



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO
PROGRAMA DE MAESTRÍA Y DOCTORADO EN INGENIERÍA
GEOTECNIA – ANÁLISIS Y DISEÑO DE CIMENTACIONES

**DESEMPEÑO SÍSMICO DE TÚNELES CONSTRUIDOS EN SUELOS SOMETIDOS A
CONSOLIDACIÓN REGIONAL**

TESIS
QUE PARA OPTAR POR EL GRADO DE:
MAESTRO EN INGENIERÍA

PRESENTA:
FABIAN FLORES VÁZQUEZ

TUTOR PRINCIPAL
DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA
INSTITUTO DE INGENIERÍA, UNAM

CDMX, Septiembre, 2024



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dra. Ossa López Alexandra
Secretario: Dr. Ramírez Guzmán Leonardo
1 er. Vocal: Dr. Mayoral Villa Juan Manuel
2 do. Vocal: Dr. Jaimes Téllez Miguel Angel
3 er. Vocal: Dr. Mánica Malcom Miguel Ángel

Lugar o lugares donde se realizó la tesis: Ciudad Universitaria, CDMX

TUTOR DE TESIS:

JUAN MANUEL MAYORAL VILLA

FIRMA

(Segunda hoja)



**PROTESTA UNIVERSITARIA DE INTEGRIDAD Y
HONESTIDAD ACADÉMICA Y PROFESIONAL
(Graduación con trabajo escrito)**

De conformidad con lo dispuesto en los artículos 87, fracción V, del Estatuto General, 68, primer párrafo, del Reglamento General de Estudios Universitarios y 26, fracción I, y 35 del Reglamento General de Exámenes, me comprometo en todo tiempo a honrar a la Institución y a cumplir con los principios establecidos en el Código de Ética de la Universidad Nacional Autónoma de México, especialmente con los de integridad y honestidad académica.

De acuerdo con lo anterior, manifiesto que el trabajo escrito titulado:

que presenté para obtener el grado de _____ es original, de mi autoría y lo realicé con el rigor metodológico exigido por mi programa de posgrado, citando las fuentes de ideas, textos, imágenes, gráficos u otro tipo de obras empleadas para su desarrollo.

En consecuencia, acepto que la falta de cumplimiento de las disposiciones reglamentarias y normativas de la Universidad, en particular las ya referidas en el Código de Ética, llevará a la nulidad de los actos de carácter académico administrativo del proceso de graduación.

Atentamente

Una firma manuscrita en tinta negra, que parece ser "J. Fabian", escrita con un estilo cursivo y fluido.

(Nombre, firma y Número de cuenta de la persona alumna)

“La felicidad puede hallarse hasta en los más oscuros momentos, si somos capaces de usar bien la luz.” – Albus Dumbledore

Harry Potter and the Prisoner of Azkaban

J. K. Rowling

DEDICATORIA ESPECIAL

Le dedico el desarrollo mi tesis a mi padre José Rafael Flores y López. Me demostró con sus enseñanzas, su amor y perseverancia se puede ser una gran persona. Siendo un hombre de carácter, pero muy noble de corazón que se entregó en cuerpo y alma a su familia. **Te lo agradezco mucho papá.**

Asimismo, le dedico mi tesis a mi madre María Guadalupe Vázquez Arredondo por el amor incondicional que me demuestra cada día, su dedicación y sus consejos que me da para ser una mejor persona. También a mis hermanos Rafael, Georgina y Carolina con sus consejos y su gran apoyo. Al igual a mi sobrino Santiago, que vino dar alegría a nuestra familia.

Agradecimientos

Primordialmente le estoy eternamente agradecido a mi alma mater, la Universidad Nacional Autónoma de México, que durante mi vida académica me ha proporcionado la instancia, los docentes y colegas para formarme como persona y profesionista.

Al Dr. Juan Manuel Mayoral Villa, que me dio la oportunidad como profesionista e impulsarme, en el ámbito del conocimiento, para la realización de este trabajo de investigación.

A mis sinodales, el Dr. Leonardo Ramírez, la Dra. Alexandra Ossa, el Dr. Miguel Ángel Jaimes y al Dr. Miguel Ángel Mánica por el tiempo y la dedicación, asimismo, por la aportación que hicieron para el desarrollo de este trabajo de investigación.

Le tengo un gran agradecimiento a Simón, Mau Alcaraz y Mau Pérez que han sido grandes amigos e increíbles profesionistas que he conocido en el Instituto de Ingeniería de la UNAM que me han apoyado y enseñado en mi etapa como profesionista. Asimismo, les tengo un enorme agradecimiento a Mauricio Anaya, Nohemí Olivares y Jimena Rosas, por estar conmigo día tras día y hacerme tanto una gran persona como un buen profesionista, que gracias a sus consejos y su amistad me han ayudado a continuar en este gran camino.

ÍNDICE

RESUMEN	i
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Objetivo	2
1.2. Alcances.....	2
2. MARCO TEÓRICO	3
2.1. Hundimiento regional de la zona lacustre de la Ciudad de México	3
2.1.1. Antecedentes.....	3
2.1.2. Geología e Hidrología de la cuenca del Valle de México.....	5
2.1.2.1. Geología	5
2.1.2.2. Hidrología.....	8
2.1.3. Factores que influyen en el fenómeno del hundimiento regional.....	9
2.1.4. Características de las arcillas de la Ciudad de México.....	9
2.1.1. Evolución del hundimiento regional en la Ciudad de México	10
2.2. Teoría del fenómeno de consolidación de suelos	12
2.2.1. Conceptos básicos de la consolidación.....	12
2.2.2. Solución de diferencias finitas de la ecuación de consolidación.....	14
2.3. Instrumentación geotécnica en túneles	16
2.3.1. Monitoreo topográfico superficial	16
2.3.2. Secciones de convergencia y divergencia.....	16
2.3.3. Piezómetro de cuerda vibrante	18
2.3.4. Extensómetros	18
2.3.5. Inclinómetros	19
3. METODOLOGÍA.....	20
4. CASO DE ESTUDIO	21
4.1. Condiciones geotécnicas.....	23
4.2. Descripción de la estructura subterránea	30
4.3. Monitoreo realizado en la zona de estudio	31
4.3.1. Instrumentación topográfica en superficie (puntos de nivelación) y secciones convergencia-divergencia en el túnel.	31

4.3.2.	Instrumentación piezométrica	35
4.4.	Calibración del modelo numérico	40
4.4.1.	Simulación del sistema túnel-suelo	40
4.4.2.	Simulación del hundimiento regional.....	44
4.4.2.1.	Metodología.....	44
4.4.2.2.	Estimación del abatimiento de la presión de poro con el tiempo	44
4.4.2.3.	Cálculo de asentamientos para cada periodo de tiempo considerado..	46
4.4.2.4.	Análisis de los resultados	48
4.4.2.5.	Determinación del factor seguridad en la interfaz túnel-suelo (Stress Level, SL).....	54
4.5.	Comportamiento ante carga sísmica.....	56
4.5.1.	Perfil de velocidad de onda de cortante.....	56
4.5.2.	Curvas de amortiguamiento y degradación	57
4.5.3.	Ambiente sísmico	58
	CONCLUSIONES.....	62
	REFERENCIAS	63

RESUMEN

Los efectos ambientales en infraestructuras subterráneas estratégicas, como la extracción extrema de agua, las inundaciones, el deterioro de los materiales debido a la filtración de agua y el movimiento del suelo ante carga sostenida y sísmica, pueden afectar significativamente su desempeño a corto, mediano y largo plazo. Además, estos efectos son críticos en ciudades densamente pobladas, donde la seguridad general de una estructura particular puede verse comprometida si se ignoran dichos efectos y prevalecen unas condiciones geotécnicas deficientes. Asimismo, la arcilla altamente plástica que se encuentra en la Ciudad de México provoca amplificaciones tanto en la magnitud como en la duración del movimiento sísmico. Asimismo, los elementos mecánicos (fuerzas normales y momentos flexionantes), debido a la consolidación regional, van modificando el desempeño del túnel conforme al cambio de la distribución de la presión de poro.

En esta investigación, se encontraron diferentes condiciones durante la construcción de un túnel (i.e., espesor de arcilla, cobertura del túnel y presión de poro). Lo anterior induce cambios tanto en las propiedades del suelo en condiciones iniciales como a lo largo de la vida económica del proyecto. En tramos donde hay cambios significativos en las condiciones geotécnicas, se han producido filtraciones debido a un grado de deterioro importante en el túnel (separación del revestimiento definitivo a base de dovelas). Estas secciones críticas fueron monitoreadas con un sistema de piezómetros de cuerda vibrante, puntos de control topográfico y secciones de convergencia-divergencia en el túnel.

A partir de las características mencionadas, se presenta una metodología novedosa para la evaluación del desempeño estático y dinámico de un túnel, basada en un enfoque numérico y de monitoreo de campo acoplado. El método permite establecer, a partir de un modelo sustitutivo¹ derivado del análisis de varios escenarios, un rango óptimo para el desempeño esperado, estableciendo curvas de eficiencia en función de los parámetros ambientales medidos, es decir, distribución de la presión de poro, la aceleración pico del terreno y el asentamiento del suelo que ocurre cerca de la estructura subterránea teniendo en cuenta las condiciones actuales para luego estimar el comportamiento esperado la estructura

¹ Surrogate model o modelo sustitutivo relacionan estadísticamente los datos de entrada con los datos de salida, que se recopilan ejecutando la complicada simulación del sistema (E. Davis, et al., 2017).

subterránea mediante la variación de los parámetros ambientales clave hasta el cambio máximo esperado.

El método se presenta mediante un caso de estudio correspondiente a un túnel de 9.1 km de longitud. Mediante el análisis de los resultados obtenidos, fue posible evaluar el comportamiento de un túnel ante carga sostenida y sísmica tanto a corto como a largo plazo y, eventualmente, proponer medidas de mitigación para mejorar su desempeño.

1. INTRODUCCIÓN

La evaluación del desempeño en infraestructuras estratégicas por efectos ambientales extremos ha sido estudiada previamente para estructuras superficiales (Mayoral et al., 2017; Mayoral et al., 2019a; Martin et al., 2019; McKenna et al.; 2021, Mitoulis et al., 2021, Ha et al., 2022) y marítimas (Balomenos y Padgett, 2018; Wang et al., 2023). Sin embargo, este tipo de estudio no se ha realizado de manera equivalente para estructuras subterráneas (Mayoral et al., 2023). La evaluación del desempeño ante carga sostenida y sísmica en infraestructuras subterráneas estratégicas comúnmente ignora los efectos ambientales (Mayoral et al., 2016; Mayoral y Mosqueda, 2020a; Minghui et al., 2023; Zhuang et al., 2023), como la extracción extrema de agua, las inundaciones, el deterioro de los materiales que forman parte del sistema dovelado del túnel debido a la filtración de agua y el movimiento del suelo, que pueden afectar significativamente su comportamiento a corto, mediano y largo plazo. Lo anterior, es particularmente importante en ciudades densamente pobladas ubicadas en zonas donde prevalecen condiciones geotécnicas deficientes, como en la Ciudad de México, donde se encuentran arcillas de alta plasticidad y altamente compresibles, y el peligro sísmico es alto. Para carga sostenida, entre las variables clave a monitorear se encuentran la distribución de la presión de poro y los asentamientos del suelo que se producen a corto y largo plazo en las proximidades de la estructura subterránea. En esta investigación, se presenta una metodología novedosa basada en un enfoque numérico y de seguimiento del terreno para establecer, a partir de un modelo sustitutivo derivado del análisis de varios escenarios, un rango óptimo para el comportamiento esperado de un túnel, estableciendo curvas de eficiencia en función de los parámetros ambientales medidos. Esta metodología se presenta a través de un caso de estudio correspondiente a un túnel de 9.1 km de longitud construido con tuneladora TBM (Tunnel Boring Machine). Se observó una gran variabilidad en las condiciones geotécnicas y en la cobertura del túnel a lo largo de su trazo. Esto da lugar a cambios tanto en las propiedades del suelo en condiciones iniciales como a lo largo de la vida económica del proyecto, lo que provoca sobrecarga en el túnel y posibles filtraciones que, a su vez, provocan el deterioro del revestimiento definitivo con el paso del tiempo. Estas zonas críticas fueron monitoreadas con piezómetros de cuerda vibrante. A partir de esta instrumentación, se comparó la distribución de la presión de poro con las medidas

durante el proceso de diseño. Asimismo, se desarrollaron una serie de modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas con el software FLAC^{3D} (Itasca 2009). Inicialmente, se evaluó el comportamiento estático del suelo. Posteriormente, se calibró la respuesta del modelo de campo libre con el registro durante el sismo del 19 de septiembre de 2017 de la estación sísmica ubicada cerca de las zonas monitoreadas. Finalmente, a través de los análisis de los resultados obtenidos con el modelo que incluye tanto la variación del suelo como la presencia del túnel (suelo-estructura), fue posible evaluar el comportamiento a corto y largo plazo del túnel estudiado ante carga sostenida y sísmica.

1.1. Objetivo

Evaluar el desempeño de un túnel a corto, mediano y largo plazo ante carga sostenida y sísmica donde las condiciones geotécnicas son variables, mediante el empleo de modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas.

1.2. Alcances

- Evaluar el desempeño en dos zonas de un túnel de 9.1 km mediante la implementación de modelos numéricos tridimensionales calibrados con datos del monitoreo topográfico y con la información que recabada de las estaciones piezométricas.
- Analizar el comportamiento estático mediante modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas, evaluando su desempeño tomando en cuenta el fenómeno de consolidación a corto, mediano y largo plazo, y la influencia de éste en las fuerzas actuantes sobre el revestimiento del túnel.
- Analizar el comportamiento sísmico del túnel en zonas donde se presentan cambios tanto en las propiedades mecánicas del suelo (i.e., rigidez) como en la cobertura del túnel, provocando modificación en los elementos mecánicos del sistema de sostenimiento del túnel.
- Instrumentar un túnel con piezómetros de cuerda vibrante, puntos de control topográfico y secciones de convergencia-divergencia.

2. MARCO TEÓRICO

2.1. Hundimiento regional de la zona lacustre de la Ciudad de México

2.1.1. Antecedentes

La Ciudad de México, CM, históricamente ha sido una de las áreas más densamente pobladas en el mundo. En el siglo pasado, más de veinte millones de habitantes residen en su área metropolitana, donde se utilizan $60 \text{ m}^3/\text{s}$ de agua potable, de los cuales $40 \text{ m}^3/\text{s}$ provienen del acuífero que se encuentra bajo la propia ciudad (Lesser, 1998). La sobreexplotación del acuífero del Valle de México se ha transformado en una preocupación debido al descenso continuo del nivel freático provocando el abatimiento de la superficie piezométrica y hundimiento del terreno por la consolidación de las arcillas superficiales (Figura 2.1).

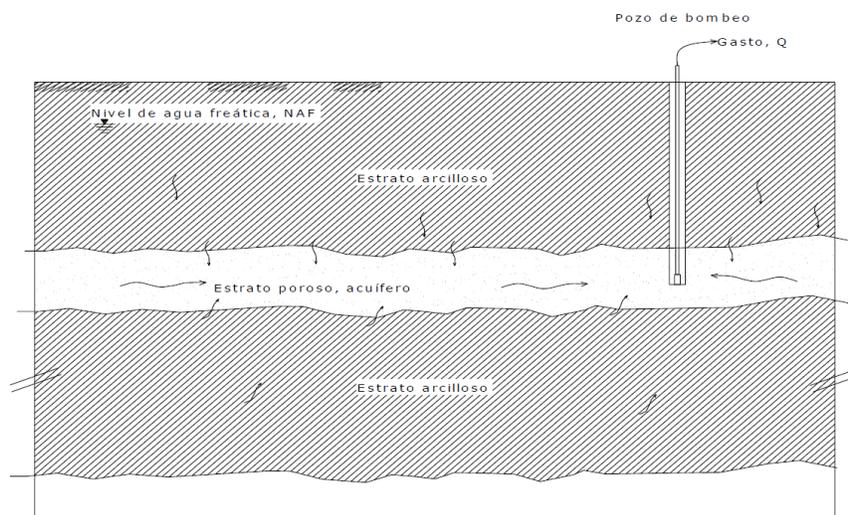


Figura 2.1. Esquema simplificado del fenómeno de consolidación por extracción de agua en un depósito de suelo (CENAPRED, 2014).

El hundimiento del terreno en la mayor parte de la CM era de 5 a 10 cm anuales y existen zonas locales con hasta 35 cm/año en el área de Xochimilco (Lesser, 1998). El Departamento del Distrito Federal, a través de su Dirección General de Construcción y Operación Hidráulica (DGCOH-DDF), desarrolló un plan maestro de drenaje de la ciudad. Una parte importante de dicho programa fue el análisis histórico del hundimiento del terreno y la simulación de su comportamiento para los próximos años (DGCOH-DDF, 1994). En la Figura 2.2 se muestra la distribución de los 2215 bancos de nivel de los cuales se recopilaron datos de las nivelaciones del terreno para diferentes periodos de tiempo (Aguilar et al., 2003).

En esta figura se observa que el asentamiento acumulado de 1891 a 1995 alcanza máximos en la parte central de la CM que van de 8 a 10 m; la mayor parte del asentamiento fue generado en el periodo de 1940 a 1960.

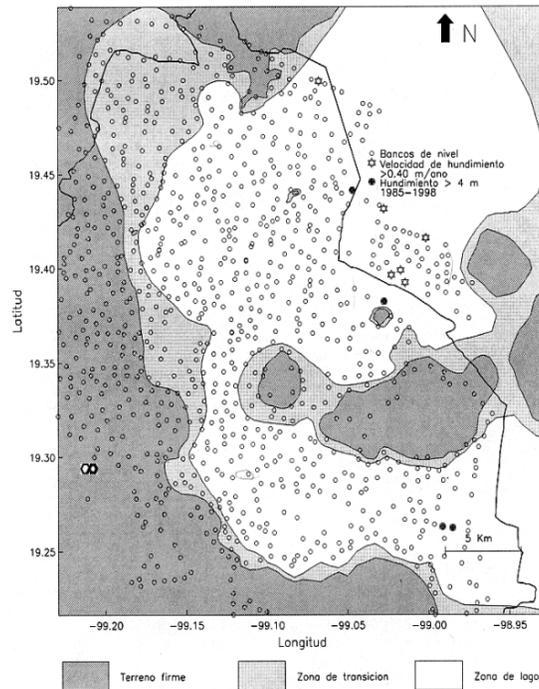


Figura 2.2. Bancos de nivel distribuidos en el Valle de México (Aguilar et al., 2003)

En 1959, Raúl J. Marsal y Marcos Mazari, en su libro *El Subsuelo de la Ciudad de México*, consideraban al hundimiento regional como un fenómeno de gran importancia que provocaba problemas de estabilidad a las construcciones asentadas en el antiguo Lago de Texcoco. Presentaron la historia del hundimiento desde principios del siglo XX hasta 1959 y complementaron la información recabada con observaciones piezométricas. Asimismo, propusieron un análisis con base en la teoría de Terzaghi sobre la consolidación de los mantos arcillosos y en los estudios de Nabor Carrillo Flores (1948) haciendo una comparación de la teoría con lo observado en campo. Sin embargo, el fenómeno de consolidación regional, en el Valle de México, persiste con efectos acumulados a través del tiempo provocando asentamientos totales y diferenciales considerables. Como consecuencia del hundimiento regional, ha habido una creciente en agrietamientos del suelo en la Ciudad de México (Auvinet, 2010).

2.1.2. Geología e Hidrología de la cuenca del Valle de México

2.1.2.1. Geología

La formación geológica de la cuenca del Valle de México se dio hace 600 mil años, y pertenece al relieve del Sistema Volcánico Transversal (Lugo, 1990). Se originó cuando las lavas depositadas por el vulcanismo de las sierras Nevada, Las Cruces y, posteriormente, la sierra Chichinautzin (Aguilar et al., 2003), formaron la base en donde se acumularían los depósitos aluviales que constituyen en la actualidad el acuífero superior de la cuenca del Valle de México, que tiene entre 600 o 700 m de espesor, y en donde se asienta la actual Ciudad de México (Figura 2.3).

Los materiales que conforman la estructura geológica de la cuenca del Valle de México son de origen volcánico y lacustre. La Figura 2.4 muestra el área correspondiente de los materiales de origen volcánico (zona de lomas) y lacustre (zona de lago). En la parte superior se encuentran dos potentes estratos de arcilla de alta compresibilidad separados por una capa de material areno-limoso, también llamada Capa Dura, que tiene cierta importancia hidráulica por su alta permeabilidad. El acuífero actualmente en explotación se extiende por debajo de la segunda capa de arcilla y está formado por material granular grueso: piroclastos, arenas, limos, conglomerados con intercalaciones de arcilla. Le subyacen rocas volcánicas fracturadas pero cementadas, cuya base llega a estar a más de 3,000 m de profundidad. Bajo estas últimas se encuentran rocas carbonatadas de origen sedimentario y espesor desconocido (Figura 2.5).

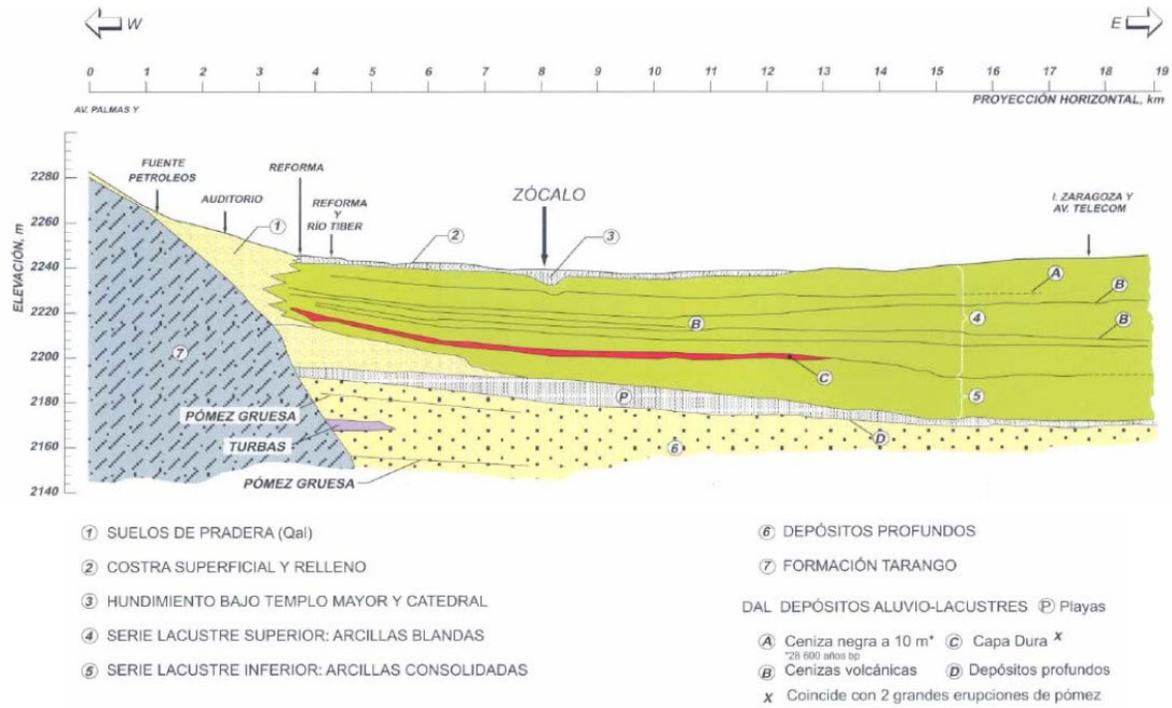


Figura 2.5. Secuencia estratigráfica debajo de la Ciudad de México (Mooser, 2000).

2.1.2.2. Hidrología

Cuando la cuenca del Valle de México fue bloqueada por la Sierra de Chichinautzin, varios lagos nacieron (Zumpango, Xaltocan, San Cristóbal, Texcoco, Xochimilco y Chalco). Los lagos estaban comunicados entre sí durante las etapas de lluvias abundantes.

A pesar de ser una cuenca endorreica², fue disminuyendo por causas naturales como la erupción de la Sierra Chichinautzin que ocasionó fracturas sobre las que empezaba a filtrarse el agua hacia el sur. Además, algunos efectos macrosísmicos permitieron que se filtrara agua y el lago se fue extendiendo hacia el norte (Fundación UNAM, 2023). Los lagos estaban alimentados por numerosos ríos y pequeños arroyos. La cuenca permaneció cerrada hasta la apertura del Tajo de Nochistongo y del Túnel de Tequixquiac. La apertura de la cuenca del Valle de México tuvo como finalidad, disminuir la cantidad de volumen de agua almacenada dentro del mismo (Figura 2.6).

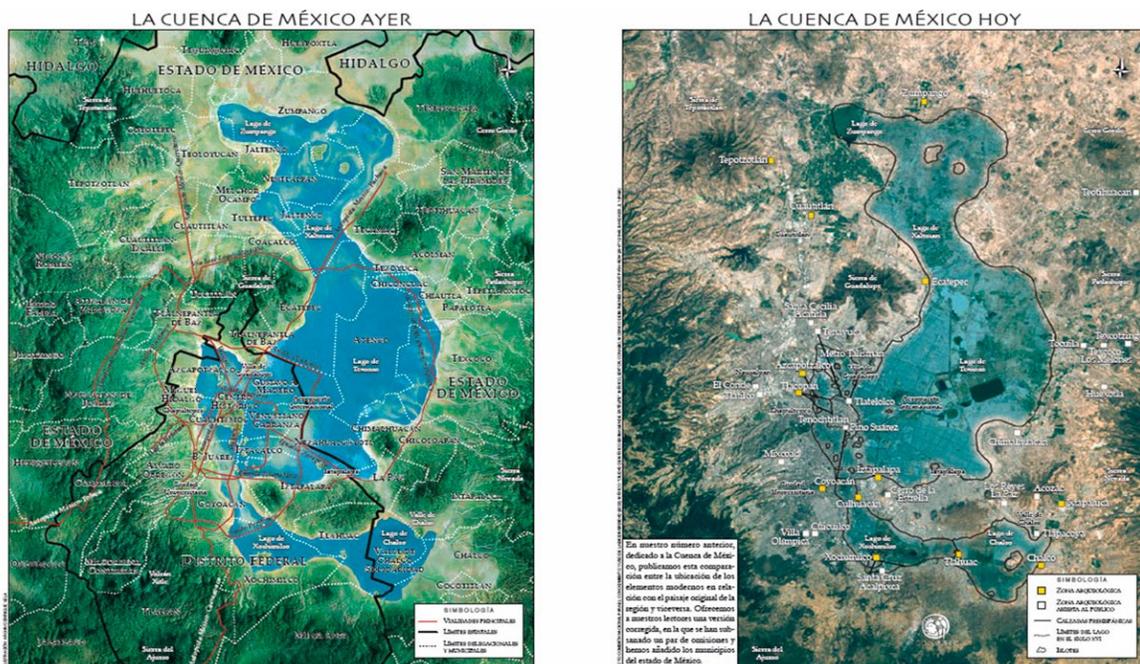


Figura 2.6. Evolución hidrológica de la cuenca del Valle de México (Fundación UNAM, 2023)

² La Cuenca de México originalmente fue una cuenca endorreica, es decir, no tenía salidas hacia el mar y toda la lluvia que se precipitaba generaba escurrimientos, por lo que se creó un gran lago (Fundación UNAM, 2023)

2.1.3. Factores que influyen en el fenómeno del hundimiento regional

Uno de los principales factores que influyen en el proceso de hundimiento regional es el tipo de suelo. La presencia de una capa de suelo altamente compresible debajo del nivel freático influye en gran medida en la magnitud de los asentamientos, la cual es afectada por el cambio en la distribución de la presión de poro. La extracción de agua del subsuelo mediante pozos de bombeo induce abatimientos en la presión de poro provocando un aumento en los esfuerzos efectivos que, a su vez, genera un asentamiento en general del terreno (Figura 2.7). Los asentamientos debidos al fenómeno de consolidación, en materiales compresibles, son graduales y, por lo tanto, solo pueden surgir en acuitardos³ y acuicludos⁴ (González et al., 2002) donde se pueden acumular presiones de poro excesivas (Cashman & Preene, 2001).

2.1.4. Características de las arcillas de la Ciudad de México

El Valle de México se encuentra cubierto principalmente por arcillas correspondiente a sedimentos los antiguos lagos (Lago de Zumpango, Xaltocan, Texcoco y Xochimilco-Chalco). Las arcillas tienen un espesor que fluctúa entre 40 y 60 m en la mayor parte del valle, el cual se acuña hacia las elevaciones topográficas o se incrementa en áreas aisladas. Estas arcillas están saturadas y presentan un nivel freático entre los 2 y 3 m de profundidad. Bajo ellas, se encuentra un acuífero que originalmente se encontraba confinado dando una presión ascendente a la base de las arcillas. Actualmente, en la mayor parte de la zona metropolitana de la CM, la explotación del acuífero ha provocado el abatimiento del nivel piezométrico, modificando el tipo de acuífero de confinado a libre y eliminando la presión hidráulica ascendente que el acuífero ejercía hacia la base de las arcillas.

³ Los acuitardos son acuíferos capaces de almacenar el agua en cantidades muy importantes, pero la transmiten con dificultad; se suelen denominar con frecuencia formaciones semipermeables (limos, arenas limosas, arenas arcillosas, etc.), y su capacidad de drenaje es media a baja; no son de interés para la obtención de caudales que puedan servir a alguna necesidad hídrica, pero en la naturaleza juegan un papel muy importante como elementos transmisores del agua en recargas verticales a través de grandes superficies.

⁴ Asimismo, los acuicludos: pueden almacenar el agua en grandes cantidades, pero no tienen la posibilidad de transmitirla y se drenan con mucha dificultad; el agua se encuentra encerrada en los poros de la formación y no puede ser liberada (arcillas, arcillas plásticas, limos arcillosos, etc.); en hidrogeología clásica, se asumen como impermeables.

2.1.1. Evolución del hundimiento regional en la Ciudad de México

Se tiene documentado que la extracción de agua en la parte central de la CM, iniciada en el año de 1840 y con intenso bombeo alrededor de 1939, generó años después un asentamiento en la superficie del terreno del orden de 7.5 m (Marsal y Mazari, 1959).

Con el interés de observar la evolución del hundimiento regional a partir de los datos de nivelaciones proporcionadas por DGCOH (Apartado 2.1.1), se construyeron curvas de hundimiento-tiempo para todos los bancos del valle localizados en las zonas geotécnicas de lago y de transición de la Ciudad de México (Aguilar et al., 2003). La Figura 2.8 ilustra la evolución del hundimiento en algunos bancos de nivel representativos del comportamiento de la superficie del suelo durante el periodo de 1983 a 1998. Asimismo, en los sitios seleccionados, el hundimiento del terreno presenta una velocidad ubicada entre los 2 y 38 cm por año; manifestando para el caso más crítico, hundimientos de más de 4 m en los 15 años de observación. Se destaca que la pendiente de los segmentos de cada una de estas curvas acusa cambios de inclinación, lo que se traduce en variaciones de la velocidad con que se asienta el terreno. Ello muestra que el hundimiento regional para un mismo sitio acusa aceleraciones o atenuaciones.

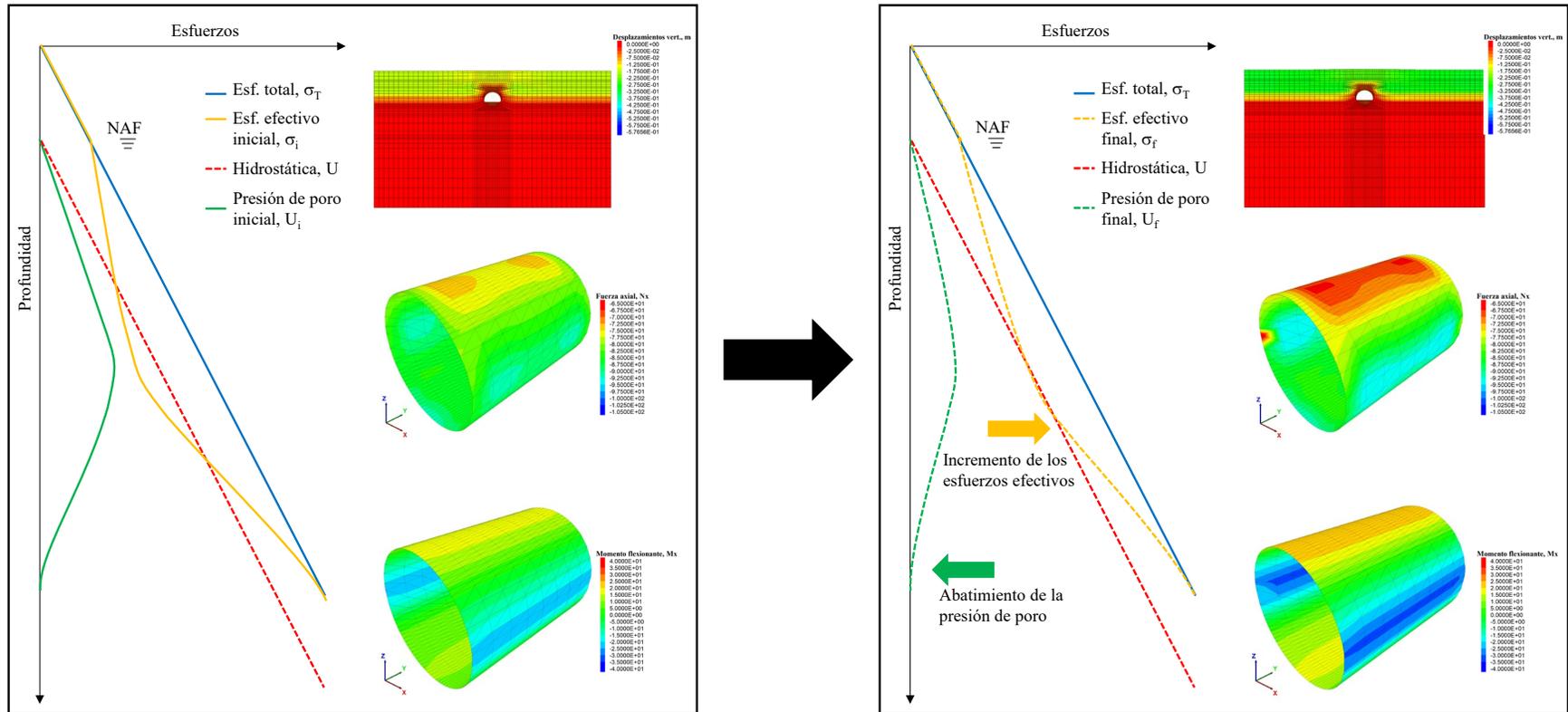


Figura 2.7. Esquema de la influencia del cambio de la presión de poro.

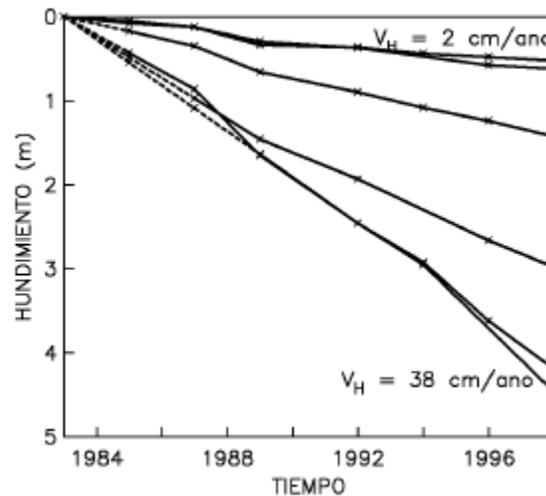


Figura 2.8. Evolución del hundimiento en sitios del Valle de México (Aguilar et al., 2003).

Del análisis de los datos de hundimiento reportados en los bancos de nivel de todo el valle, se observa que existen sitios localizados en la zona oriente de la Ciudad de México donde se han presentado asentamientos de la superficie del suelo entre 4.1 y 5.0 m en el periodo de observación de 1983 a 1998. Adicionalmente, se identificaron sitios que en los últimos años han presentado velocidades de hundimiento regional de entre 41 y 49 cm/año (Aguilar et al., 2003). La ubicación de estos puntos coincide con los depósitos de suelo principalmente arcilloso de mayor espesor, cuya historia de carga es pobre.

2.2. Teoría del fenómeno de consolidación

2.2.1. Conceptos básicos de la consolidación de suelos

Todos los materiales experimentan deformación cuando se les somete a un cambio en sus condiciones de esfuerzos, es decir, incremento del esfuerzo provocado por la construcción de cimentaciones u otras cargas que comprimen los estratos del suelo; decremento por el abatimiento de la presión de poro debido a la extracción de agua. La compresión del suelo es causada por a) deformación de las partículas del suelo, b) reacomodo de las partículas del suelo, y c) expulsión de agua o aire de los espacios vacíos. En general, el asentamiento del suelo causado por cargas se divide en tres amplias categorías:

1. Asentamiento inmediato. Provocado por la deformación elástica del suelo seco y de suelos húmedos y saturados sin ningún cambio en el contenido de agua.

2. Asentamiento por consolidación primaria. Resultado de un cambio de volumen en suelos saturados compresibles debido a la expulsión del agua que ocupa los espacios vacíos.
3. Asentamiento por consolidación secundaria. Resultado del ajuste plástico de la estructura del suelo debido a sus propiedades viscosas.

Cuando un estrato de suelo saturado compresible (i. e., arcilla) está sometido a un incremento de esfuerzos, la presión de poro aumenta repentinamente. Con el pasar del tiempo, el exceso de presión disminuye, aumentando el esfuerzo efectivo. Asimismo, el drenaje del agua de los poros va acompañado por una reducción en el volumen de la masa del suelo, generándose un asentamiento. Por lo tanto, al proceso de disminución de volumen, que tenga lugar en un lapso de tiempo, provocado por la variación en las condiciones de los esfuerzos, se le llama proceso de consolidación.

Knappett y Craig (2012) definen la consolidación como “*La reducción gradual del volumen de un suelo completamente saturado de baja permeabilidad, debido al cambio del esfuerzo efectivo*”. Este cambio en el esfuerzo efectivo podría deberse a la disminución del agua subterránea, la disminución en la presión de poro da como resultado un aumento del esfuerzo efectivo de acuerdo con la formulación de Terzaghi. El aumento del esfuerzo efectivo induce una reducción de la relación de vacíos y, por tanto, también del volumen. La magnitud del asentamiento, en suelos arenosos que son altamente permeables, debido al cambio en el esfuerzo efectivo, depende principalmente de tres factores (Cashman & Preene, 2001):

- El drenaje causado por el incremento en la presión de poro del agua se lleva a cabo inmediatamente.
- Debido al rápido drenaje del agua de los poros en los suelos arenosos, el asentamiento es inmediato y la consolidación se efectúa simultáneamente.

2.2.2. Solución de diferencias finitas de la ecuación de consolidación

Los métodos numéricos (e. g., diferencias finitas, elementos finitos y elementos de frontera) proporcionan soluciones aproximadas a ecuaciones diferenciales e integrales para condiciones de frontera en las que las soluciones de forma cerrada (soluciones analíticas) no son posibles.

Para estimar el abatimiento de la presión de poro con respecto al tiempo, se utilizó la solución de diferencias finitas para la consolidación unidimensional, partiendo de la ecuación diferencial de la teoría de consolidación de Terzaghi (Ecuación (2.1)). Para encontrar una solución, se utilizó una expansión de la ecuación diferencial usando el teorema de Taylor (Budhu, 2010):

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2.1)$$

Donde:

u	Presión de poro a una cierta profundidad (ton/m ²)
t	Tiempo de consolidación (años)
z	Profundidad a la cual se estima el valor de u (m)
C_v	Coefficiente de consolidación (m ² /años)

$$\frac{\partial u}{\partial t} = \frac{1}{\Delta t} (u_{i,j+1} - u_{i,j}) \quad (2.2)$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{1}{(\Delta z)^2} (u_{i-1,j} - 2u_{i,j} + u_{i+1,j}) \quad (2.3)$$

Donde:

i	Número de fila en la malla de diferencia finitas
j	Número de columna en la malla de diferencia finitas

Para aplicar la solución, se establece una malla en donde el eje horizontal representa el número de divisiones en el tiempo, y el eje vertical el número de divisiones del espesor del estrato. Para aplicar la solución mostrada, se toma la suposición de que los cambios en la presión de poro entre un nodo y otro son lineales, lo cual es razonable si los incrementos son pequeños. Substituyendo las ecuaciones (2.2) y (2.3) en la ecuación (2.1) se obtiene:

$$u_{i,j+1} = u_{i,j} + \frac{C_v \Delta t}{(\Delta z)^2} (u_{i-1,j} - 2u_{i,j} + u_{i+1,j}) \quad (2.4)$$

No obstante, la ecuación (2.4) sólo es aplicable para los nodos que no se encuentran en la frontera, si es que el flujo se considera en un solo sentido y, para los nodos ubicados en la frontera donde no es permitido el flujo, $u_{i+1,j}$ se considera como el espejo de $u_{i-1,j}$ y por lo tanto la ecuación (2.4) se modifica como:

$$u_{i,j+1} = u_{i,j} + \frac{C_v \Delta t}{(\Delta z)^2} (2u_{i-1,j} - 2u_{i,j}) \quad (2.5)$$

Para que el método converja, se debe de establecer un número suficiente de divisiones en la malla de diferencias finitas (Figura 2.9). Como criterio de convergencia, se ha establecido que $\frac{C_v \Delta t}{(\Delta z)^2} < 0.5$ (Das, 2008), siendo Δt el número de división en el tiempo y Δz el número de divisiones en el espesor del estrato.

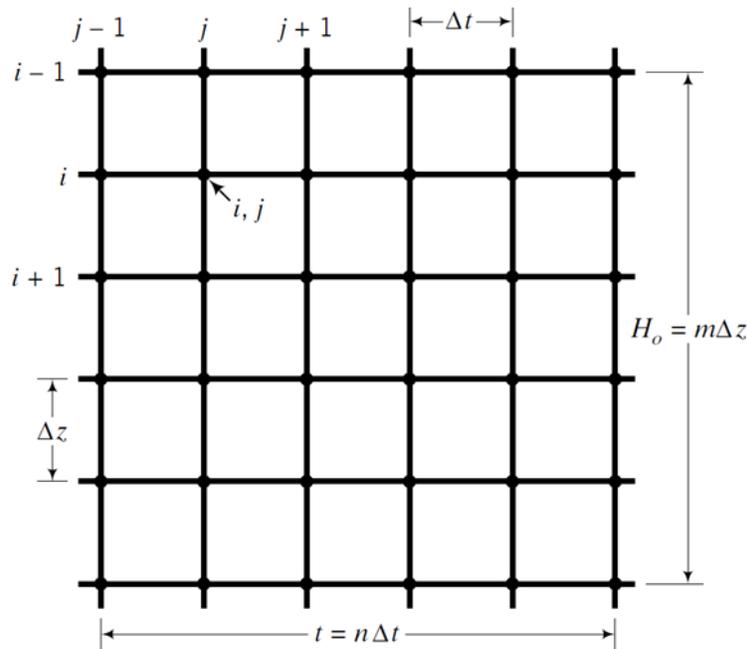


Figura 2.9. Esquema de la malla de diferencias finitas utilizada en el análisis (Budhu, 2010).

2.3. Instrumentación geotécnica en túneles

La instrumentación geotécnica abarca una gran cantidad de instrumentos de distinta clase que posibilita su utilización y adaptación en todo tipo de infraestructuras.

2.3.1. Monitoreo topográfico superficial

Estas mediciones permiten detectar oportunamente el desarrollo de condiciones de inestabilidad, o bien deformaciones inadmisibles, las cuales pueden ser:

- a) Deformaciones verticales. Se pueden emplear referencias superficiales que consisten en puntos fijos marcados sobre la superficie del terreno colocados sobre el eje del trazo y en secciones transversales, y sobre las fachadas de las construcciones vecinas.
- b) Deformaciones horizontales. Para estas mediciones son útiles los mismos testigos superficiales de las secciones transversales, siendo conveniente que éstos se encuentren alineados, lo que permitirá definir líneas de colimación.
- c) Desplomes de estructuras vecinas.
- d) Deformaciones de la masa del suelo. Sirven para medir movimientos horizontales y verticales a diferentes profundidades, con lo cual se puede calibrar y tener un modelo tridimensional del comportamiento del suelo.

2.3.2. Secciones de convergencia y divergencia

Las secciones de convergencia y divergencia son el sistema más efectivo y preciso para la medición de movimientos en la sección transversal de un túnel. Para la estimar la deformación que sufre el revestimiento del túnel se colocan varios puntos de control (dianas) por sección los cuales miden, mediante el monitoreo topográfico, la resultante del movimiento total. De igual manera, la medición puede llevarse a cabo con puntos que se anclan al revestimiento del túnel y una cinta extensométrica. La ubicación de estos puntos en cada sección puede ser la siguiente (Figura 2.10).

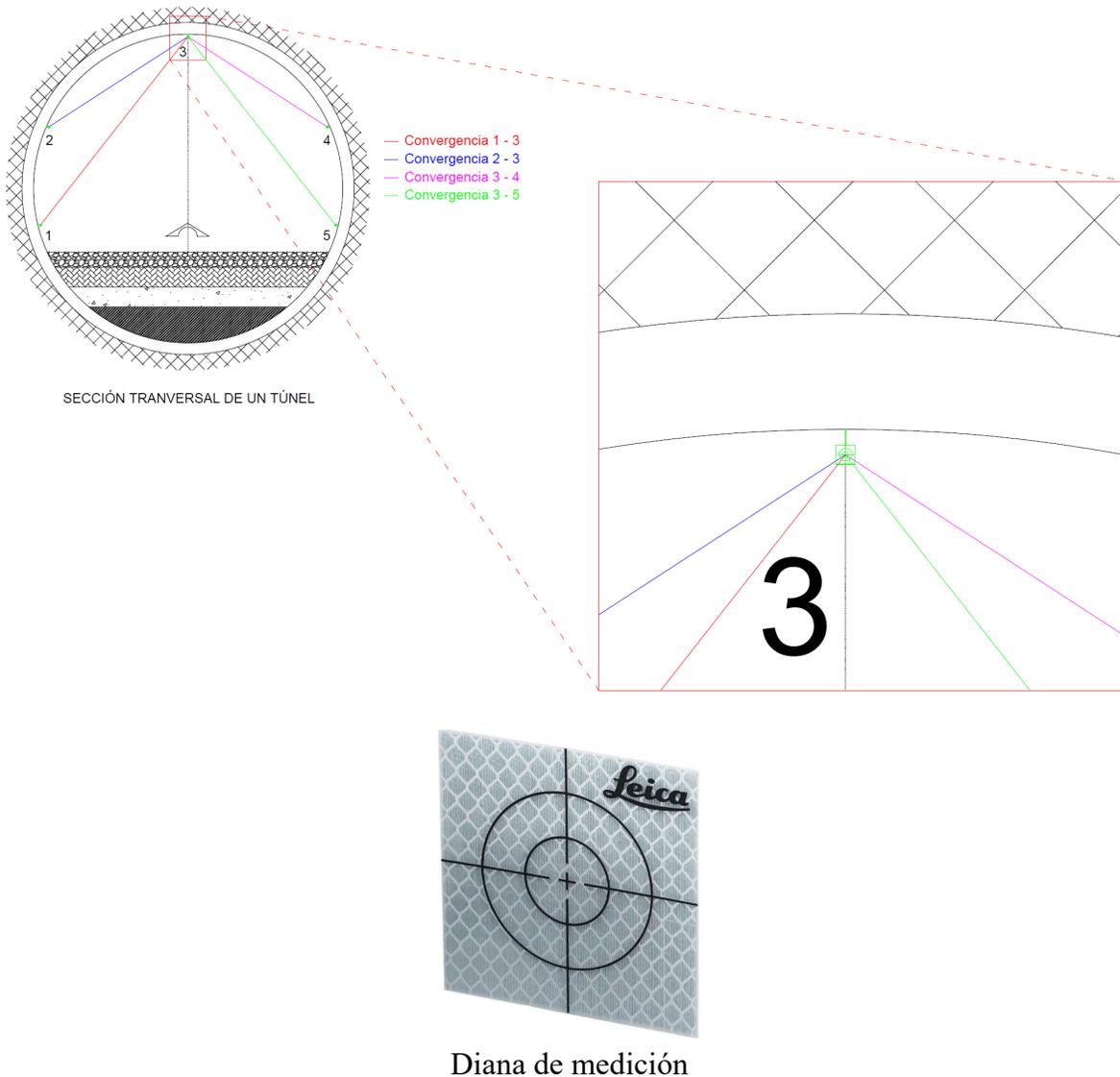


Figura 2.10. Instrumentación y puntos de monitoreo topográfico al interior del túnel.

La distancia entre secciones de convergencia y divergencia estaría entre 20 y 25 metros según las recomendaciones del Método Observacional (Peck, 1964), reduciéndose esta distancia y aumentando el control si durante la ejecución apareciesen zonas que, por su dificultad de ejecución o posterior evolución, necesitasen una mayor atención.

2.3.3. Piezómetro de cuerda vibrante

El piezómetro de cuerda vibrante (Figura 2.11) está diseñado para realizar mediciones exactas de la distribución de presión de poro en suelos y rocas total o parcialmente saturados; incluyendo pruebas de abatimiento y recuperación en pozos de bombeo y observación; control y seguimiento de presión de poro en cimentaciones, embalses, pequeñas presas, muros de contención; control y seguimiento de laderas y terraplenes; control y seguimiento de túneles, minas, tuberías y otras obras subterráneas.

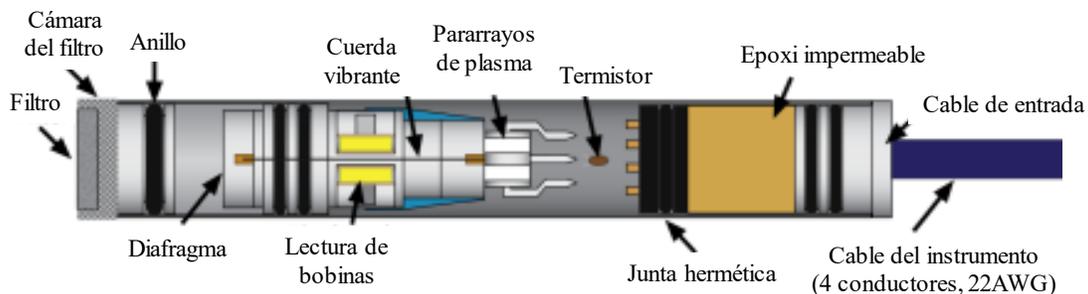


Figura 2.11. Modelo de piezómetro de cuerda vibrante (GEOKON, 2023)

Cuando un túnel se encuentra bajo el nivel freático, es muy importante llevar a cabo observaciones de los niveles piezométricos en las áreas vecinas a diferentes profundidades. Estas mediciones sirven para definir el estado inicial de los esfuerzos efectivos, así como los cambios que ocurran durante la construcción, sea porque interese evaluar la presión de poro alrededor del túnel, asimismo, el hundimiento del suelo debido por el fenómeno por consolidación, o bien porque se tenga planeado abatir el nivel freático para evitar filtraciones de agua hacia el túnel, y sea necesario garantizar que esto se logre.

2.3.4. Extensómetros

Los medidores de tensión de barras de refuerzo de cuerda vibrante (extensómetros) están diseñados para medir los movimientos en rocas y suelos, con la finalidad de medir la variación de la deformación (alargamiento o acortamiento) asociadas con fallas rocosas producidas por separaciones de estratos, abertura, agrietamiento y esfuerzos cortantes de juntas.

2.3.5. Inclínómetros

Se utilizan principalmente para medir movimientos del suelo como los que pueden ocurrir en pendientes inestables (deslizamientos de tierra) o en el movimiento lateral del terreno alrededor de excavaciones en curso. También se utilizan para monitorear la estabilidad de presas, terraplenes, muros pantalla, la disposición y desviación de pilotes hincados o pozos perforados y el asentamiento del terreno en rellenos, terraplenes y debajo de tanques de almacenamiento (usando inclinómetros horizontales). Asimismo, sirve para determinar la profundidad de la superficie de falla y, la dirección y la magnitud de los desplazamientos (Figura 2.12).



Figura 2.12. Modelo de inclinómetro digital (GEOKON, 2023).

3. METODOLOGÍA

La metodología propuesta para el desarrollo de curvas de eficiencia en túneles ante carga sostenida y sísmica consta de las seis etapas siguientes:

- 1) Identificación de las variables ambientales clave (i. e., presión de poro del suelo, filtración de agua en estructuras, asentamientos diferenciales, entre otros),
- 2) Instrumentación para monitorear las variables ambientales clave para evaluar la consolidación del suelo a lo largo de la vida económica de la estructura. Lo anterior para conocer la evolución de la presión de poro con el tiempo, los asentamientos diferenciales y la variación de la aceleración pico del terreno, PGA (Peak Ground Acceleration), en el sitio de estudio,
- 3) Estudiar el efecto de los cambios de las variables ambientales clave durante la vida económica del túnel, incluyendo la determinación del módulo volumétrico, m_v , mediante ensayos de consolidación unidimensional y la variación de los esfuerzos efectivos medios para las formaciones arcillosas encontradas en el sitio de estudio,
- 4) Establecer el efecto de las variables ambientales clave en la interacción túnel-suelo en los sitios de estudio a lo largo del túnel. Esto incluye el cálculo de los asentamientos del suelo para cada periodo de tiempo de consolidación considerado,
- 5) Análisis de la interacción suelo-estructura para cada periodo de tiempo de consolidación considerado, y definición de la variable del modelo sustitutivo, a través del desarrollo de una serie de modelos numéricos de diferencias finitas para condiciones ante carga sostenida y sísmica,
- 6) Evaluación del comportamiento del túnel a corto y largo plazo a partir de un modelo sustitutivo definiendo curvas de eficiencia en función de los parámetros ambientales medidos (distribución de la presión de poro, la aceleración pico del terreno y el asentamiento del suelo).

La Metodología se describe esquemáticamente en la Figura 3.1.

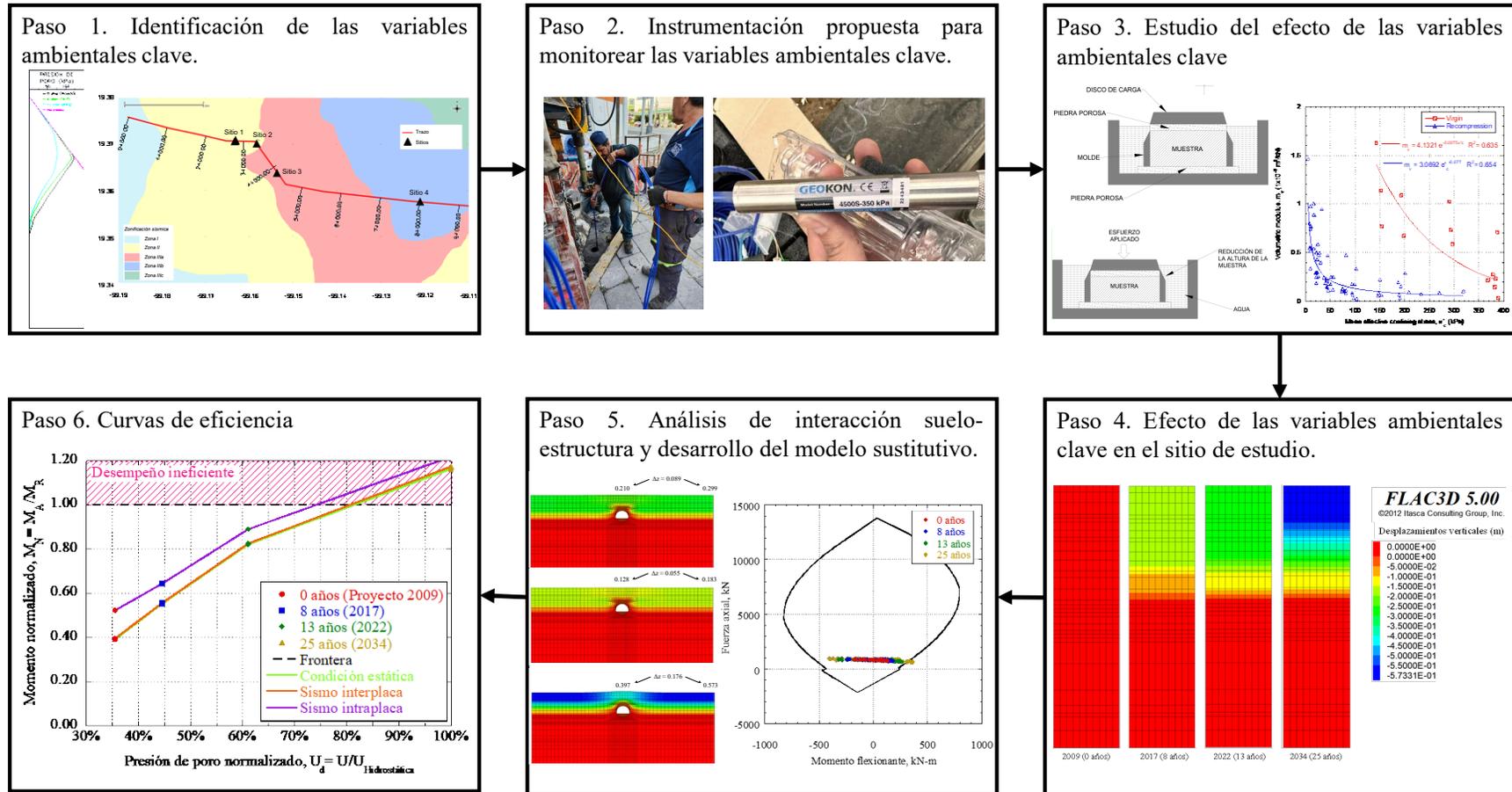


Figura 3.1. Representación esquemática de la metodología propuesta.

4. CASO DE ESTUDIO

Para el caso de estudio, se consideró un túnel de 9.1 km de longitud construido con TBM (Figura 4.1). A lo largo del trazo del proyecto, se encuentran diversas condiciones del suelo y del túnel (i.e., espesor de arcilla, cobertura del túnel y presión de poro). Se seleccionaron dos sitios críticos (Sitio 1 y 2) que se consideraron representativos del caso de estudio porque se observaron filtraciones debido a la presencia de un acuífero colgado⁵ en el túnel. La mayor cantidad de filtraciones hacia el interior del túnel evidenció el deterioro prematuro del sistema de impermeabilización colocado en esta zona. De la Figura 4.2 a la 4.4, se observa las filtraciones al interior del túnel, lo que ha generado la acumulación de sales sobre las dovelas, instalaciones electromecánicas, balasto y durmientes.

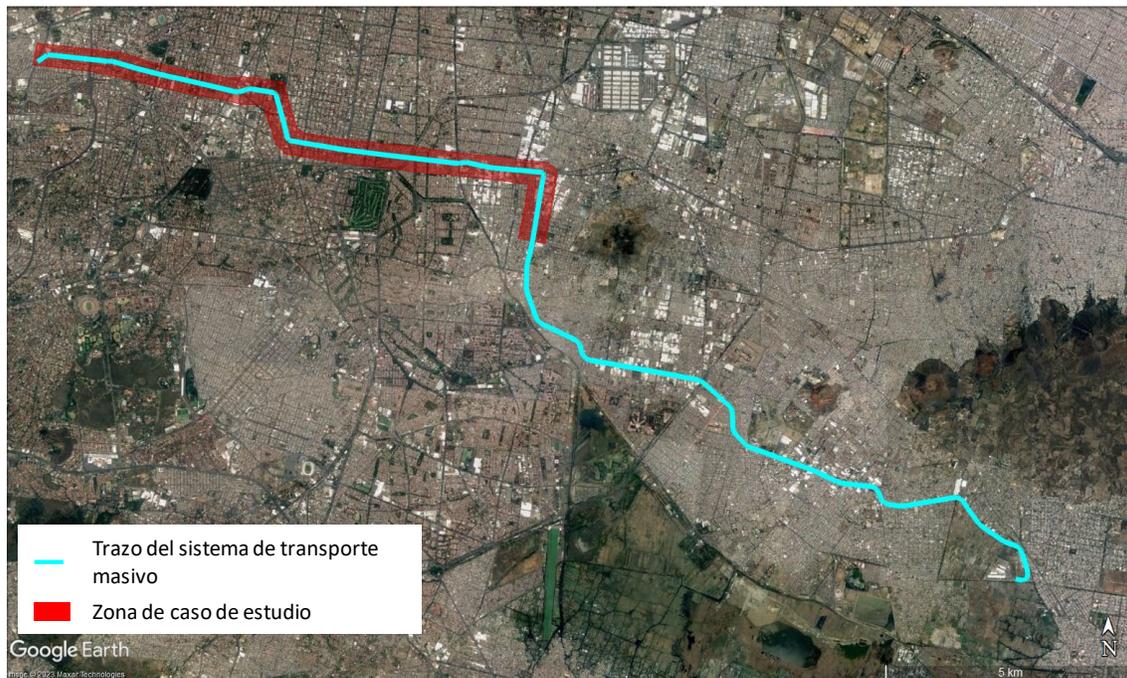


Figura 4.1. Trazo del túnel del caso de estudio.

⁵ Los acuíferos colgados no están en contacto con el nivel freático de la zona, sino que están situados por encima del nivel freático regional como consecuencia de la existencia de un nivel impermeable dentro de la zona no saturada del acuífero principal. Se producen cuando, después de una fuerte recarga, el nivel freático asciende y queda retenida una cantidad de agua por encima de una capa impermeable. (González et al., 2002)



Figura 4.2. Filtraciones observadas en el revestimiento (dovelas).



Figura 4.3. Acumulación de sales sobre un durmiende causado por las filtraciones.



Figura 4.4. Generación de sulfatos sobre el balasto causado por la presencia constante de agua en esta zona.

4.1. Condiciones geotécnicas

El caso de estudio se localiza en la zona de lago (Figura 4.5), al sur de la Ciudad de México, compuesta principalmente de arcillas plásticas altamente compresibles y de baja resistencia al esfuerzo cortante. Se puede apreciar que existe un relleno superficial de 2.0 m de espesor. Por debajo de este estrato y hasta los 22 m de profundidad se encuentra una capa de arcilla muy blanda con contenidos de agua que varían en un rango de 30 a 450 %. A partir de los 22 m y hasta la profundidad de exploración, se tiene un estrato de arena limosa en estado muy compacto con gravas.

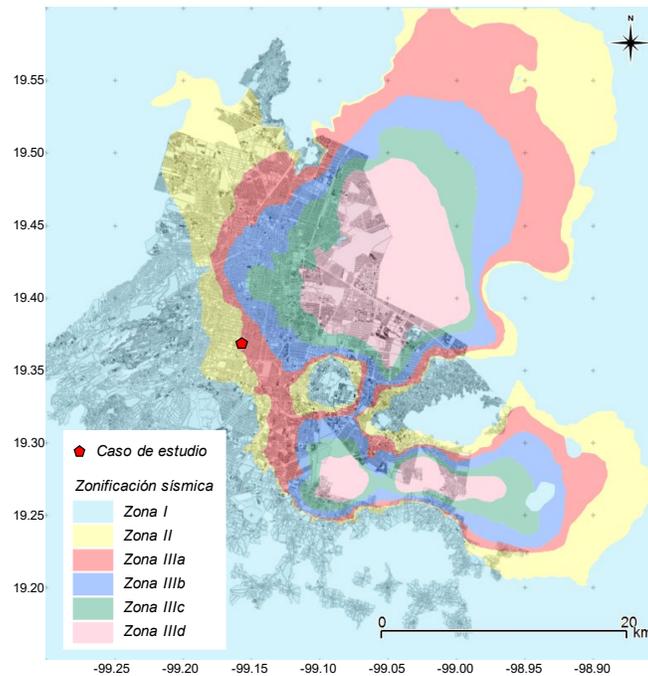


Figura 4.5. Ubicación del caso estudio en la zonificación sísmica de la Ciudad de México (Modificado de Mayoral Villa, et al., (2019)b).

Para conocer las condiciones geotécnicas del Sitio 1 y 2, se realizaron sondeos de penetración estándar, SPT, con muestreo selectivo (Figura 4.6). La Figura 4.7 muestra la ubicación de los SPT cercanas en la zona de estudio. El nivel de aguas freáticas, NAF, se detectó a los 5.00 m y 4.50 m, en los sondeos SM-11 y SM-13, respectivamente. Los parámetros de resistencia al corte no drenado, c_u y ϕ , y el módulo de elasticidad al 50% de deformación se estimaron a partir de pruebas triaxiales UU realizadas en muestras inalteradas recuperadas a diferentes profundidades. La Tabla 4.1 presenta las propiedades de cada uno de los perfiles de suelo.

Asimismo, considerando los parámetros del sondeo SM-20 (Figura 4.8), se desarrolló la calibración del sistema túnel-suelo como se menciona en el Apartado 4.4. El perfil estratigráfico del SM-20 presenta un relleno superficial de 1.4 m de espesor. Por debajo de este estrato y hasta los 19 m de profundidad, se encuentra una capa de arcilla muy blanda con contenidos de agua que varían en un rango de 25 a 450 % e índices de plasticidad comprendidos entre 25 y 390 %. La resistencia al corte no drenado, c_u , de esta arcilla se encuentra entre 5 y 40 kPa. A partir de los 19 m y hasta los 29 m de profundidad, se tiene un estrato de arcilla consistente (c_u entre 55 y 80 kPa). El contenido de agua de este estrato varía

en un rango de 10 a 220 %. Por debajo de este estrato y hasta la máxima profundidad explorada (50 m) se encontraron arenas arcillosas muy densas con número de golpes del SPT mayores a 60. En la Tabla 4.2 se presentan las propiedades mecánicas de resistencia y deformabilidad del sondeo SM-20.

En la Figura 4.9 puede apreciarse la variación de la cobertura del túnel a lo largo de su longitud para los sitios 1 y 2.

Tabla 4.1. Características geotécnicas de los sitios de la zona de estudio

Sitio	Profundidad		Peso volumétrico	Prueba triaxial UU		Módulo de Young
	Inicial (m)	Final (m)	γ (kN/m ³)	c_u (kPa)	ϕ (°)	E (kPa)
1	0.00	1.00	16.19	4.90	29	3432.33
	1.00	2.60	12.66	32.85	0	3432.33
	2.60	4.40	17.66	4.90	29	19613.30
	4.40	14.00	11.67	41.68	0	1765.20
	14.00	15.80	17.66	4.90	37	19613.30
	15.80	18.90	12.26	77.47	0	3432.33
	18.90	40.00	17.66	4.90	35	19613.30
2	0.00	7.20	12.66	31.38	0	3432.33
	7.20	13.20	10.69	34.52	0	1569.06
	13.20	23.40	11.28	76.49	0	2157.46
	23.40	40.00	17.66	4.90	35	39226.60

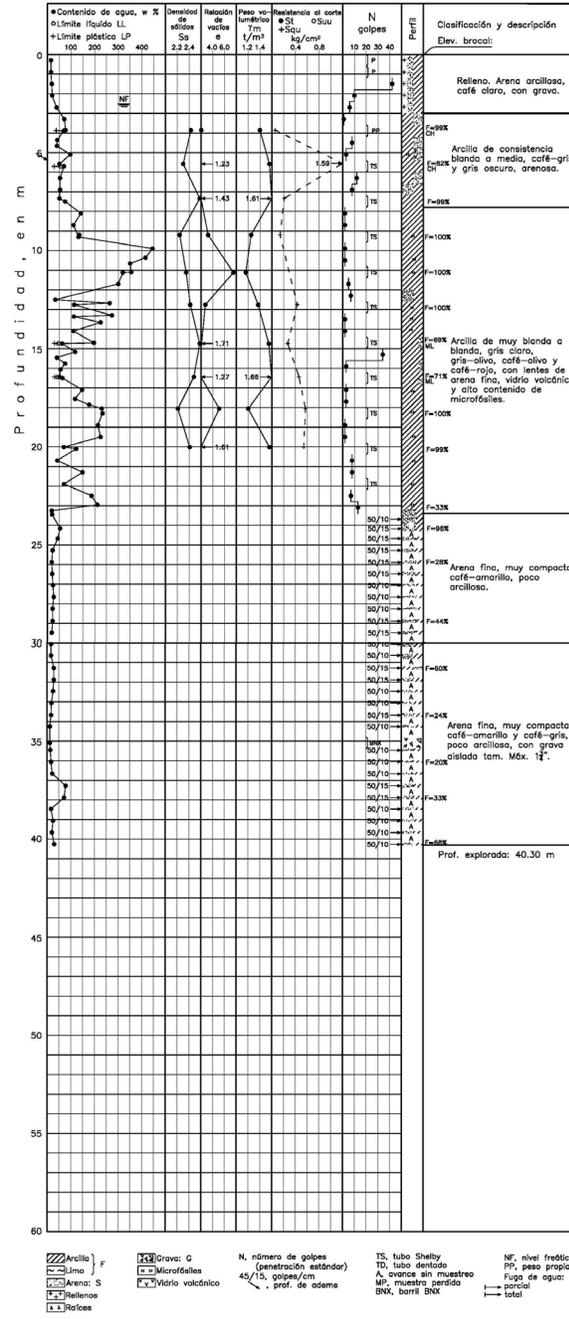
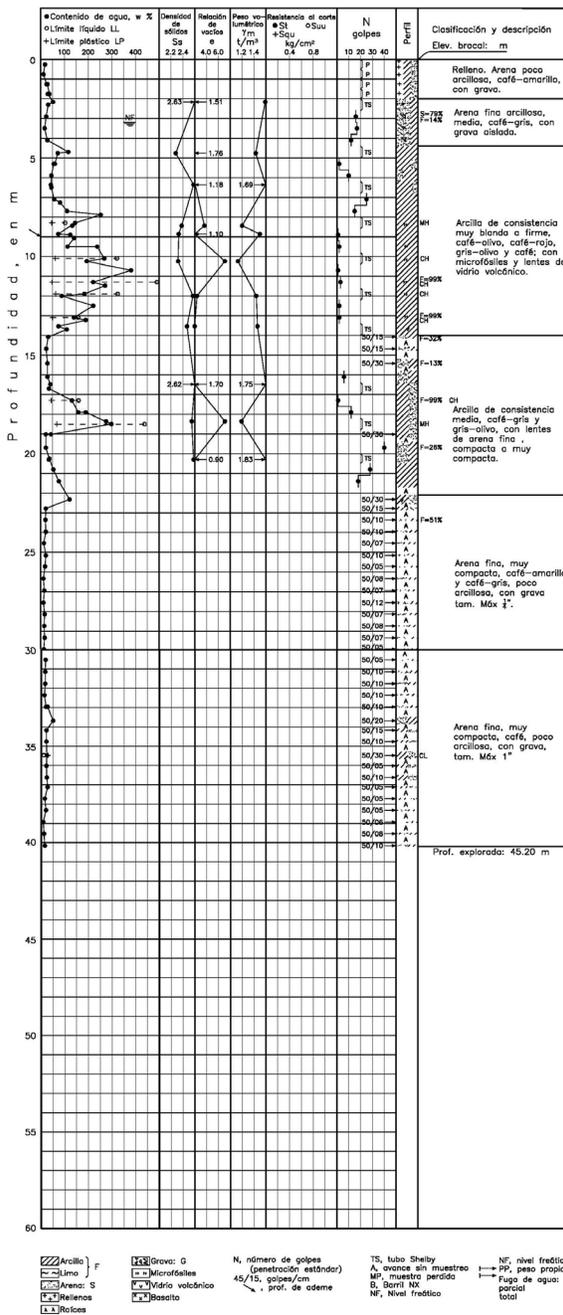


Figura 4.6. Perfil geotécnico del SPT de la zona de estudio, a) SM-11 y b) SM-13.

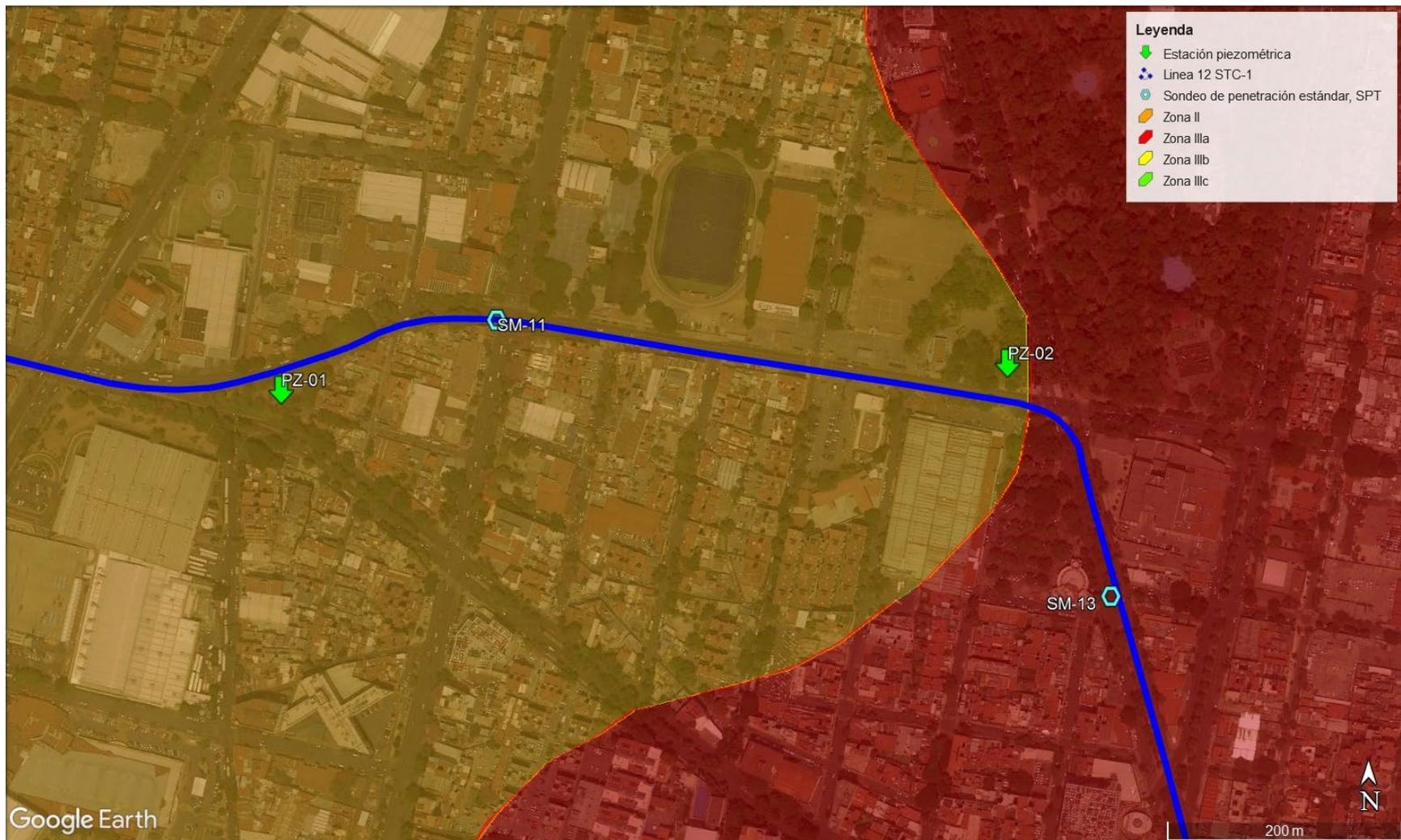


Figura 4.7. Ubicación de los SPT en la zona de estudio.

Tabla 4.2. Propiedades mecánicas de resistencia y deformabilidad del sondeo SM-20

Profundidad (m)	Límites de Atterberg			Peso volumétrico γ (t/m ³)	Prueba triaxial UU		Resistencia a la compresión simple qu (kPa)	Relación de vacíos, e	w %	Gs -	E (kPa)
	wL %	wP %	IP		Cu (kPa)	ϕ (°)					
1.75	-	-	-	-	-	-	41	1.35	120	2.54	3532
4.43	80	40	40	-	-	-	47	2.1	80	2.45	1668
8.18	350	55	295	1.10	32	0	22	8.69	97	2.23	2256
9.94				1.40	-	-	41	2.21	212	2.67	785
11.89	450	75	375	1.10	42	4	53	8.66	232	2.25	3257
13.76				1.30	42	4	114	2.78	259	2.47	5003
15.65	200	50	150	1.30	57	2	87	4.48	132	2.4	6063
17.34	310	50	260	1.11	49	8	176	7.28	147	2.38	5199
19.39	260	60	200	1.25	13	7	76	2.88	271	2.33	17168
21.06				1.52	-	-	108	1.4	179	2.42	4169
22.79	250	50	200	1.11	88	7	134	5.91	81	2.3	13371
26.81	60	40	20	1.44	163	13	192	1.62	23	2.45	14323
28.77				1.28	80	13	381	2.88	36	2.48	13763

- wL: Límite líquido
- wp: Límite plástico
- IP: Índice de plasticidad
- ϕ : Ángulo de fricción interna
- w: Contenido de agua
- Gs: Densidad de sólidos
- E: Módulo de elasticidad

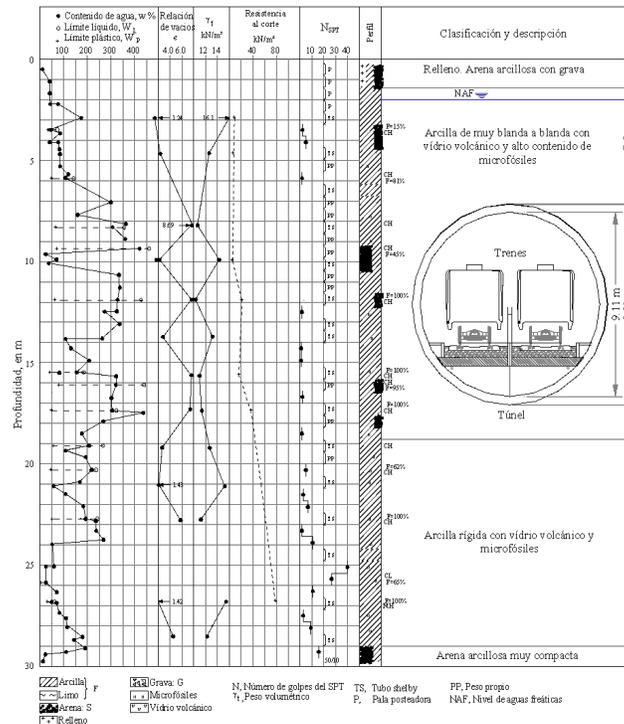
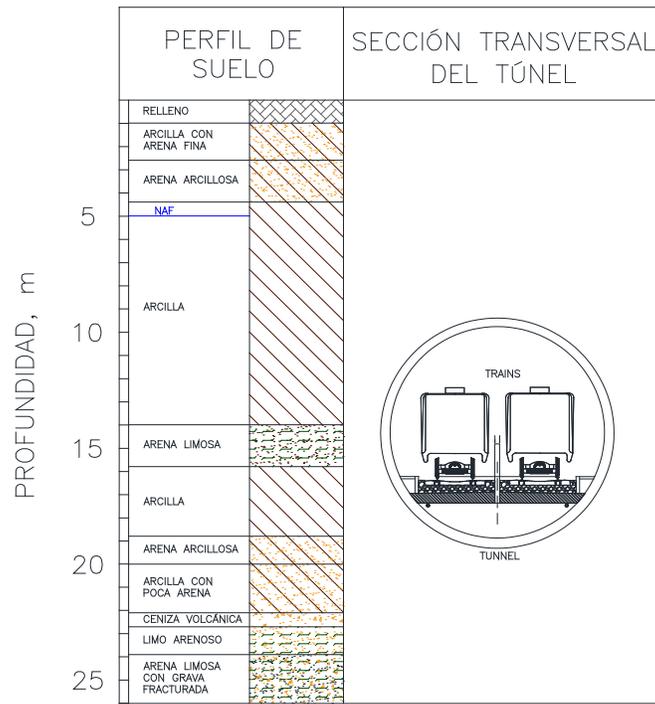
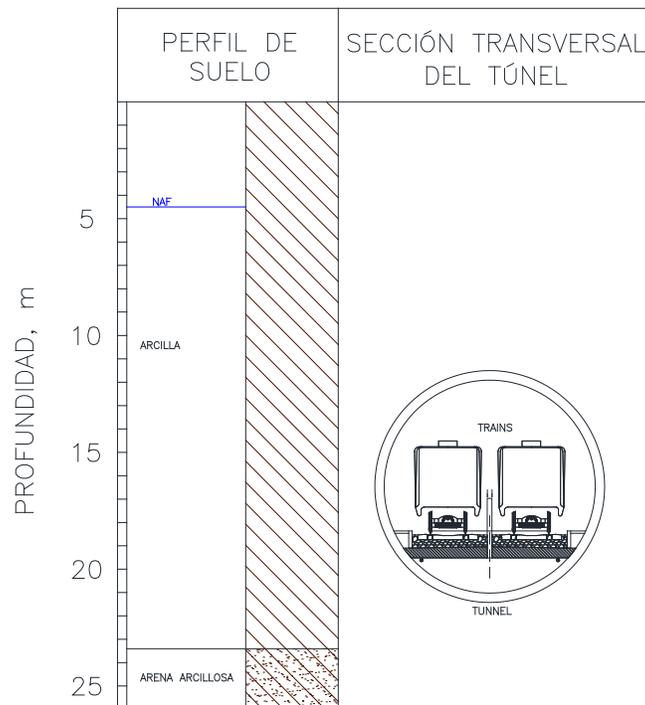


Figura 4.8. Perfil geotécnico del SPT, SM-20.



(a)



(b)

Figura 4.9. Variación de la cobertura del túnel de los sitios (a) 1 y (b) 2.

4.2. Descripción de la estructura subterránea

La sección del tramo del túnel consta de un revestimiento único formado por anillos compuestos por 7 dovelas y una dovela llave. El diámetro interior del túnel es de 9.11 m. El revestimiento segmentado tiene un espesor de 0.4 m. El concreto para el revestimiento de dovelas es de $f'c = 45$ MPa. Cabe señalar que el proceso de construcción del túnel es por métodos mecánicos, TBM. La Figura 4.10 muestra la geometría del túnel y su correspondiente revestimiento.

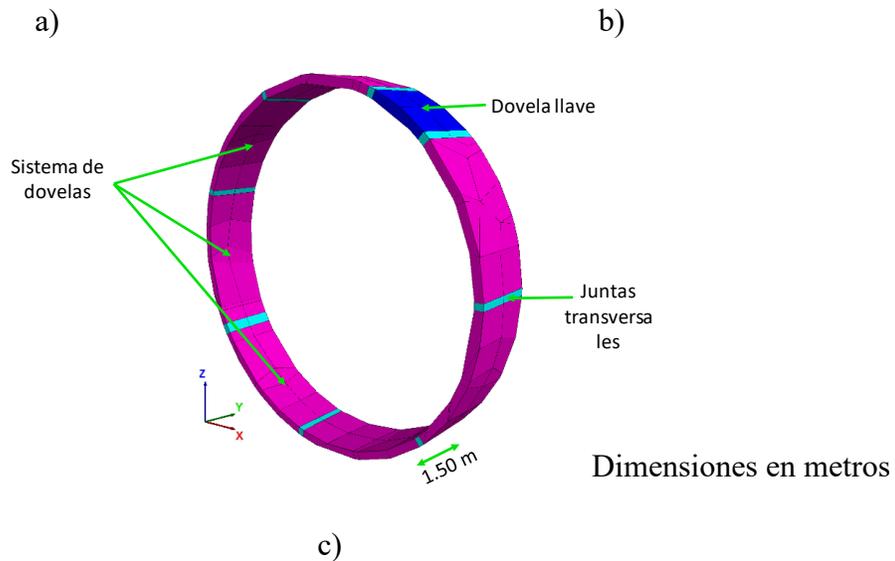
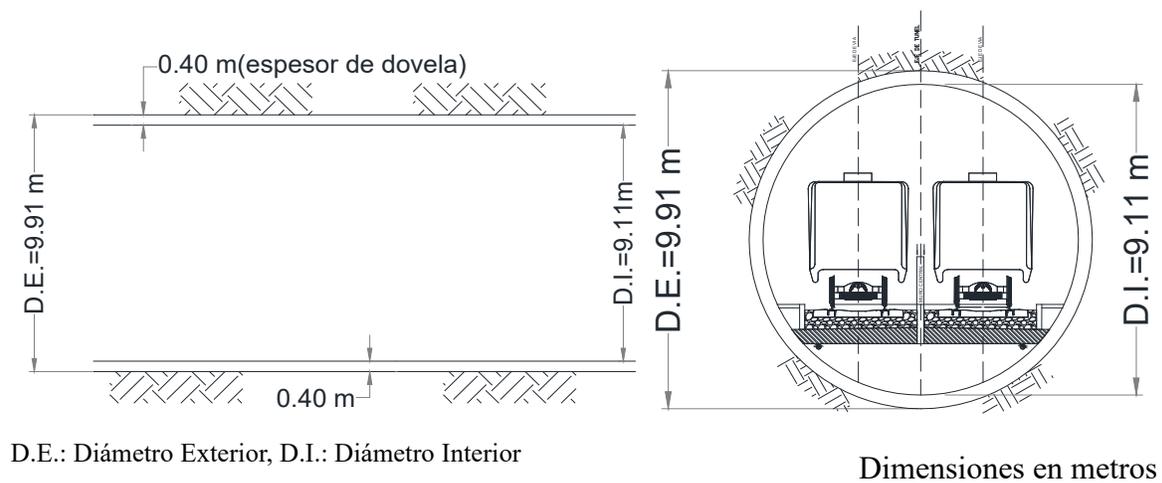


Figura 4.10. Configuración geométrica del revestimiento del túnel a) Sección longitudinal, b) Sección transversal y c) Sección en 3D del revestimiento único.

4.3. Monitoreo realizado en la zona de estudio

Con el objetivo de evaluar el comportamiento del túnel a corto y largo plazo mediante la implementación de modelos numéricos tridimensionales, se llevó a cabo la instrumentación topográfica y estaciones piezométricas en los sitios del caso de estudio, con la finalidad de calibrar los modelos mediante la magnitud de los asentamientos en las inmediaciones como la deformación al interior del túnel, asimismo, la variación de la distribución de la presión del poro con respecto al tiempo.

4.3.1. Instrumentación topográfica en superficie (puntos de nivelación) y secciones convergencia-divergencia en el túnel.

Se llevó a cabo el levantamiento topográfico de los puntos de monitoreo dentro y fuera del túnel (puntos de control topográfico y secciones de convergencia-divergencia). En la Figura 4.11 se presentan algunas fotografías de los trabajos de campo.



a)

b)

Figura 4.11. Monitoreo topográfico al interior del túnel en el a) Sitio 1 y b) Sitio 2.

Cada sección de convergencias y divergencias está conformada por cinco puntos de medición, la disposición de estos puntos se muestra en la Figura 2.10. De manera similar, en la Figura 4.12 se presenta la disposición de los puntos instalados para la medición de asentamientos.

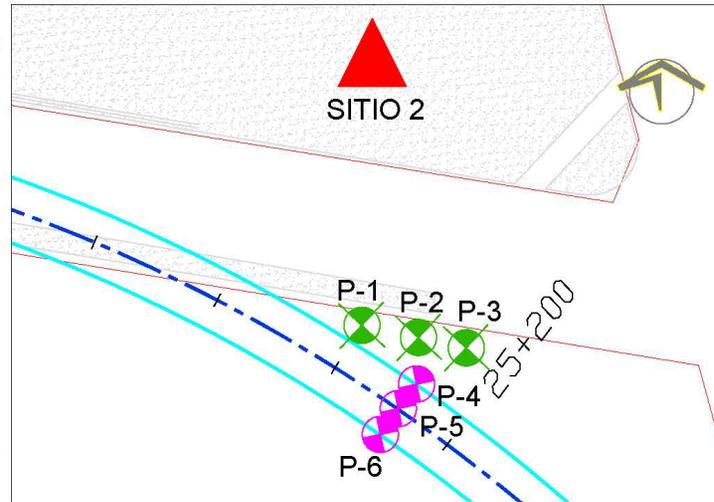
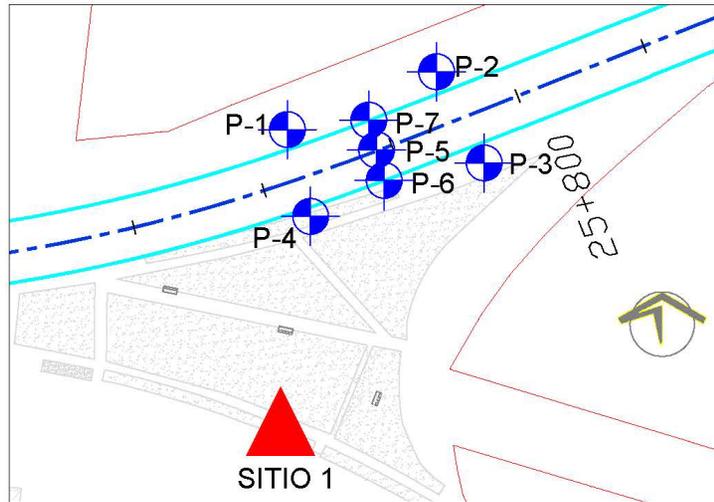
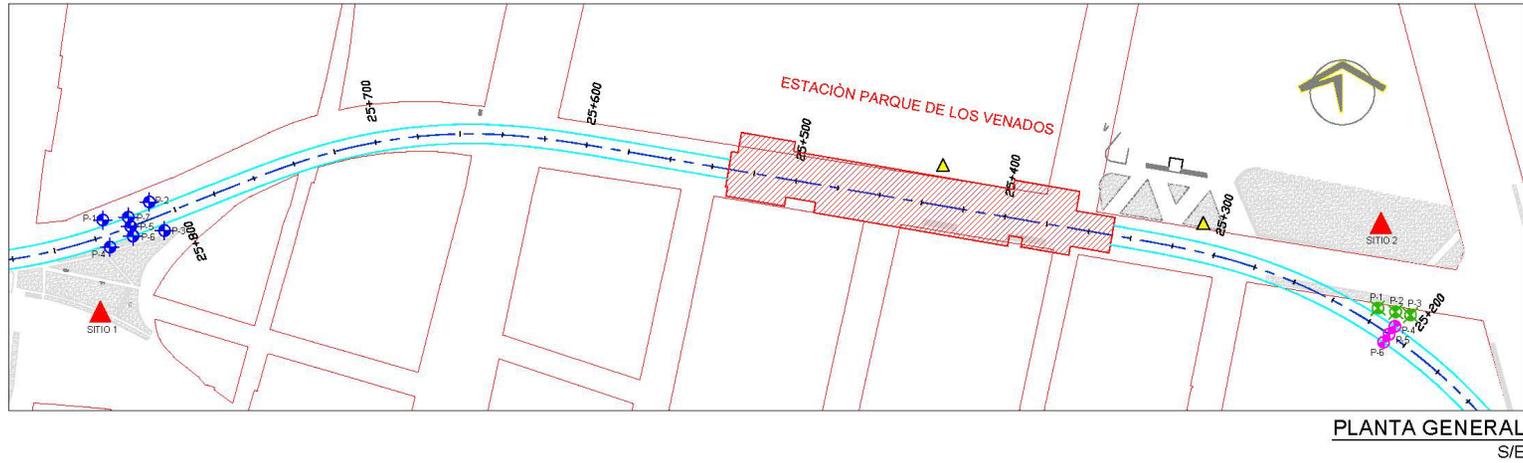


Figura 4.12. Ubicación de los puntos de monitoreo topográfico en superficie en los sitios 1 y 2.

En la Figura 4.13 y 4.14 se presentan las gráficas de convergencias y divergencias. Puede observarse que la deformación máxima es de 2 mm, correspondiente al acortamiento de la cuerda 2-3 para la sección de monitoreo ubicada en el cadenamiento en el Sitio 1 para un periodo correspondiente de 2 meses (octubre-diciembre 2022). Esta magnitud de deformación está dentro de los rangos de la precisión topográfica y no representa un riesgo de inestabilidad para las secciones estudiadas.

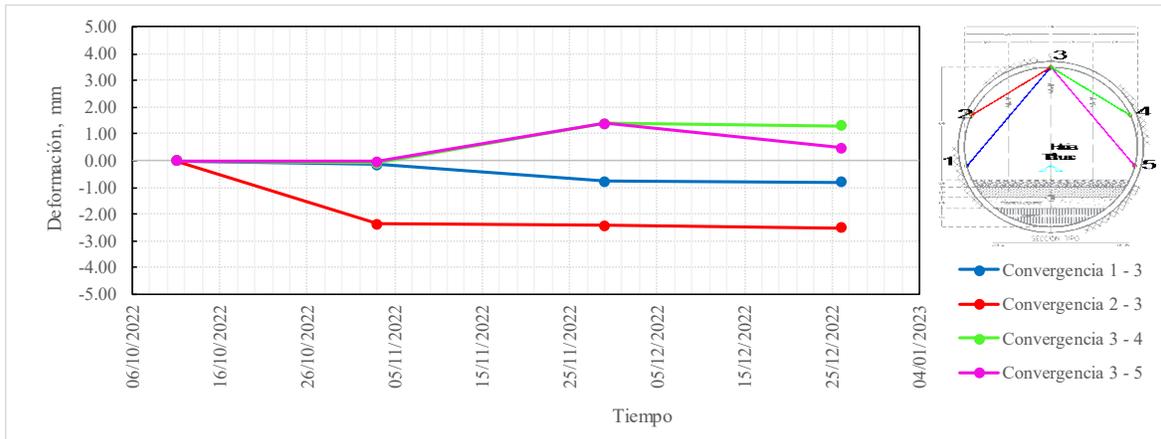


Figura 4.13. Deformación del túnel registrada en la estación de medición ubicada en el Sitio 1.

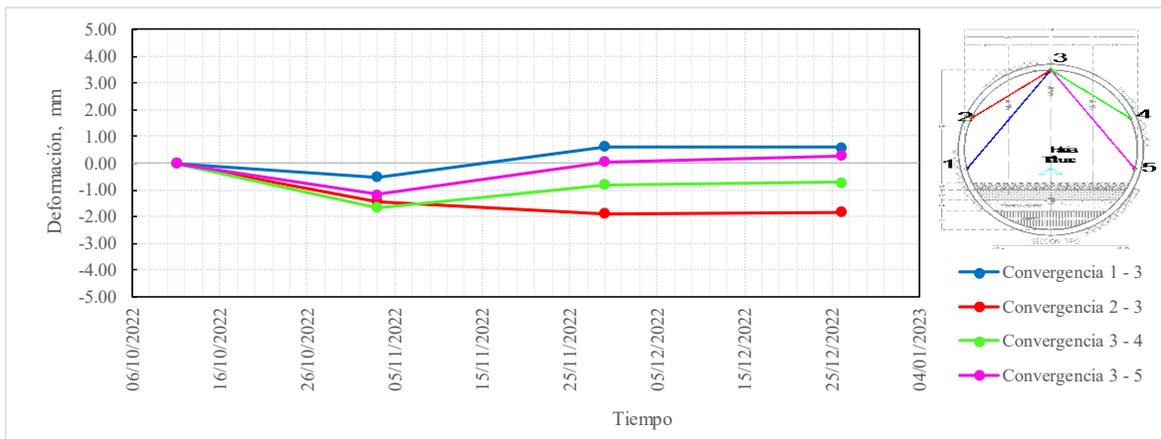


Figura 4.14. Deformación del túnel registrada en la estación de medición ubicada en el Sitio 2.

Los resultados del monitoreo topográfico ejecutado en superficie, sobre el trazo del túnel, se presentan en las Figuras 4.15 y 4.16. Puede observarse que el asentamiento máximo registrado es de 1 mm para ambos puntos de monitoreo topográfico.

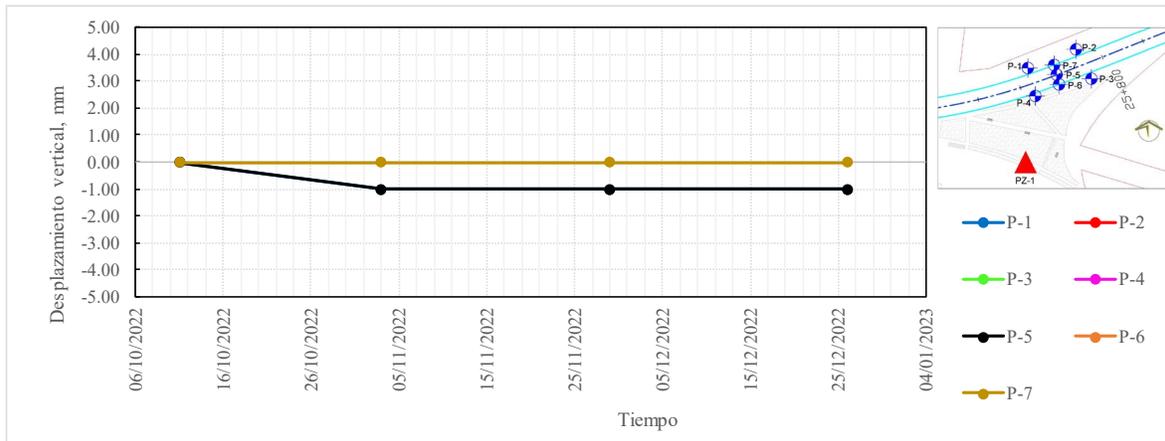


Figura 4.15. Asentamientos en la superficie del túnel registrados en el Sitio 1.

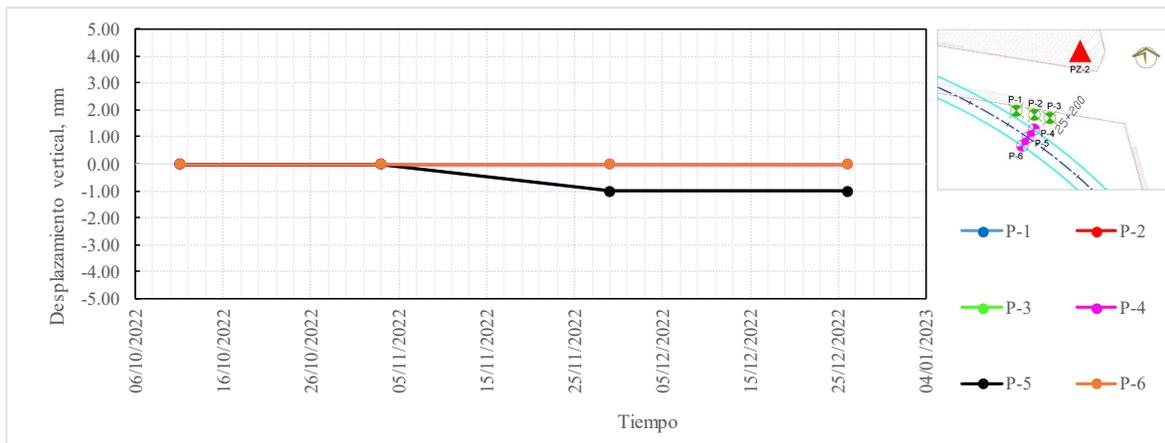


Figura 4.16. Asentamientos en la superficie del túnel registrados en el Sitio 2.

4.3.2. Instrumentación piezométrica

La zona de lago está caracterizada por la presencia de suelos blandos compresibles sujetos al hundimiento regional, asociada a la extracción de agua del subsuelo. Por lo que es necesario revisar el comportamiento del túnel considerando la variación piezométrica con el tiempo y, de esta forma, asegurar un desempeño adecuado del sistema de dovelas del túnel a corto y largo plazo. La Tabla 4.3 presenta un resumen con la ubicación de las estaciones piezométricas. La Figura 4.17 presenta la ubicación general de los sitios seleccionados a lo largo del túnel. Las Figuras 4.18 y 4.19 muestran la ubicación particular de cada estación piezométrica. En estos sitios, se están monitoreando los asentamientos en superficie y la distorsión al interior del túnel, mediante convergencias y divergencias (Apartado 4.3.1). Las Figuras 4.20 a 4.22 muestran los trabajos de campo ejecutados durante la instalación de las estaciones piezométricas. Es importante mencionar que en cada estación piezométrica se construyó un pozo de observación para poder identificar el Nivel de Aguas Freáticas, NAF.

Tabla 4.3. Sitios de monitoreo mediante estaciones piezométricas

Sitio	Tramo	Prof., m	NAF, m	Coordenadas	
				Lat.	Long.
PZ-01	Zapata - Parque de los venados	25	5.0	19.37°	-99.16°
PZ-02	Parque de los venados - Eje central	20	4.5	19.37°	-99.15°

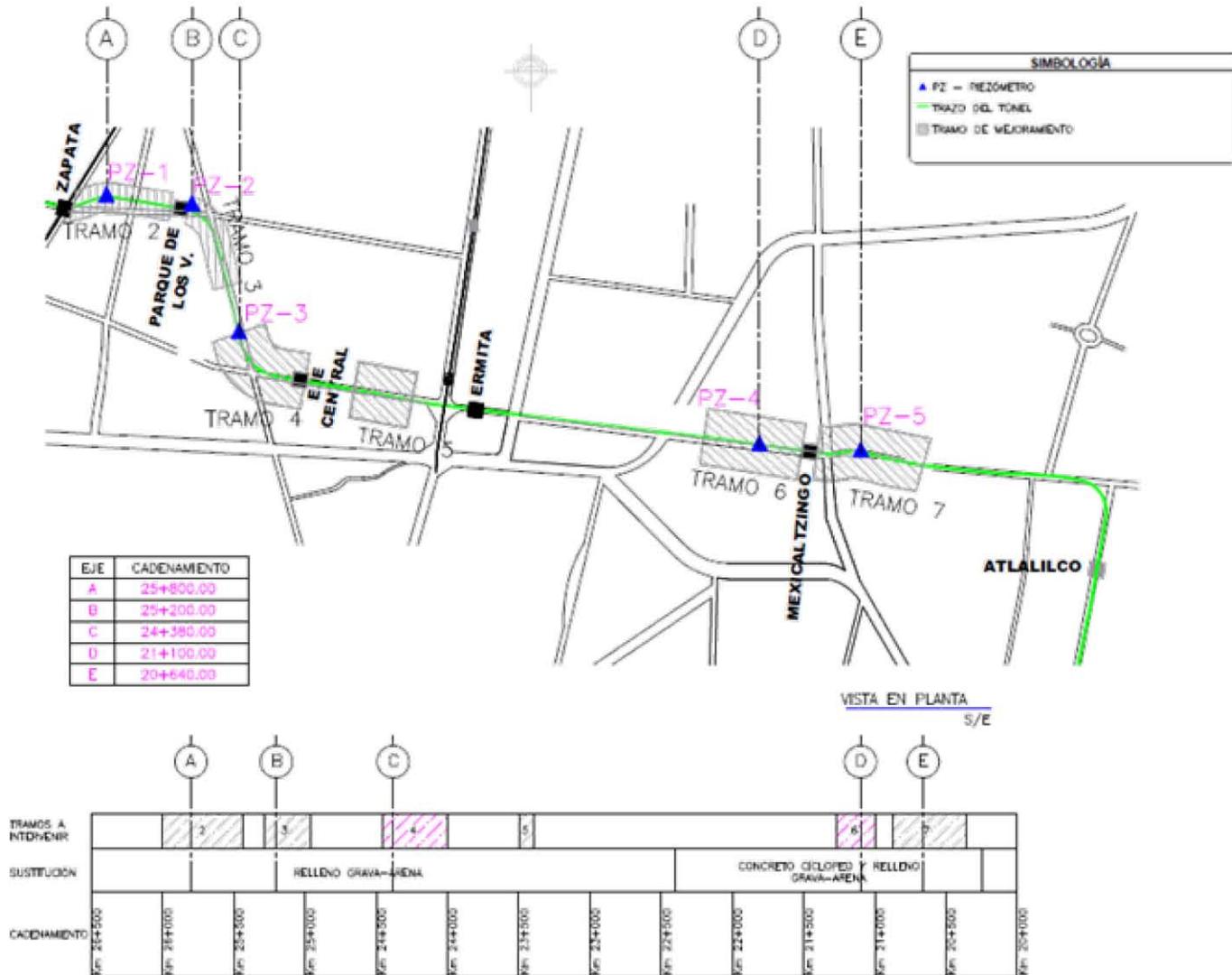


Figura 4.17. Sitios establecidos para la instalación de las estaciones piezométricas.



Figura 4.18. Vista en planta de la localización de la estación piezométrica PZ-01.



Figura 4.19. Vista en planta de la localización de la estación piezométrica PZ-02



Figura 4.20. Instalación de la estación piezométrica PZ-01, ubicada en el tramo Zapata - Parque de los venados.



Figura 4.21. Instalación de la estación piezométrica PZ-02, ubicada en el tramo Parque de los venados - Eje central.



Figura 4.22. Muestra de un sensor piezométrico instalado.

4.4. Calibración del modelo numérico

4.4.1. Simulación del sistema túnel-suelo

Con el objetivo de caracterizar la rigidez del sistema dovelado, se desarrolló un modelo numérico tridimensional de diferencias finitas con el software FLAC^{3D} del sistema túnel-suelo, considerando las juntas longitudinales y transversales, y el sistema de machihembrado. La flexibilidad en la zona de juntas longitudinales, que es variable y función de la rotación de los segmentos de dovelas, fue tomada en cuenta reduciendo los módulos de elasticidad E_1 en esas zonas, y calibrando la flexibilidad global del sistema de anillos utilizando las mediciones de convergencias y divergencias registradas durante la construcción del túnel. El comportamiento de los geomateriales se consideró gobernado por una ley esfuerzo-deformación elasto-plástica con un criterio de falla Mohr-Coulomb, para tener una mejor eficiencia en los tiempos de cálculo de las simulaciones. Para modelar las dovelas y juntas del túnel se utilizaron elementos elásticos tipo SHELL, y para el suelo circundante se utilizaron elementos sólidos. Se consideró la configuración de los segmentos de las dovelas y sus juntas, así como la rotación de los segmentos de las dovelas (Figura 4.23). La Figura 4.24 presenta la vista general del modelo numérico tridimensional de diferencias finitas, así como el modelado de las dovelas.

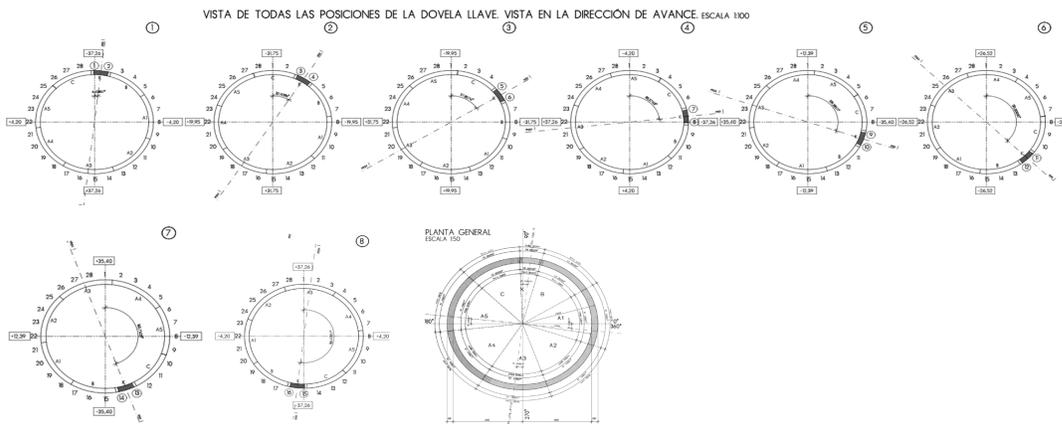


Figura 4.23. Rotación de los segmentos de las dovelas.

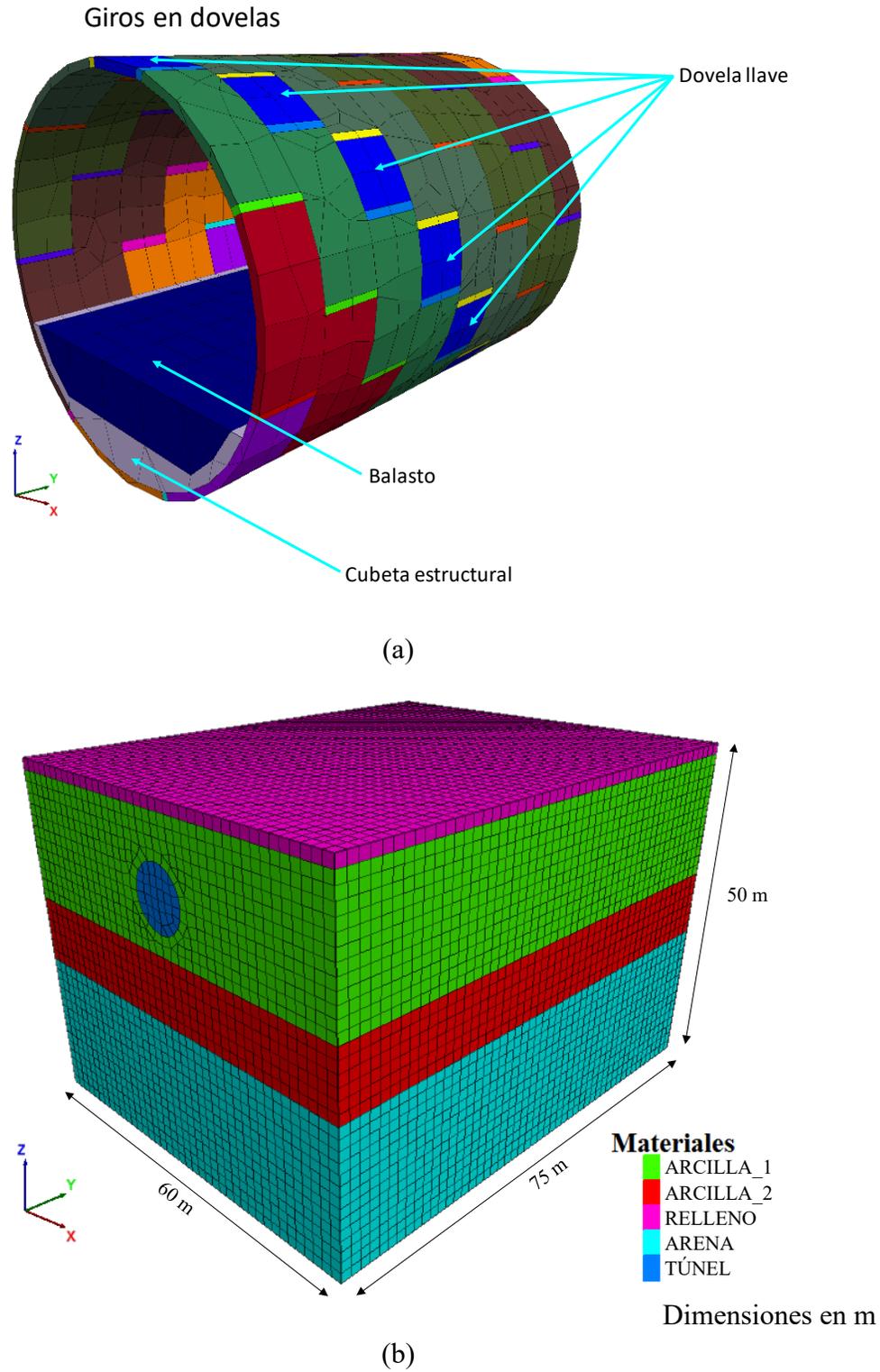


Figura 4.24. Modelo numérico tridimensional de diferencias finitas (a) modelado de dovelas y (b) vista general del modelo.

La Figura 4.25 presenta las mediciones al interior del túnel que fueron utilizadas para la calibración de la flexibilidad global del sistema de anillos a través de un proceso iterativo de ajuste del parámetro E_1 , hasta reducir el error entre lo medido y calculado. Es importante mencionar que las mediciones de calibración corresponden con las lecturas de monitoreo topográfico realizadas durante la construcción del túnel. La Figura 4.26 presenta las deformaciones calculadas en el sentido transversal. Asimismo, la Figura 4.27 muestra la comparación de los asentamientos superficiales calculados mediante la simulación numérica, y los medidos durante la construcción. En general, puede observarse que existe una buena correlación entre las deformaciones medidas y calculadas.

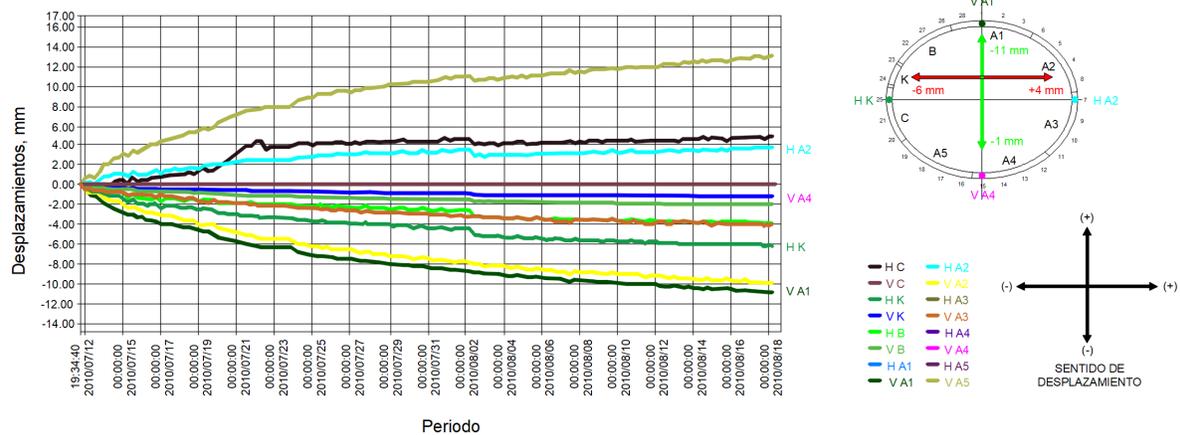


Figura 4.25. Deformaciones al interior del túnel en las inmediaciones del sondeo SM-20 medidas en agosto de 2009.

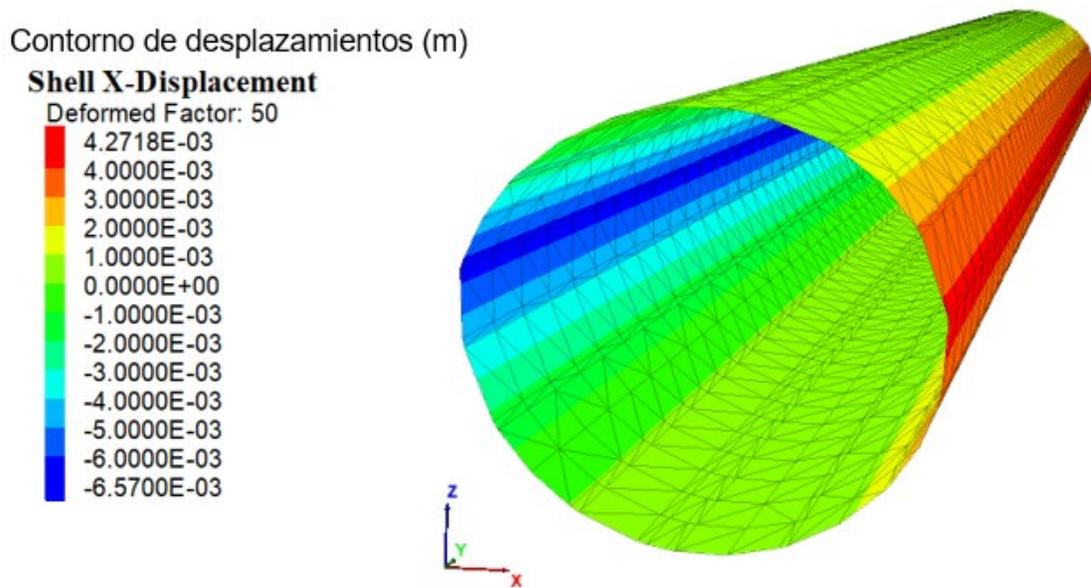


Figura 4.26. Desplazamientos transversales calculadas mediante la simulación numérica, en las inmediaciones del sondeo SM-20, para las condiciones correspondientes a la construcción del túnel.

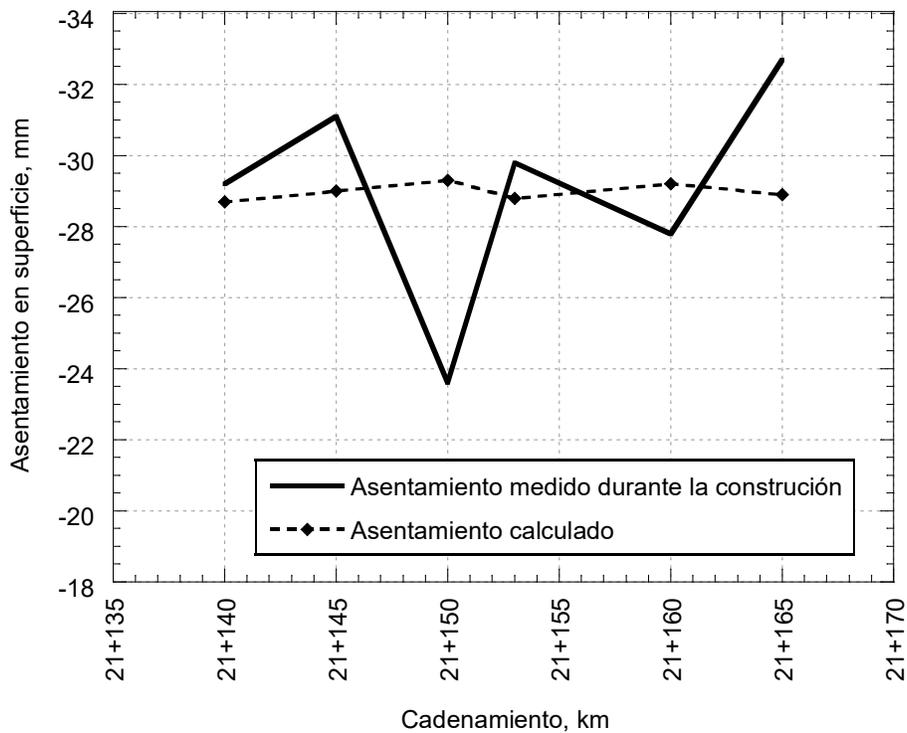


Figura 4.27. Comparación de asentamientos superficiales calculados mediante la simulación numérica y los medidos durante la construcción en las inmediaciones del sondeo SM-20. Para las condiciones correspondientes a la construcción del túnel.

Con base en el modelo numérico calibrado, se determinó la rigidez del sistema de dovelas para mejorar la capacidad predictiva del análisis.

4.4.2. Simulación del hundimiento regional

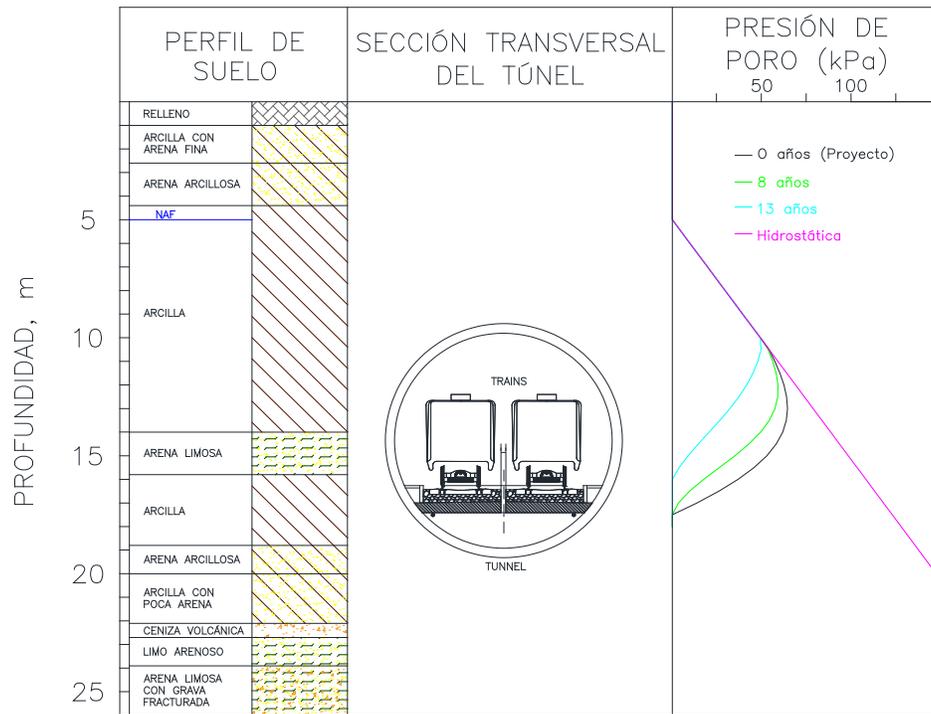
4.4.2.1. Metodología

La metodología empleada consta de los siguientes pasos (Mayoral Villa, et al., 2017):

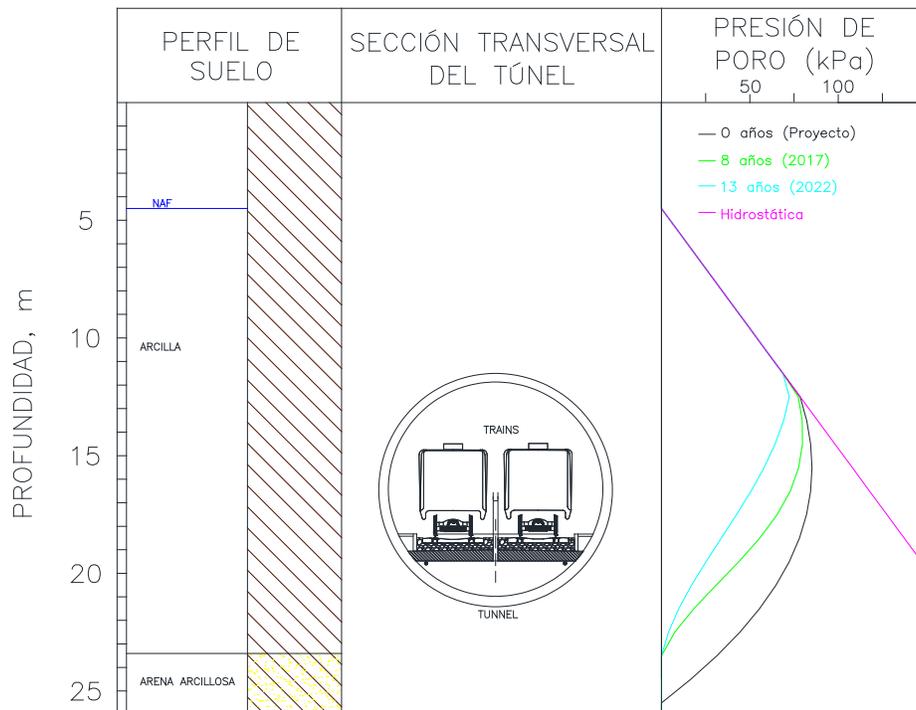
- 1) Determinación de las condiciones de esfuerzo inicial según las mediciones de presión de poro,
- 2) Definición de las condiciones de esfuerzo para los diferentes periodos de tiempo, según las isócronas mostradas en la Figura 4.28, estimadas a partir de la teoría de la consolidación unidimensional de Terzaghi.
- 3) Determinación del coeficiente de variación volumétrica, m_v , de acuerdo con la variación de los esfuerzos efectivos de confinamiento, $\sigma'_c = \sigma_c - U$, para los estratos de arcilla presentes en las secciones críticas estudiadas.
- 4) Cálculo de asentamientos para cada periodo de tiempo considerado.

4.4.2.2. Estimación del abatimiento de la presión de poro con el tiempo

Para estimar el abatimiento de la presión de poro con el tiempo, se utilizó la solución de diferencias finitas para la consolidación unidimensional como se menciona en el Apartado 2.2.2. Para obtener las curvas de distribución de presión de poro con la profundidad para diferentes periodos de tiempo (isócronas), se consideró como condición inicial las mediciones realizadas en el año 2009, y las mediciones efectuadas mediante los piezómetros instalados en el año 2022 (Figura 4.28). Con el objetivo de simular que el abatimiento de la presión de poro es generado principalmente por la extracción de agua mediante pozos profundos, se consideró que el flujo únicamente ocurre a través del estrato inferior de arena, por lo que la parte superior se simuló como frontera impermeable, de manera que la ecuación (2.5) fue implementada para los nodos superiores de la malla de diferencias finitas. Para los análisis en cuestión se utilizó un valor de $C_v = 0.0025 \text{ cm}^2/\text{s}$ y para cumplir con el criterio de convergencia se utilizó un valor de $\Delta t = 0.025$ años. Como puede observarse, existe una clara disminución de la presión de poro en todos los sitios de estudio.



(a)



(b)

Figura 4.28. Evolución de la distribución de la presión de poro con la profundidad de los sitios (a) 1 y (b) 2.

4.4.2.3. Cálculo de asentamientos para cada periodo de tiempo considerado

Empleando la solución analítica proporcionada por la teoría de consolidación unidimensional de Terzaghi (4.1), se procedió a determinar el asentamiento para cada periodo de tiempo considerado.

$$\Delta H = m_v \sigma'_v H_0 \quad (4.1)$$

Donde:

m_v	Coefficiente de variación volumétrica (m^2/t)
σ'_v	Esfuerzo vertical efectivo medio, en el estrato de arcilla (t/m^2) $\sigma'_v = \sigma_v - U$
H_0	Espesor inicial del estrato de arcilla (m)
ΔH	Cambio de espesor del estrato de arcilla correspondiente (m)

El parámetro m_v se caracterizó con base en una serie de pruebas de consolidación unidimensional, realizadas en muestras inalteradas obtenidas en las formaciones de arcilla presentes en las secciones críticas analizadas. Los resultados obtenidos se muestran en las gráficas de la Figura 4.29. Cada valor de m_v se relaciona con el valor de esfuerzo efectivo medio de confinamiento aplicado, σ'_c , para establecer la variación de m_v con la variación de dicho esfuerzo y, a través del método de mínimos cuadrados, se ajustaron curvas de regresión según los datos experimentales obtenidos. Este procedimiento se llevó a cabo para los m_v de la rama virgen como para los m_v de la rama de recompresión de las curvas de compresibilidad. En las gráficas de la Figura 4.29 se pueden observar las curvas obtenidas, así como sus ecuaciones correspondientes.

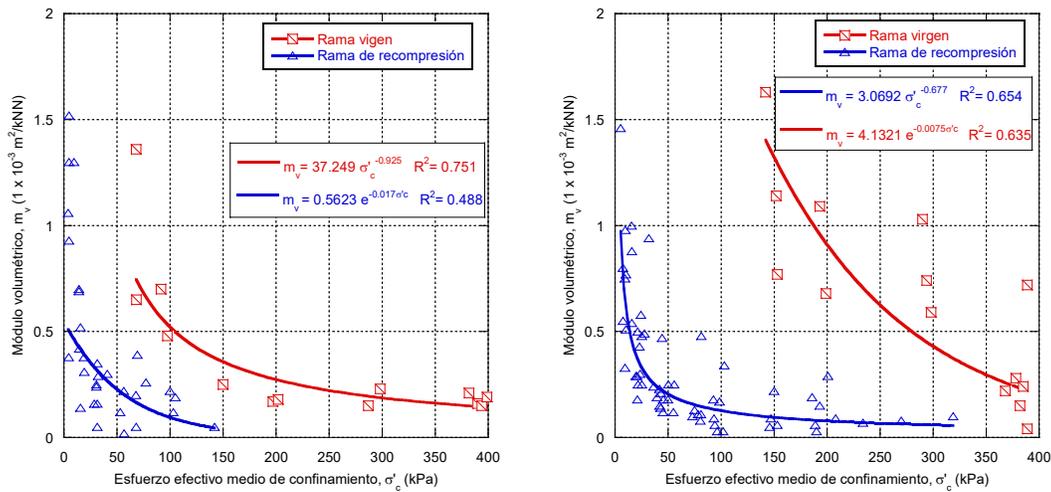


Figura 4.29. Variación del coeficiente m_v , para los sitios de estudio, de a) la rama virgen y b) la rama de recompresión.

Una vez realizados los pasos 1 a 4, descritos anteriormente, se llevó a cabo la resolución del modelo numérico. Para esto, se implementó una subrutina en FLAC^{3D}, con la cual se impone incrementalmente el estado de esfuerzos asociado a cada periodo de tiempo de consolidación. De acuerdo con las isócronas, para cada disminución esperada de la presión de poro debido a la extracción de agua, el m_v se asigna de manera automática a cada elemento en el modelo de acuerdo con las ecuaciones de regresión de la Figura 4.29.

Teniendo en cuenta esta tasa de consolidación, las simulaciones numéricas se realizaron para varios periodos de tiempo (2009, 2017, 2022 y ≈ 2040) para el Sitio 1 y 2. La Figura 4.30 presenta los resultados obtenidos para el Sitio 1. Se obtuvieron resultados similares para el Sitio 2.

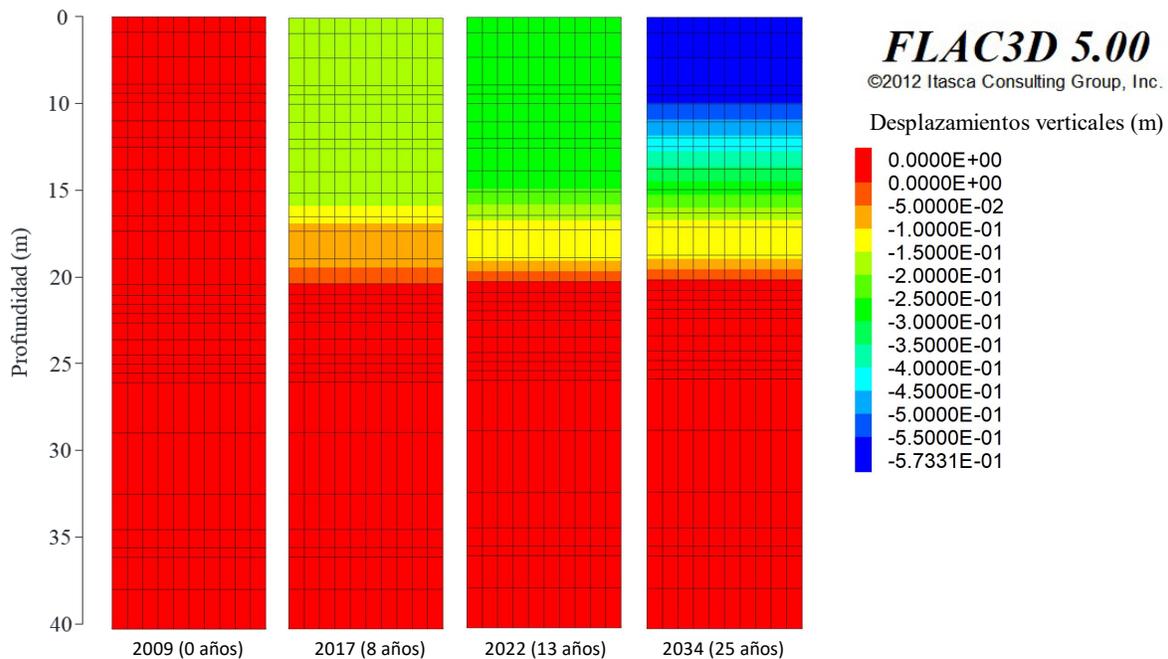


Figura 4.30. Asentamientos correspondientes al Sitio 1.

4.4.2.4. Análisis de los resultados

Se desarrollaron modelos numéricos tridimensionales para evaluar el efecto de la consolidación del suelo en el túnel. Se calcularon los movimientos del suelo debido a los asentamientos elásticos como consecuencia de la construcción del túnel y a la consolidación regional debida a la extracción de agua. Las dimensiones del modelo túnel-suelo se determinaron de modo que la consolidación regional en campo libre, es decir, sin la presencia del túnel, se replicara en ambos extremos del modelo para evitar errores de cálculo debidos a efectos de frontera (Apartado 4.4.2.3). Al igual que en los análisis unidimensionales (Figura 4.30), la variación del módulo volumétrico, m_v , con el esfuerzo efectivo medio de confinamiento se estableció como se muestra en la Figura 4.29. Las Figuras 4.31 y 4.32 muestran los asentamientos totales calculados después de cada periodo de tiempo de análisis de consolidación para Sitio 1 y Sitio 2 respectivamente, donde el último periodo de tiempo de consolidación corresponde a la pérdida total de la presión de poro. La Tabla 4.4 muestra los asentamientos presentados para cada sitio.

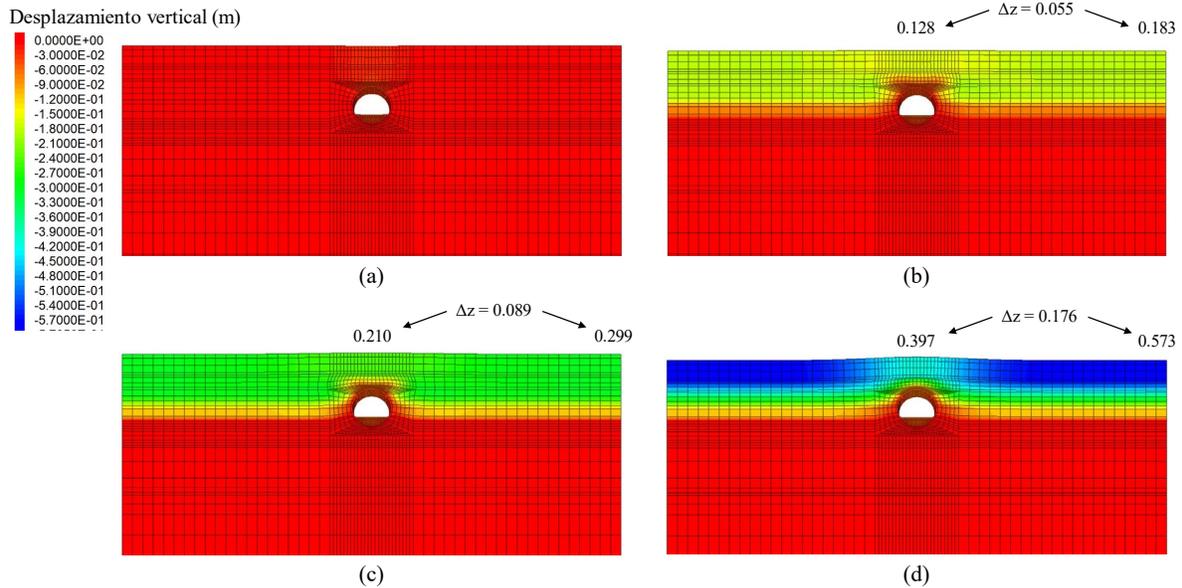


Figura 4.31. Asentamientos a (a) 0 años, (b) 8 años, (c) 13 años y (d) 25 años, para el Sitio 1.

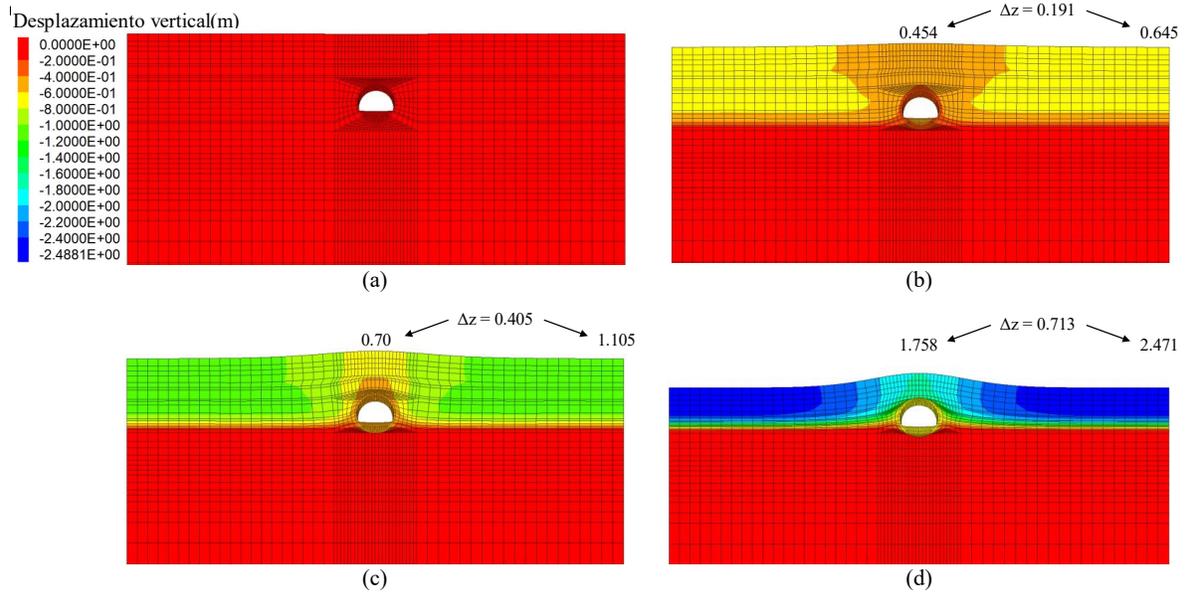


Figura 4.32. Asentamientos a (a) 0 años, (b) 8 años, (c) 13 años y (d) 31 años, para el Sitio 2.

Tabla 4.4. Asentamientos presentados en el Sitio 1 y 2

Sitio	Periodo de tiempo (años)	Asentamiento (m)		Deformación relativa (m)
		En campo libre	Sobre el eje del túnel	
1	8 años (2017)	0.183	0.128	0.055
	13 años (2022)	0.299	0.210	0.089
	25 años (2025)	0.573	0.397	0.176
2	8 años (2017)	0.645	0.454	0.191
	13 años (2022)	1.105	0.700	0.405
	31 años (2040)	2.471	1.758	0.713

Se determinó el diagrama de interacción del sistema dovelado del túnel para evaluar su desempeño para cada periodo de tiempo de consolidación. El diagrama de interacción proporciona el dominio en el que la combinación de momentos flexionantes (M) y fuerzas normales (N_x , N_y) que actúan sobre el túnel son inferiores o iguales al límite de máxima resistencia a la flexocompresión de la sección transversal. Este límite se obtiene a partir de los parámetros elásticos y geométricos de la sección transversal del revestimiento del túnel. La Figura 4.33 presenta la evolución de los elementos mecánicos, es decir, el momento flexionante y la fuerza axial para distintos periodos de tiempo de consolidación en los sitios 1 y 2. Como se puede observar, para el último periodo de tiempo de consolidación hay varios puntos que están fuera del diagrama de interacción. Asimismo, se observa que el efecto del hundimiento regional afecta más al momento flexionante que la fuerza axial. Por lo tanto, este parámetro se utilizó para caracterizar la curva de eficiencia. Esta curva se define como la relación entre el momento flexionante normalizado, M_N , y el porcentaje de reducción de la presión de poro respecto a la presión hidrostática, U_d . El momento flexionante normalizado es la relación entre el momento actuante, M_A , y el momento del diagrama de interacción, M_D . En la Figura 4.34 se presentan las curvas de eficiencia para los sitios 1 y 2. En la Figura 4.34b, se observa que la disminución de la presión de poro juega un papel clave en el comportamiento del túnel, incrementando los momentos flexionantes sobre el revestimiento, que pueden alcanzar hasta 6 veces su valor inicial, es decir, cuando la presión de poro se

reduce completamente. Esta tendencia también se produce en el Sitio 1 (Figura 4.34a), pero con un aumento menor. Esto se debe a que el Sitio 2 tiene un mayor espesor de suelo compresible y el túnel tiene una mayor cobertura, por lo que es mayor el aumento de los esfuerzos debido a la disipación de la presión de poro.

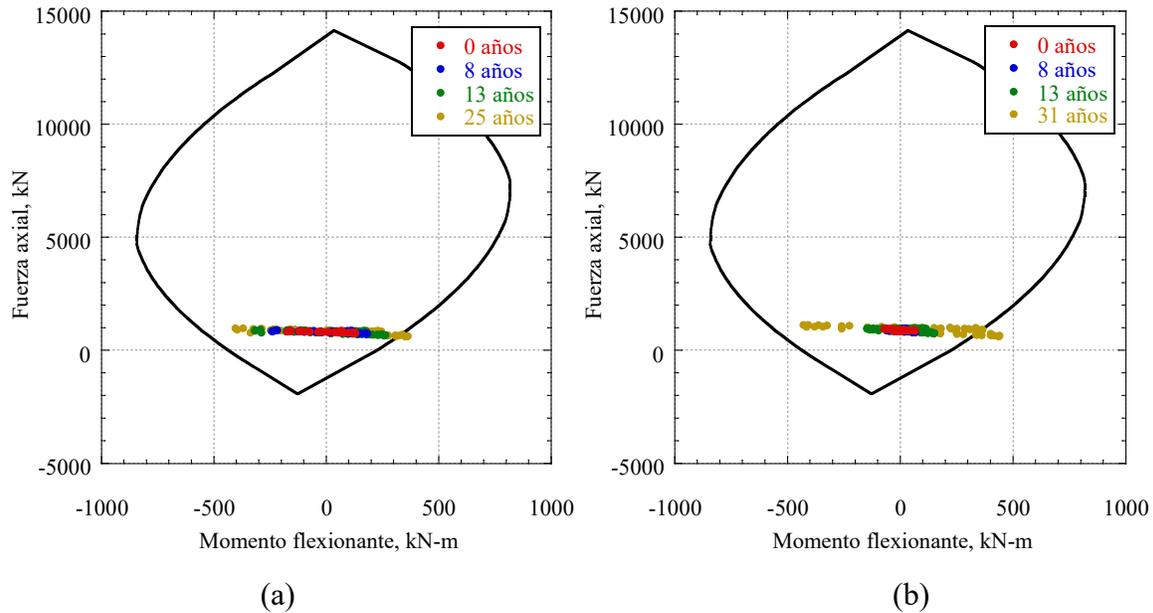


Figura 4.33. Diagramas de interacción para los sitios (a) 1 y (b) 2.

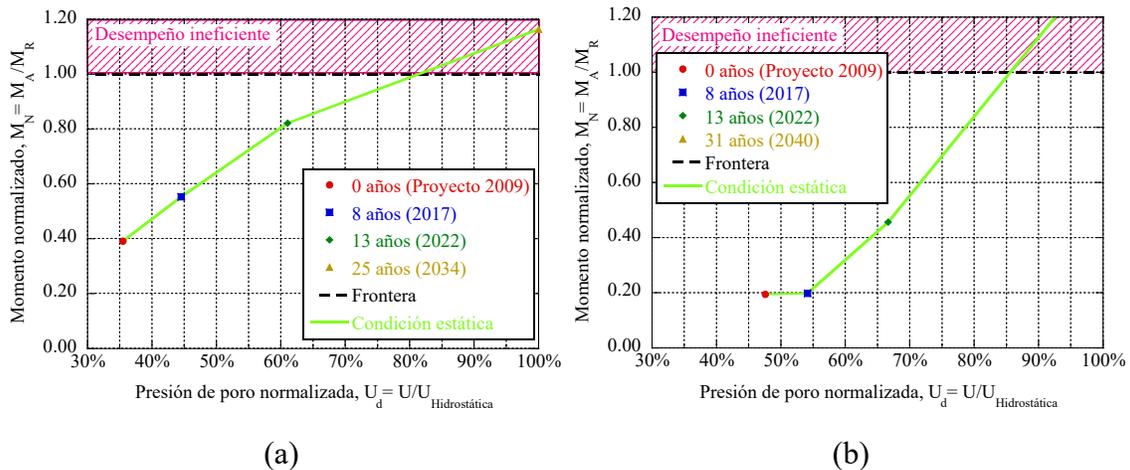


Figura 4.34. Curvas de eficiencia ante carga sostenida para los sitios (a) 1 y (b) 2

Las Figuras 4.35 y 4.36 muestran los momentos flexionantes y las fuerzas axiales del túnel para cada periodo de tiempo de consolidación calculadas mediante simulación numérica para el Sitio 1. Asimismo, se obtuvieron resultados similares para el Sitio 2 (Figura 4.37 y 4.38).

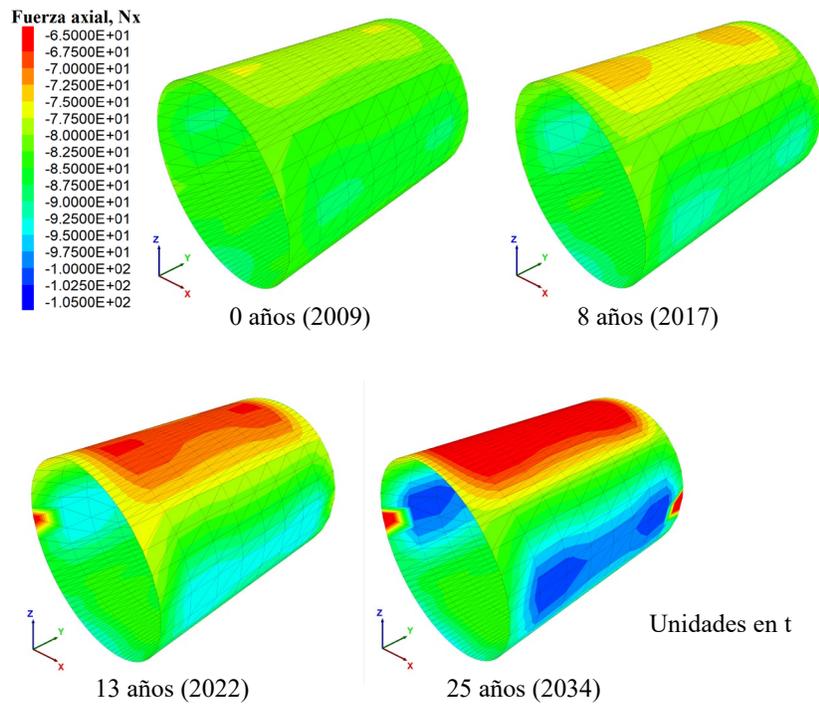


Figura 4.35. Elementos mecánicos (fuerza axial) del análisis numérico del Sitio 1.

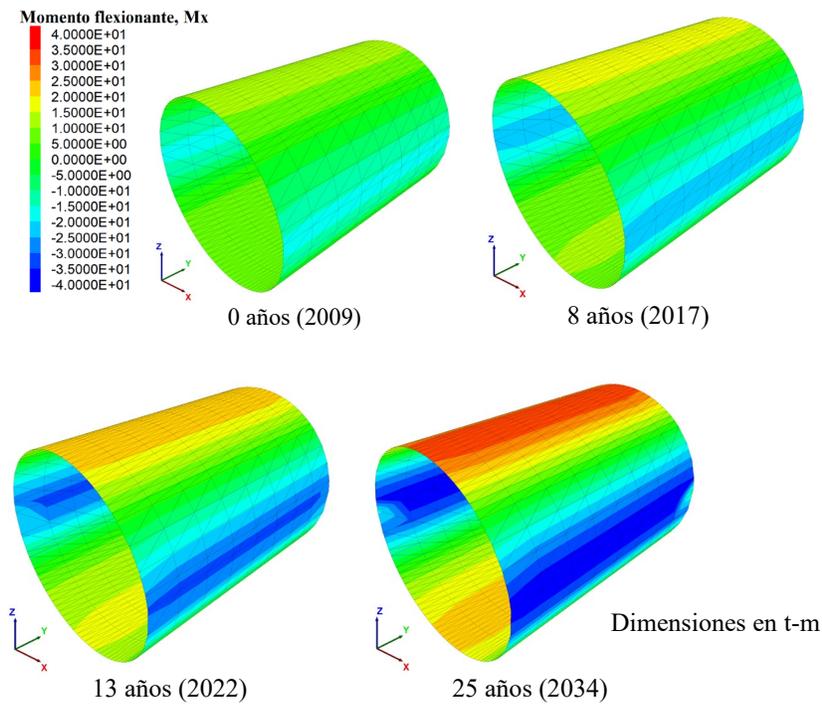


Figura 4.36. Elementos mecánicos (momento flexionante) del análisis numérico del Sitio 1.

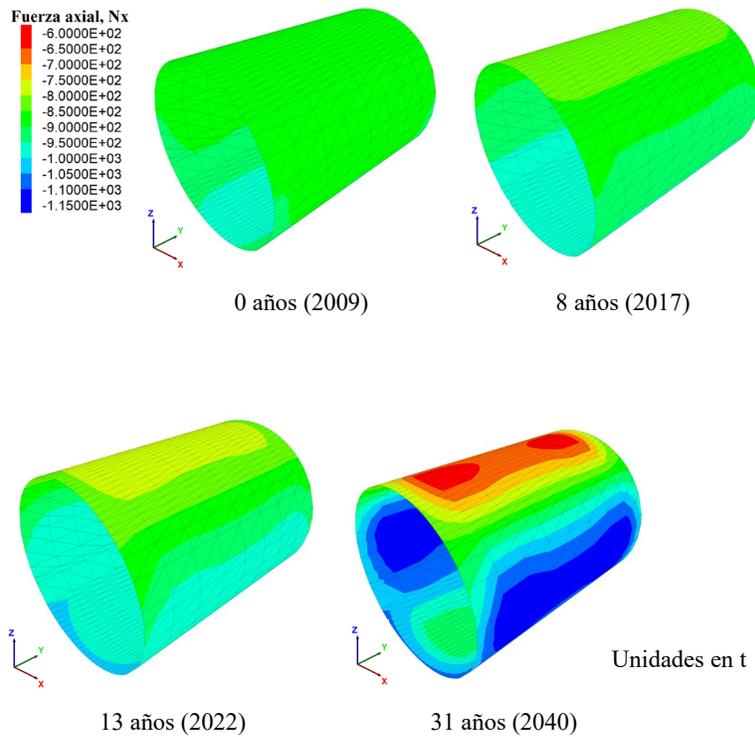


Figura 4.37. Elementos mecánicos (fuerza axial) del análisis numérico del Sitio 2.

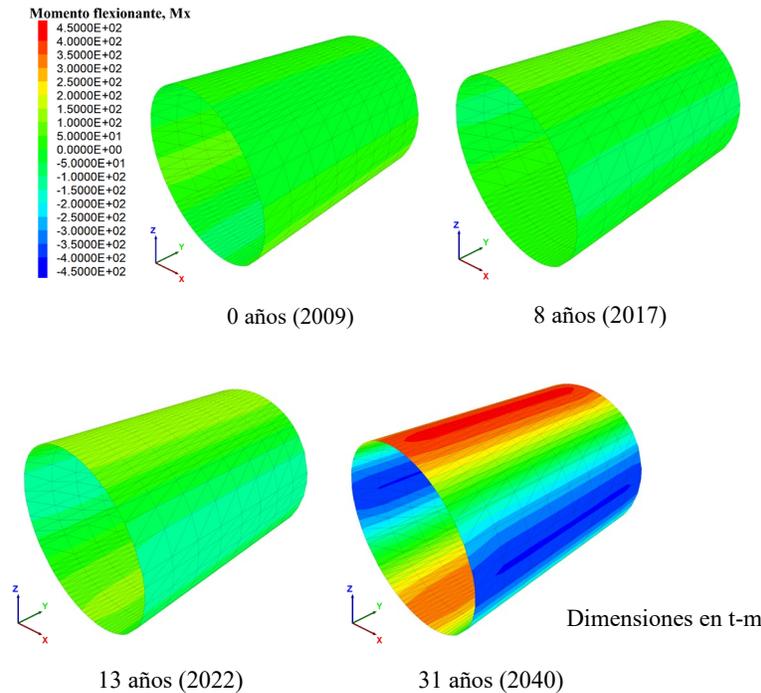


Figura 4.38. Elementos mecánicos (momento flexionante) del análisis numérico del Sitio 2.

4.4.2.5. Determinación del factor seguridad en la interfaz túnel-suelo (Stress Level, SL)

El Stress Level se define por la relación entre el esfuerzo desviador desarrollado durante la simulación del modelo numérico $(\sigma_1 - \sigma_3)$ y el esfuerzo desviador hasta que se presenta la falla $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$. Se expresan en las siguientes ecuaciones:

$$SL = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \quad (4.2)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{(2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi)}{1 - \sin \varphi} \quad (4.3)$$

donde c y φ son los valores de cohesión y ángulo de fricción interna del criterio por falla Mohr-Coulomb. Asimismo, σ_1 y σ_3 son los esfuerzos principales mayor y menor, respectivamente. Los valores de SL mayores a 0.95 representan que el suelo ha alcanzado la falla, y los esfuerzos desviadores desarrollados inducen fracturas. A partir de los resultados mostrados, en la Figura 4.39 se observa que en cada periodo de tiempo de consolidación no

mostró valores que indicaran que, en la interfaz entre suelo y revestimiento del túnel, se presentaran fallas/fracturas debido al cambio de esfuerzos. Se obtuvieron resultados similares para el Sitio 2 (Figura 4.40)

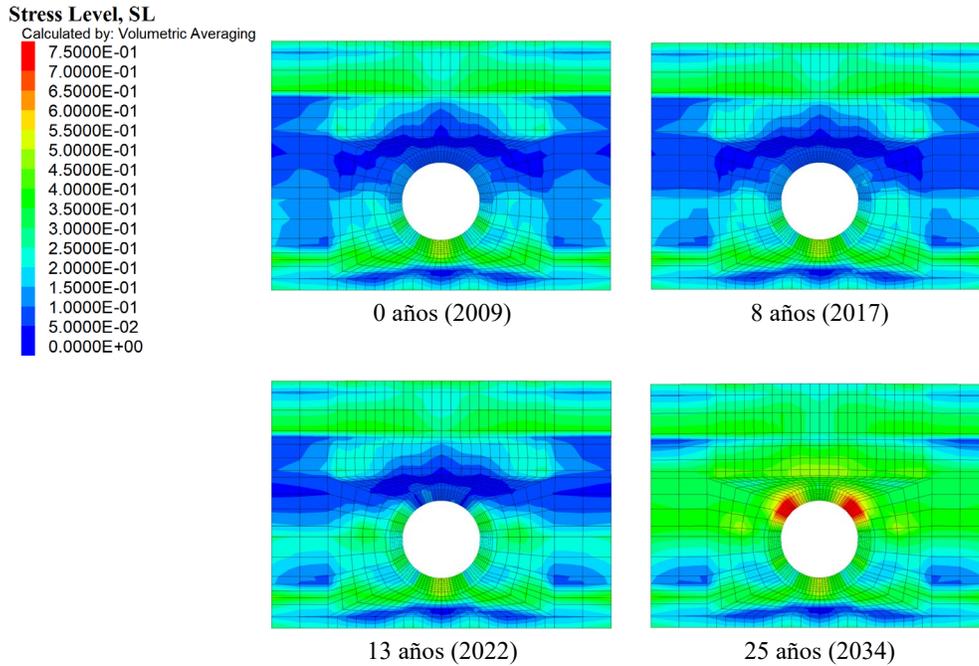


Figura 4.39. Nivel de esfuerzos (SL) del modelo numérico del Sitio 1.

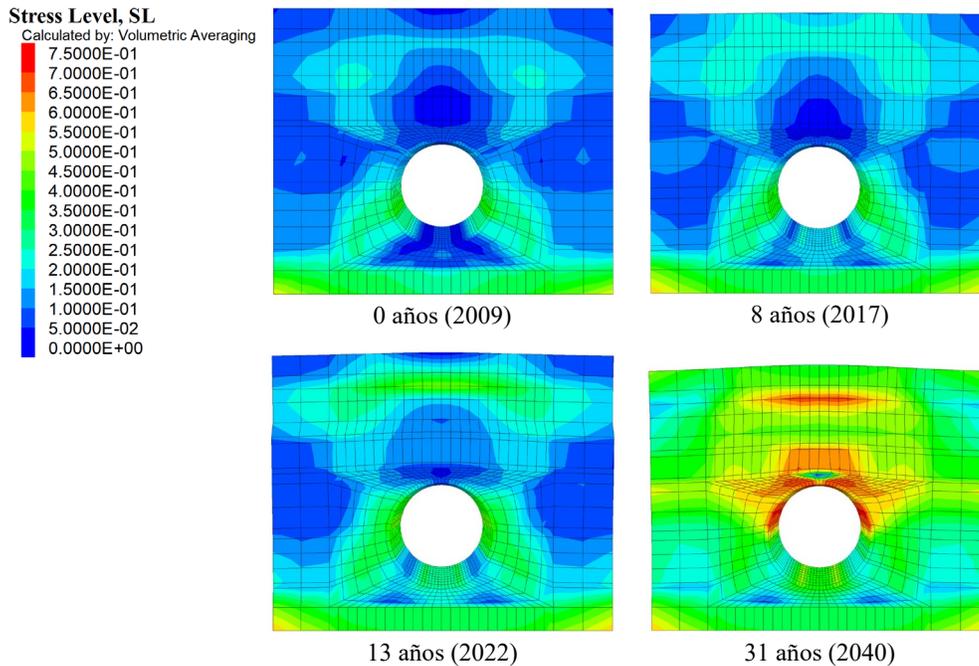


Figura 4.40. Nivel de esfuerzos (SL) del modelo numérico del Sitio 2

4.5. Comportamiento ante carga sísmica

Los análisis sísmicos de interacción suelo-estructura se llevaron a cabo cada periodo de tiempo de consolidación. Los modelos estáticos para cada año (2009, 2017, 2022 y ≈ 2040) fueron el punto de partida para los análisis sísmicos teniendo en cuenta la variación de la velocidad de onda de cortante para cada periodo de consolidación. Las fronteras de campo libre implementados en FLAC^{3D} se utilizaron a lo largo de los bordes del modelo. Se consideró una base rígida en la parte inferior del modelo para simular el gran contraste de impedancia dinámica existente en la zona de estudio, en el que una arcilla de baja velocidad de onda de cortante se superponía a un lecho rocoso de alta velocidad de onda de cortante.

4.5.1. Perfil de velocidad de onda de cortante

Las expresiones empíricas resumidas en la Tabla 4.5, derivadas en términos del número de golpes de la prueba de Penetración Estándar, SPT, fueron utilizadas para aproximar la distribución de la velocidad de onda de cortante para el Sitio 1. Para el Sitio 2, se utilizó el perfil de velocidad de onda de cortante presentado por Wood et al., 2023, ya que corresponde al mismo sitio. La Figura 4.41 presenta los perfiles de velocidad de los sitios 1 y 2.

Tabla 4.5. Correlaciones para la estimación de la velocidad de onda de cortante.

Autor	Correlación	
	Suelos arenosos	Suelos arcillosos
Imai, (1977)	$V_s = 80.6 N^{0.331}$	$V_s = 102 N^{0.292}$
Pitilakis, et al., (1999)	$V_s = 145 N_{60}^{0.178}$	$V_s = 132 N_{60}^{0.271}$
Dikmen, (2009)	$V_s = 73 N^{0.33}$	$V_s = 44 N^{0.48}$

* N, Numero de golpes de la prueba de penetración estándar

** N₆₀, Numero de golpes corregido a un 60% de energía

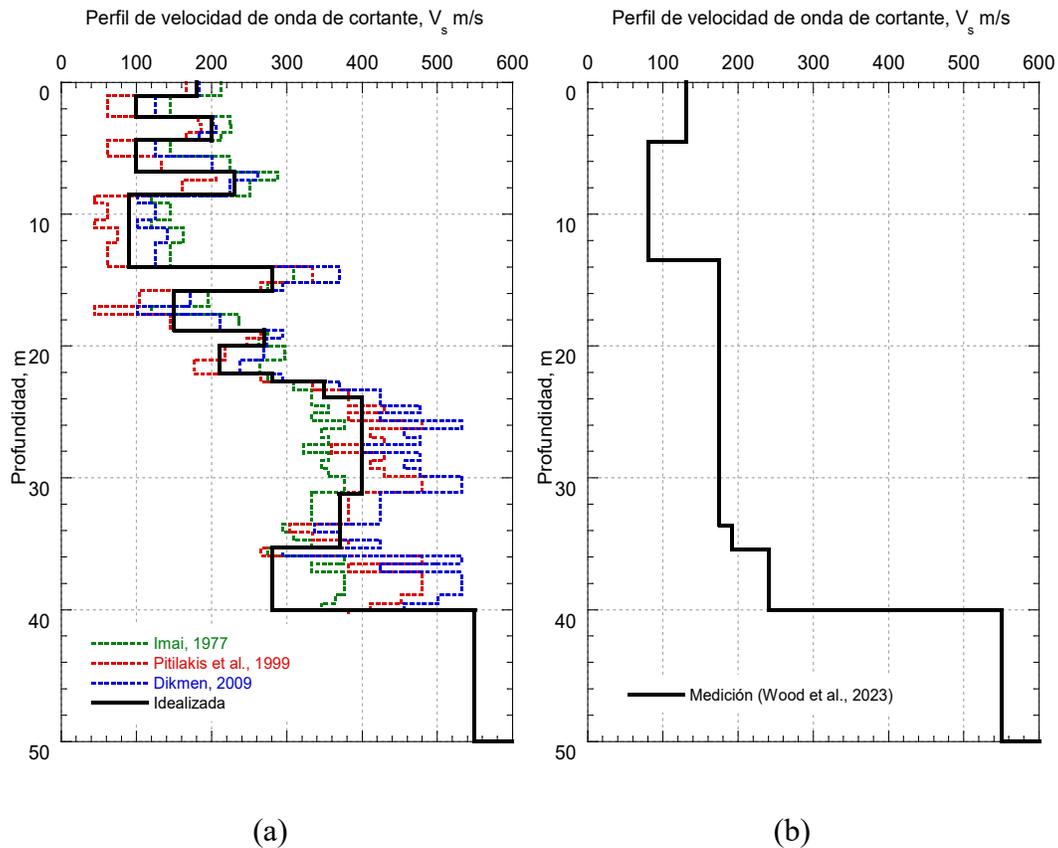


Figura 4.41. Perfil de velocidad de onda de cortante para los sitios (a) 1 y (b) 2

4.5.2. Curvas de amortiguamiento y degradación

A la fecha existen modelos constitutivos que presentan los efectos de la no linealidad del suelo (módulo de degradación, G , y la relación de amortiguamiento, λ). Sin embargo, la obtención experimental de estas propiedades en arcillas de alta plasticidad, frecuentemente, se ve afectada por la disponibilidad de equipos necesarios y los costos de las pruebas requeridas (González y Romo, 2011). Debido a que solamente se recuperó material alterado en la zona de estudio, no se pudieron realizar pruebas dinámicas de laboratorio por lo que se consideró apropiado emplear el modelo presentado por Darendeli y Stokoe, 2001, para curvas de degradación del módulo de rigidez de normalizado (Figura 4.42) y de relación de amortiguamiento (Figura 4.43).

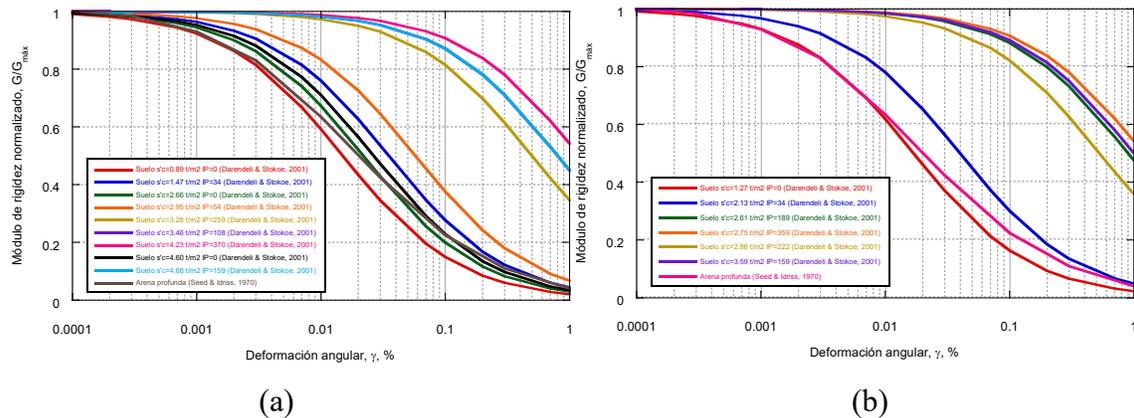


Figura 4.42. Curvas de degradación del módulo de rigidez normalizado para los sitios (a) 1 y (b) 2.

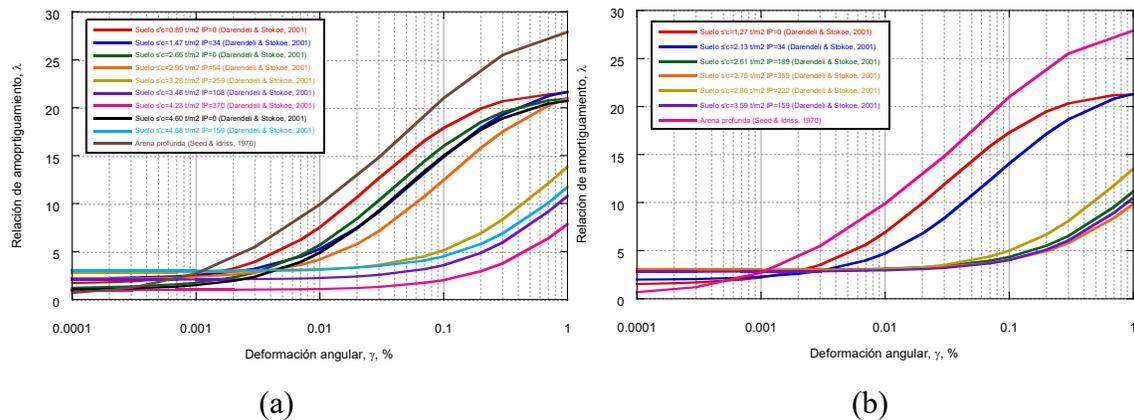


Figura 4.43. Curvas de relación de amortiguamiento para los sitios (a) 1 y (b) 2.

4.5.3. Ambiente sísmico

Los sismos registrados en la estación CUP5 durante los terremotos del 19 septiembre de 1985 y el 19 septiembre de 2017 (Figura 4.44), que se encuentra en un afloramiento rocoso, se utilizaron como datos de entrada para analizar ambos sitios. La Tabla 4.6 presenta las características de los sismos. Estos sismos son los que han tenido mayor impacto (pérdidas humanas y colapsos) en la Ciudad de México. Para revisar la capacidad de predicción del modelo, se realizaron comparaciones de las respuestas calculadas en la superficie del suelo (Figura 4.45) con la medición de la estación sísmica AU46, la cual se localiza aproximadamente a 1.6 km de los sitios de estudio y se ubica en la misma zonificación geosísmica (i.e., en Zona II). Esta comparación sólo se realizó con los registros del evento intraplaca debido a la escasa instrumentación durante el evento sísmico de 1985 en la zona

de estudio, como al hecho de que esta fecha es anterior a la construcción del túnel considerado en el caso de estudio analizado.

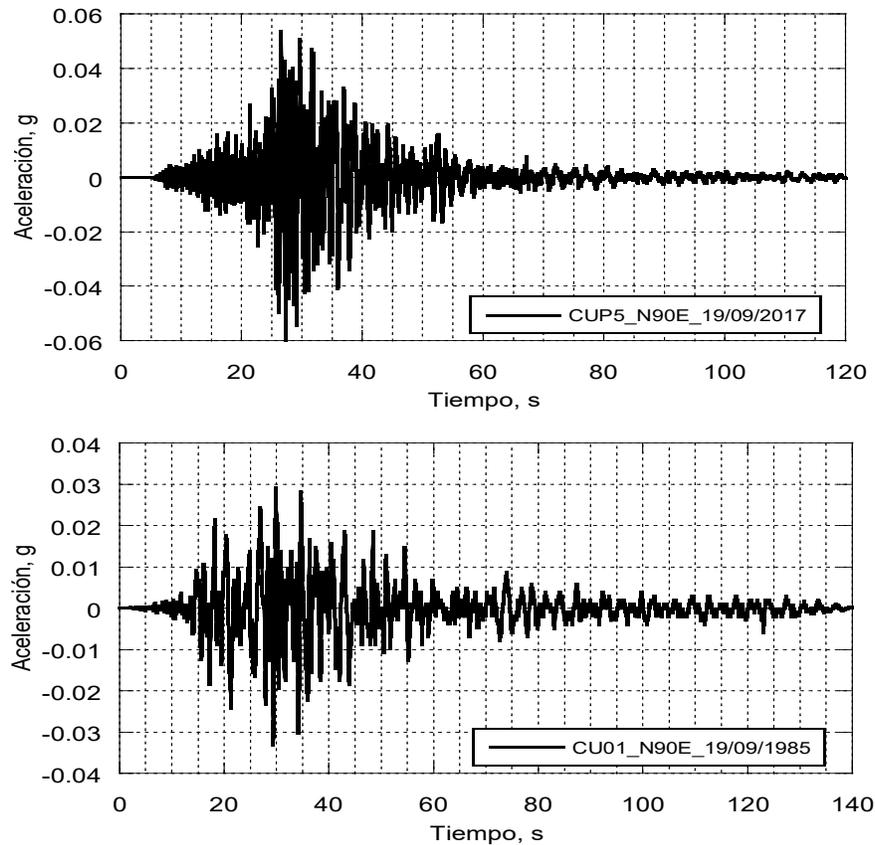


Figura 4.44. Acelerogramas empleados para los análisis (a) CU2017 y (b) CU1985

Tabla 4.6. Sismos considerados en el análisis.

Zona sismogénica	Sismo/Estación sísmica	Fecha	Magnitud Mw	Componente	PGA, g	Registro, segundos
Normal	Puebla-Morelos					
	(Ciudad Universitaria, México), CUP5	19/09/2017	7.1	N90E	0.060	281
Subducción	Michoacán					
	(Ciudad Universitaria, México), CUP5	19/09/1985	8.1	N90E	0.033	178

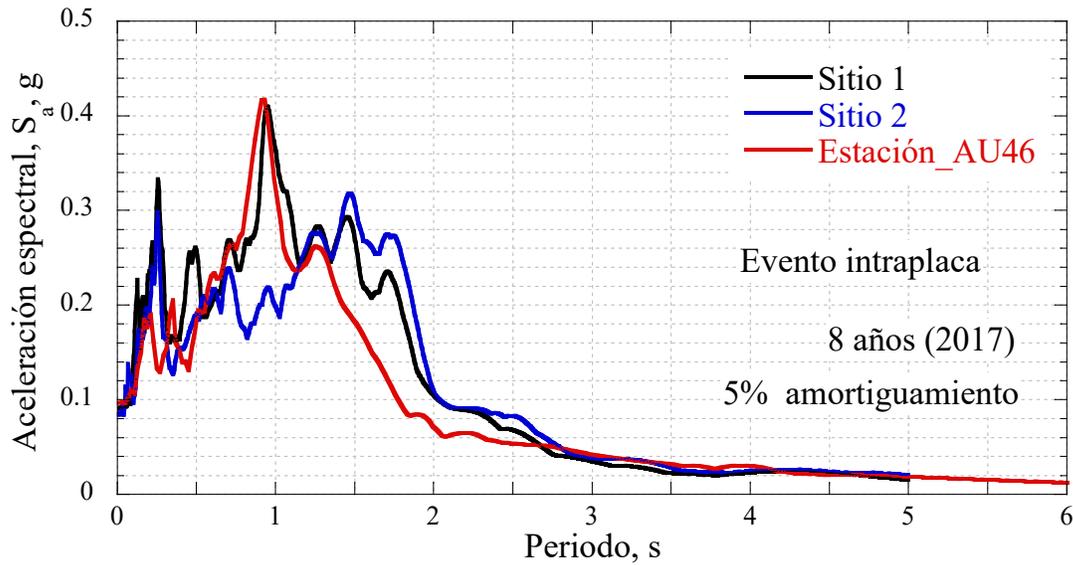


Figura 4.45. Comparación entre los espectros de respuesta de sitio calculados (Sitio 1 y 2) y la medición de la estación sísmica (Estación AU46).

Para evaluar el desempeño ante carga sísmica del túnel, se obtuvieron curvas de eficiencia para ambos tipos de evento sísmico (i.e., intraplaca e interplaca). En la Figura 4.46 se presentan las curvas obtenidas. Como se puede apreciar, la curva de eficiencia del Sitio 2 (Figura 4.46b), no se ve afectada significativamente por ninguno de los eventos sísmicos. Por otro lado, la curva de eficiencia del Sitio 1 se ve fuertemente afectada por el evento intraplaca. Esto se debe al hecho de que el tramo de túnel del Sitio 1 descansa sobre un suelo rígido, además de la presencia de un estrato de arena a la mitad de su diámetro. Esto concuerda con lo que se reportado por Mayoral et al., 2020b, en el que se documentó el agrietamiento del sistema de soporte de un túnel en construcción durante el sismo de 2017 en la Ciudad de México, el cual se encontraba en una zona de suelos rígidos.

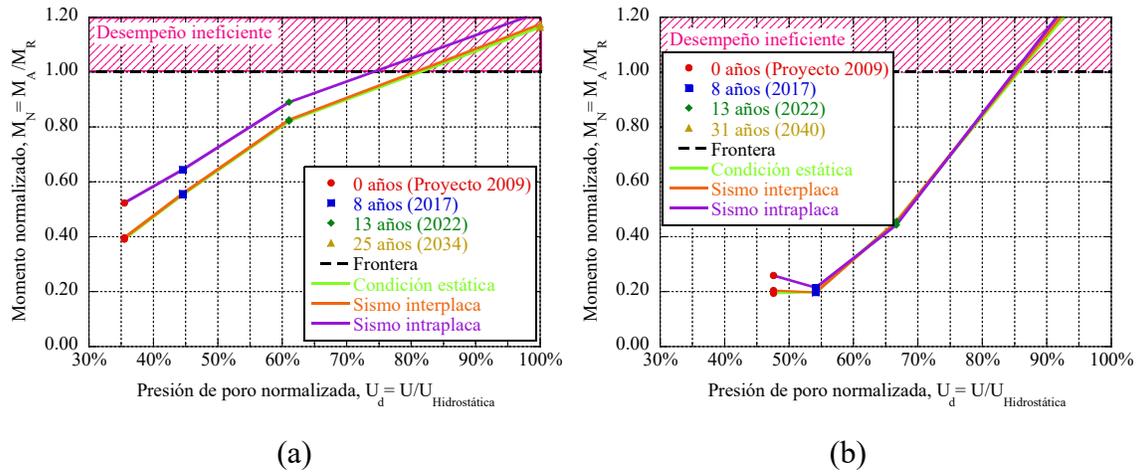


Figura 4.46. Curvas de eficiencia ante carga sísmica para los sitios (a) 1 y (b) 2

CONCLUSIONES

Se propone un enfoque novedoso, basado en el acoplamiento del monitoreo de campo y el modelado numérico, para evaluar el desempeño de las infraestructuras subterráneas estratégicas bajo efectos ambientales extremos. El método permite establecer, a partir de un modelo sustitutivo derivado del análisis de varios escenarios, un rango óptimo para el desempeño esperado estableciendo una curva de eficiencia. A través de un caso de estudio, fue posible identificar la disminución de la presión de poro como una variable clave. Así, el modelo sustitutivo relacionó esta variable con el comportamiento del túnel, es decir, el incremento o disminución de los elementos mecánicos del revestimiento definitivo del túnel. Aunque en el caso de estudio, la disminución del agua del acuífero se estuvo relacionado con diferentes periodos de tiempo, algunos factores externos como el cambio climático pueden impactar en la evolución de esta variable, reduciendo la vida económica de la infraestructura estratégica. Esta metodología puede ser muy útil para evaluar el desempeño de túneles a corto y largo plazo en suelos blandos, y proponer medidas de mitigación para evitar daños irreversibles a infraestructuras estratégicas, o incluso evitar el colapso de las estructuras. Finalmente, la evaluación de la infraestructura subterránea se complementó incluyendo el riesgo ante eventos sísmicos, lo que permitió aclarar la importancia de considerar la variación de la presión de poro en un análisis multirriesgo, así como el beneficio de la metodología presentada.

REFERENCIAS

- Aguilar, H. R., Galicia, M., Pérez-Rocha, L. E., Avilés, J., Vieitez, L. y Salazar, M., (2003) Efecto del hundimiento regional en las propiedades dinámicas del suelo. Centro de Investigación Sísmica, A.C. México, D.F. México
- Auvinet, G. (2010). El problema del hundimiento y su relación con las inundaciones. Instituto de Ingeniería UNAM, Secretaria de Obras y Servicios GDF.
- Balomenos, G. P. and Padgett, J. E. (2018). “Fragility Analysis of Pile-Supported Wharves and Piers Exposed to Storm Surge and Waves”. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering Volume 144 Issue 2 - March 2018.
- Budhu, M., 2010. Soil mechanics and foundations. Third edition ed. University of Arizona. United States of America: John Wiley & Sons, Inc.
- Carrillo Flores, N., (1969) El hundimiento de la Ciudad de México y proyecto Texcoco. Contribución de proyecto al VII Congreso internacional de Mecánica de suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Secretaría de Hacienda y Crédito Público. México
- Cashman, P. M. & Preene, M., (2001) Groundwater Lowering in construction. A practical guide. Editorial Spon Press. Taylor & Francis group. New Fetter Lane, London.
- Darendeli M.B., Stokoe KH. (2001). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. Geotechnical engineering report, GD01-12001. Austin: University of Texas at Austin; 2001.
- Dikmen U (2009) Statistical correlations of shear wave velocity and penetration resistance for soils. Journal of Geophysics and Engineering 6: 61–72.
- GEOKON (6 de junio 2023) GEOKON, TRUSTED MEASUREMENTS Obtenido de <https://www.geokon.com/Manuals>
- González Blandón, C. M. y Romo Organista, M. P., (2011) Estimación de propiedades dinámicas de arcillas. Revista de Ingeniería sísmica No. 84 1-23.
- González de Vallejo, L. I., Ferrer M., Ortuño L., Oteo, C., (2002) Ingeniería geológica. Editorial Pearson Education, Prentice Hall. Madrid

- Ha X., Li Q., Zhou K., Li X. (2022). Comparative study between field measurements of wind pressures on a 600-m-high skyscraper during Super Typhoon Mangkhut and wind tunnel test. *Engineering Structures* 272 (2022) 114958
- Imai T (1977) P and S wave velocities of the ground in Japan. *Proceeding of IX International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* 2: 127–132.
- Itasca Consulting Group. (2009) *FLAC3D, fast Lagrangian analysis of continua in 3 dimensions*. Minneapolis, Minnesota, USA: User's Guide.
- Knappett, J. A. & Craig, R. F., (2012) *Craig's soil Mechanics*. Editorial Spon Press. Taylor & Francis group. 2 Park Square, Milton Park, Abidgdon; Oxon, United Kingdom.
- Lesser Illades, J. M., & Cortés Pérez, M. Á. (1998). El hundimiento del terreno en la ciudad de México y sus implicaciones en el sistema de drenaje. *DGCOH-DDF*, 13-18.
- Lugo Hubp, J. (1990). *Mapa geomorfológico del occidente de la cuenca de México*. Instituto de Geografía UNAM.
- Marsal, R. J. y Mazari, M., (1959) *El subsuelo de la Ciudad de México*. Instituto de Ingeniería de la UNAM. México
- Martin, J., Alipour, A. & Sarkar, P., (2019) "Fragility surfaces for multi-hazard analysis of suspension bridges under earthquakes and microbursts". *Engineering Structures* 197 (2019) 109169.
- Mayoral Villa, J. M. et al., (2019b). Site effects in Mexico City basin: Past and present. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Volume 121, pp. 369-382.
- Mayoral, J.M., Argyroudis, S., & Castañon, E., (2016). "Vulnerability of floating tunnel shafts for increasing earthquake loading". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 80 (2016)1–10.
- Mayoral, J.M., Castañon, E., & Albarran, J., (2017). "Regional subsidence effects on seismic soil-structure interaction in soft clay". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 103 (2017) 123–140.
- Mayoral, J.M., Mosqueda, G., (2020a) "Seismic interaction of tunnel-building systems on soft clay". *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 139 (2020) 106419.

- Mayoral, J.M., Mosqueda, G., De la Rosa D., Alcaraz M. (2020b) Tunnel performance during the Puebla-Mexico 19 September 2017 earthquake. *Earthquake Spectra* 2020, Vol. 36(S2) 288–313
- Mayoral, J.M., Pérez, M., Alcaraz M. (2023) Regional subsidence effects in tunnel-soil-structure seismic interaction. *Proceedings 10th NUMGE 2023 10th European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. London, UK.
- Mayoral, J.M., Tepalcapa, S., Roman-de la Sancha, A., El Mohtar, C.S., & Rivas, R., (2019a). “Ground subsidence and its implication on building seismic performance”. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 126 (2019) 105766.
- McKenna, G., Argyroudis, S. A., Winter, M. G., and Mitoulis, S. A. “Multiple hazard fragility analysis for granular highway embankments: Moisture ingress and scour”. *Transportation Geotechnics Volume 26*, January 2021, 100431.
- Minghui, S., Qixiang, Y., Yunhui, Q., Caihou, X., Chaofan, Y., Zimiao, Z., & Jupei, Y., (2023). “Collapse mechanism of shield tunnel face and evaluation method for the minimum required support pressure considering soil strain softening effect”. *Engineering Failure Analysis* 151 (2023) 107339.
- Mitoulis, S.A., Argyroudis, S.A., Loli, M., & Imam, B., (2021). “Restoration models for quantifying flood resilience of bridges”. *Engineering Structures Volume 238*, 1 July 2021, 112180.
- Mooser, F. (2000). *Geología del Valle de México y otras regiones del país*. . Colegio de Ingenieros Civiles de México, A.C.
- Peña Díaz, S. (2019). *Condiciones hídricas en la Cuenca del Valle de México*. Tecnología y Ciencias del agua.
- Pitilakis K, Raptakis D, Lontzetidis KT, Vassilikou T and Jongmans D (1999) S Geotechnical and geophysical description of EURO-SEISTEST, using field and laboratory tests, and moderate strong ground motions. *Journal of Earthquake Engineering* 3: 381–409.
- RCDF (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal). (2004) *Administración Pública del Distrito Federal, Jefatura de Gobierno, Normas Técnicas Complementarias Para Diseño POR SISMO*; Mexico, Mexico City.

- RCDF, 2017. Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. Ciudad de México: s.n.
- Sarah E. Davis, Selen Cremaschi, Mario R. Eden, (2017) Efficient Surrogate Model Development: Optimum Model Form Based on Input Function Characteristics. Computer Aided Engineering, Volume 40.
- UNAM, F. (6 de junio de 2023). Fundación UNAM. Obtenido de <https://www.fundacionunam.org.mx/ecopuma/la-unam-te-explica-la-historia-hidrologica-de-la-cuenca-de-mexico/>
- Wang S., Moan T., Gao Z. (2023). Methodology for global structural load effect analysis of the semi-submersible hull of floating wind turbines under still water, wind, and wave loads. Marine Structures 91 (2023) 103463.
- Wood C.M., Woodfield L.J., Rahimi S., Rosado-Fuentes A., Sánchez-Sesma F.J., Cruz-Jiménez H., Mayoral J.M., de la Rosa D. (2023). Shear wave velocity and site period measurements for the western portion of the Mexico City Basin following the Mw7.1 2017 Puebla–Morelos, Mexico, earthquake. Earthquake Spectra 2023, Vol. 39(1) 505–527
- Zhuang, Y., Cui, X., & Hu, S., (2023). “Numerical simulation and simplified analytical method to evaluate the displacement of adjacent tunnels caused by excavation”. Tunnelling and Underground Space Technology 132 (2023) 104879.