas para excavar en arcillas blandas, colectores de 4 metros de diámetro a 15 metros de profundidad. Con visión para el desarrollo de nuevas tecnologías, empleadas en la construcción de obras subterráneas, que a la fecha se siguen empleando con un alto grado de efectividad, ha participado en muchos proyectos.

Actualmente, es integrante del grupo encargado de la construcción del Túnel Emisor Oriente.

REPARACIÓN DRENAJE PROFUNDO

REVESTIMIENTO DRENAJE PROFUNDO

LUMBRERAS FLOTADAS

RIO MIXCOAC No. 30, MEXICO D.F. TEL. 52-00-22-70 cesaw@prodigy.net.mx