



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO**

---

**FACULTAD DE INGENIERÍA**

**Modelado numérico  
tridimensional de excavaciones  
profundas en áreas urbanas**

**TESIS**

Que para obtener el título de  
**Ingeniero Civil**

**P R E S E N T A**

Emily Annaly Ruiz Eufrazio

**DIRECTOR DE TESIS**

Dr. Juan Manuel Mayoral Villa



Ciudad Universitaria, Cd. Mx., 2024



*A mi madre, por ser mi ejemplo en la vida, a mi padre, por ser mi ángel y a Are, por ser mi universo.*





## **Agradecimientos**

Al Dr. Juan Manuel Mayoral Villa, por su dirección y apoyo durante todo el proceso de elaboración.

A todos mis compañeros del Instituto de Ingeniería de la UNAM, especialmente al M. I. Mauricio Pérez Díaz, por todos los aprendizajes compartidos, el apoyo y retroalimentación brindados.

A mis profesores y sinodales, el Dr. David López, el M.I. Rodrigo Takashi y el Ing. Cristian Medina, por sus excelentes clases y por ser quienes siempre me inspiraron a continuar en la ingeniería.

A mis amigos de la universidad y de mi hogar, principalmente a Karla y Estelah, que son la familia que elegí día a día.



## Índice

I.	Antecedentes .....	1
I.I.	Desarrollo histórico de excavaciones profundas .....	1
I.I.I.	<i>Procedimientos de excavaciones en el mundo</i> .....	2
I.I.II.	<i>Excavaciones realizadas en México</i> .....	4
I.II.	Procedimientos constructivos .....	8
I.II.I.	<i>Métodos de excavación</i> .....	9
I.II.II.	<i>Elementos de contención</i> .....	13
I.II.III.	<i>Secuencia de excavación</i> .....	16
I.III.	Estabilidad de excavaciones .....	19
I.III.I.	<i>Casos históricos de fallas en excavaciones</i> .....	21
I.III.II.	<i>Mecanismos de falla</i> .....	24
I.IV.	Estados límite .....	30
I.IV.I.	<i>Estados límite de falla</i> .....	31
I.IV.II.	<i>Estados límite de servicio</i> .....	32
II.	Estado del arte .....	33
II.I.	Métodos analíticos .....	33
II.II.	Métodos numéricos .....	37
II.II.I.	<i>Bidimensionales</i> .....	41
II.II.II.	<i>Tridimensionales</i> .....	42
II.III.	Modelos físicos a escala .....	43
III.	Marco metodológico .....	45
III.I.	Monitoreo .....	47
III.II.	Instrumentos de medición .....	48



III.III.	Modelado numérico .....	53
III.III.I.	<i>Malla de diferencias finitas</i> .....	54
III.III.II.	<i>Elementos estructurales</i> .....	55
III.III.III.	<i>Diagramas de interacción</i> .....	57
III.IV.	Calibración del modelo numérico .....	60
III.IV.I.	<i>Análisis inverso de las mediciones</i> .....	61
III.IV.II.	<i>Optimización del procedimiento constructivo</i> .....	63
III.IV.III.	<i>Detección de las imperfecciones en la construcción</i> .....	64
III.IV.IV.	<i>Control de calidad</i> .....	66
IV.	Caso de estudio .....	69
IV.I.	Generalidades del proyecto .....	70
IV.I.I.	<i>Ubicación del proyecto</i> .....	70
IV.I.II.	<i>Características de la zona de construcción</i> .....	70
IV.I.III.	<i>Información geotécnica</i> .....	71
IV.I.IV.	<i>Sistema de contención</i> .....	75
IV.I.V.	<i>Procedimiento constructivo</i> .....	78
IV.II.	Seguimiento en campo .....	80
IV.II.I.	<i>Descripción de la instrumentación</i> .....	82
IV.II.II.	<i>Mediciones topográficas</i> .....	85
V.	Análisis de resultados .....	87
V.II.	Resultados del modelo calibrado e impacto en el diseño .....	108
V.II.I.	<i>Desplazamientos</i> .....	109
V.II.II.	<i>Elementos mecánicos</i> .....	111
V.II.III.	<i>Desplazamientos en el suelo</i> .....	120



V.III.	Revisión de estados límite de falla .....	121
V.IV.	Revisión de estados límite de servicio.....	124
V.V.	Consideraciones adicionales.....	125
VI.	Conclusiones .....	127



## RESUMEN

La implementación de excavaciones profundas ha aumentado significativamente en las últimas décadas en áreas urbanas, lo que a su vez ha incrementado los requerimientos de diseño y los factores involucrados en su ejecución. Parámetros como profundidad, nivel freático y estratigrafía están directamente relacionados con los desplazamientos observados y deben ser monitoreados constantemente para garantizar la integridad de la excavación, y de las estructuras adyacentes durante el proceso constructivo. Sin embargo, prever las consecuencias del método de excavación es complejo en suelos rígidos, debido a sus bajas deformaciones antes de que se presente una falla súbita debido a su comportamiento frágil. Por ello, se utilizan diversas herramientas de cálculo, tanto teóricas como numéricas e instrumentación de campo, para evaluar el desempeño de la excavación.

En esta tesis se evalúa una excavación ubicada en la Zona de Lomas, conforme a las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. La excavación, situada al noroeste de la Ciudad de México, tiene 100 m de longitud, una profundidad variable de 20 a 30 m y un ancho de 26 a 30 m. Este proyecto conecta una línea de metro existente con su extensión de 4.5 km. El sistema de contención incluye pilas, anclas activas, muros de concreto lanzado, troqueles y trabes mdrinas.

Para monitorear las deformaciones, se desarrolló un modelo numérico tridimensional de diferencias finitas en FLAC<sup>3D</sup> (Itasca, 2012). El comportamiento del suelo se define con la ley de esfuerzo-deformación de Mohr-Coulomb. Su sistema de contención se integra por elementos elásticos tipo SHELL, BEAM, CABLE y PILE. El modelo fue calibrado mediante análisis inversos, ajustando los parámetros geotécnicos para reducir el error entre las mediciones topográficas de campo y los resultados del modelo. Finalizadas las calibraciones se observó una disminución del error de 70.4%, lo que indica la generación de un modelo altamente representativo de las condiciones en campo. Gracias a la implementación del modelo numérico tridimensional se logra identificar oportunamente posibles situaciones de riesgo para edificaciones colindantes y potenciales retrasos en el proceso constructivo debido a los cambios de esfuerzos en el sitio de excavación.



## **OBJETIVO**

El objetivo general es demostrar las contribuciones derivadas de la implementación de un modelo numérico tridimensional, calibrado con datos de instrumentación en campo, para evaluar el desempeño del procedimiento constructivo de una excavación profunda apuntalada en suelos rígidos en áreas urbanas.

## **ALCANCES**

- Realizar una revisión exhaustiva de la literatura relacionada con excavaciones profundas en entornos urbanos, abarcando aspectos geotécnicos, métodos de contención y técnicas de modelado numérico.
- Desarrollar un modelo numérico tridimensional utilizando FLAC<sup>3D</sup> (Itasca, 2012) para simular el comportamiento de una excavación profunda apuntalada en suelo rígido.
- Definir los parámetros geotécnicos de acuerdo con la información proveniente de la exploración de campo y pruebas de laboratorio.
- Mejorar la precisión del modelo considerando la interacción suelo-estructura mediante la simulación de cada elemento de contención.
- Ajustar parámetros del modelo según los resultados de la instrumentación, asegurando la coherencia entre las predicciones del modelo y los datos observados.
- Identificar escenarios potenciales de riesgo asociados con excavaciones profundas en zonas urbanas, considerando la proximidad a estructuras existentes.
- Evaluar la capacidad predictiva del modelo en situaciones específicas y proponer medidas preventivas o correctivas basadas en los resultados obtenidos.



## **I. Antecedentes**

### **I.I. Desarrollo histórico de excavaciones profundas**

La determinación del lugar en el que se establecerán las ciudades desde el inicio de la historia del ser humano ha tenido como una de las principales variables de decisión las condiciones del terreno. Considerando como prioridad establecerse en zonas de extensas planicies para un uso eficiente de la superficie. Sin embargo, con el paso del tiempo, se ha presentado un incremento exponencial de la población en estos centros urbanos. Lo cual ha generado que el suelo sea uno de los bienes más preciados con los que cuenta la población en la actualidad, debido a su uso dentro de diversas áreas como agricultura, vías terrestres y vivienda. De acuerdo con el Colegio de Ingenieros Civiles de México (2022), es debido a la carencia de áreas superficiales en las grandes metrópolis que nace la necesidad de utilizar el espacio subterráneo de la forma más eficiente. Para abordar esta problemática, se inicia con la excavación de infraestructuras subterráneas, que no solo contribuyen a mejorar la calidad de vida de la población, sino que también incrementan el aprovechamiento del espacio en áreas previamente urbanizadas, convirtiéndolas en puntos clave para el desarrollo de las sociedades. Por otro lado, se debe de considerar que estos proyectos se desarrollan en colindancias con edificaciones, lo que aumenta los impactos negativos que se presentarían en caso de que existan daños o problemas durante la construcción. Sin embargo, resulta imperativo llevarlos a cabo, ya que se deben de subsanar necesidades de la población que se vuelven más complejas con el tiempo, lo que representa mayores retos geotécnicos; las cuales se encuentran vinculadas con la construcción de cimentaciones, vías de comunicación o tuberías de agua potable. Durante su desarrollo, uno de los puntos focales es el conocimiento certero de los movimientos vinculados al suelo circundante, los cuales son provocados por el procedimiento de excavación (Peck, 1969).

El desarrollo de excavaciones se ha encontrado históricamente vinculado con el crecimiento de civilizaciones (Tabla I.1), mostrando que los objetivos para los cuales se diseñan se han diversificado, sin embargo, se encuentran enfocados desde el inicio en la satisfacción de necesidades humanas básicas.



*Tabla I.1 Resumen de obras que requirieron excavaciones en la antigüedad.*

<i>Lugar de desarrollo</i>	<i>Obra civil</i>	<i>Tipo de suelo</i>	<i>Referencia</i>
Mesopotamia, 4000 a.C. – 2500 a.C.	Extracción y distribución de agua potable por medio de tuberías profundas	Principalmente blandos	Diamon y Kassel (2018)
Jerusalén, 1004 a. C.	Sistema de alcantarillado con tuberías de hasta 2 m de profundidad	Principalmente blandos	Diamon y Kassel (2018)
Antigua Roma, siglo VI a.C.	Sistema de alcantarillado, en el que se integró la Cloaca Máxima	Mixtos	Diamon y Kassel (2018)
Antiguo Egipto, 2500 a.C.	Cimentaciones de edificios históricos	Mixtos	Lehner (1997)
Europa medieval, siglo XIII	Construcción de puentes	Sedimentario	O’Conner (2003)

### *I.I.I. Procedimientos de excavaciones en el mundo*

Desde la Revolución Industrial, se ha observado un aumento significativo de los habitantes a nivel mundial, además, los patrones migratorios indican que la población prefiere establecerse en grandes urbes, por lo cual, se ha potenciado la construcción de edificaciones que logren ser puntos de reunión para la ciudadanía, integrando en un mismo lugar espacios para diversos usos, lo cual se ve relacionado de forma proporcional con un aumento en la calidad y profundidad de las excavaciones que son requeridas para cimentar o desarrollar los proyectos.

Como se puntualizó en la sección anterior, muestras de este tipo de construcciones son fechadas desde las civilizaciones antiguas. Sin embargo, en la época moderna se ha modificado notoriamente la capacidad constructiva de los ingenieros. Un ejemplo de ello es la excavación desarrollada en Noida, India, que involucró la construcción de paredes diafragma con anclas para la contención de los muros de 22 m de profundidad pertenecientes a la excavación requerida para la cimentación de un edificio que se integra por espacios para vivienda, comercio, estacionamiento y vestíbulo en esta ciudad asiática (Nisha y Muttharam, 2017).





Otro ejemplo, es la excavación de 22.1 m de profundidad desarrollada para la cimentación del Taipei World Trade Center en Taiwán que requirió la creación de un área de excavación de 11,500 m<sup>2</sup>. Este procedimiento fue desarrollado de 1982 a 1983 e involucró el método constructivo “Cut and cover” modalidad bottom-up. En su construcción se llevaron a cabo procesos de monitoreo por medio de inclinómetros, celdas de presión, piezómetros, entre otros (Moh y Chin, 1991). Finalmente, se mencionan por orden cronológico, partiendo del más antiguo, aquellos procedimientos que se involucran con la construcción de sistemas de transporte metro alrededor del mundo.

- Londres: conceptualizado como el primer ferrocarril subterráneo del mundo, el primer tramo de este sistema de transporte se inauguró en 1863 (Márquez, 2024). Sus procedimientos constructivos se integran por el método *cut and cover*, bajo calles ya existentes, y por medio de máquinas denominadas *Greathead shield*, que presentan los principios básicos de una tuneladora actual, en caso de que se requiera una mayor profundidad o se deba pasar la línea por debajo de edificaciones existentes (Esparza, 2020).
- París: Inaugurado en 1900 con 11.8 km de extensión, se emplearon métodos *cut and cover* y *TBM* para la excavación de estos primeros túneles, ya que posee la totalidad de sus estaciones subterráneas (Cheng, *et. al.*, 2021).
- Nueva York: en función de la profundidad donde se desarrollará la línea de metro, su procedimiento constructivo va desde el empleo de tuneladora en secciones profundas hasta el método *cut and cover*. Por otro lado, al estar ubicado sobre estratos duros, en algunas ocasiones fue necesario emplear voladura para su excavación, lo que representa una modificación significativa en comparación con los antecesores previamente mencionados.
- Chicago: construido con excavaciones realizadas bajo el método *cut and cover* con apoyo de secciones prefabricadas o tuneladoras en secciones de terreno blando. De acuerdo con Peck (1948), también se realizaron procedimientos *open cut* que abarcaron una profundidad entre los 36 y 46 pies.



En la Tabla I.2, se presentan diversas excavaciones profundas que se han desarrollado alrededor del mundo. Es pertinente mencionar que estas cuentan con diversos métodos constructivos, sin embargo, todas fueron desarrolladas en suelos rígidos.

Tabla I.2 Excavaciones profundas en el mundo.

<i>Excavación</i>	<i>Procedimiento constructivo</i>	<i>Lugar</i>	<i>Área superficial (m<sup>2</sup>)</i>	<i>Profundidad (m)</i>	<i>Objetivo</i>	<i>Fuente</i>
Crossrail	Perforación y voladura	Londres, Reino Unido	14,800	42	Transporte	Crossrail Ltd (2020)
Jeddah Tower	Pilotes y excavaciones a cielo abierto	Jeddah, Arabia Saudita	9,500	45	Edificación uso mixto	Smith y Gill (2015)
Shanghái Tower	Pilotes y excavaciones a cielo abierto	Shanghái, China	30,368	70	Edificación de uso mixto	Gensler (2015)
Marina Bay Sands	Pilotes y excavación a cielo abierto	Singapur	15.500	58	Turismo	Safdie (2010)
Olkiluoto Nuclear Plant	Perforación y voladura	Finlandia	5,000	40	Generación de energía	TVO (2012)
Torre Mayor	Excavaciones apuntaladas y pilotes	Ciudad de México	6,320	46 - 52	Oficinas	SMIG (2016)

### *I.I.II. Excavaciones realizadas en México*

En el contexto mexicano, el desarrollo de excavaciones profundas nace desde la consolidación de civilizaciones antiguas en territorio mesoamericano. Con la creación de proyectos dedicados al suministro de agua y servicio de alcantarillado en las ciudades de comunidades aztecas, mexicas o toltecas.

Ejemplo de ello es el *Tajo de Nochistongo* obra construida como parte del proyecto de desagüe del Valle de México bajo la dirección de Enrico Martínez en 1607. Su objetivo era conducir las aguas superficiales fuera de la ciudad por medio de la construcción de un túnel y una abertura entre los cerros, conocido como *Tajo de Nochistongo*, en el municipio de Huehuetoca, Estado de México. No obstante, debido a la falta de revestimiento en la galería

del túnel se generaron varios derrumbes que hicieron inservible esta obra durante años. Hasta que en 1789 se reavivó el proyecto, decidiendo que en lugar de reparar el túnel se realizara una excavación a cielo abierto (Figura I.1). Esta obra funcionó durante algún tiempo para evitar que la ciudad se inundara, sin embargo, con el tiempo se volvió insuficiente (Instituto Nacional de Antropología e Historia, 2013).



*Figura I.1 Tajo de Nochistongo. Autor: William Henry Jackson (1883). Fuente: INAH (2013).*

En la actualidad, la construcción del Sistema de Transporte Colectivo Metro de la Ciudad de México es un ejemplo significativo del uso de excavaciones profundas con sistemas de contención apuntalados. A continuación, se describen algunas de las líneas más relevantes en términos de ingeniería geotécnica que han presentado elementos de retención conocidos como troqueles durante su excavación:

Línea 1 (Observatorio - Pantitlán): La construcción de la Línea 1, inaugurada en 1969, involucró excavaciones en suelos predominantemente arcillosos, típicos de la cuenca lacustre de la Ciudad de México. Se emplearon pantallas de concreto armado con apuntalamiento y muros de contención para estabilizar las excavaciones. El uso de estas técnicas permitió mantener la estabilidad de los taludes y minimizar las deformaciones del terreno circundante, crucial en una zona urbana densa (STC, 2019).



Línea 2 (Cuatro Caminos - Tasqueña): Inaugurada en 1970, la Línea 2 también enfrentó desafíos significativos debido a las características del subsuelo. Las excavaciones profundas en suelos blandos y arcillosos requirieron el uso de muros diafragma y sistemas de apuntalamiento con anclas activas para soportar las presiones laterales del suelo y asegurar la integridad de las estructuras adyacentes (Jiménez Salas, 1973).

Línea 3 (Indios Verdes - Universidad): La construcción de la Línea 3, finalizada en 1970, abarcó excavaciones profundas en zonas con suelos mixtos, incluyendo áreas de alta plasticidad. El proyecto utilizó sistemas de contención con pantallas de concreto armado y muros de contención anclados, lo que permitió controlar los asentamientos y movimientos laterales, garantizando la seguridad de las edificaciones cercanas (STC, 2019).

Línea 5 (Pantitlán - Politécnico): Inaugurada en 1981, la Línea 5 presentó desafíos similares en cuanto a las características del subsuelo. El uso de pilas secantes y muros de contención apuntalados fue esencial para estabilizar las excavaciones y minimizar las deformaciones inducidas por las cargas urbanas y las variaciones hidrogeológicas (Sáenz, 1985).

Línea 7 (El Rosario - Barranca del Muerto): La Línea 7, inaugurada en 1984, involucró excavaciones en suelos de resistencia variable. El empleo de muros de concreto y sistemas de contención con anclajes activos fue crucial para manejar las condiciones geotécnicas adversas y garantizar la estabilidad de las estructuras subterráneas (Cárdenas, 1986)

A continuación, se hace una recapitulación de algunas construcciones emblemáticas que se han desarrollado durante las últimas décadas en otras zonas de la República Mexicana (Tabla I.3).



Tabla I.3 Excavaciones profundas desarrolladas en México.

<i>Excavación</i>	<i>Procedimiento</i>	<i>Lugar</i>	<i>Área superficial (m<sup>2</sup>)</i>	<i>Profundidad (m)</i>	<i>Objetivo</i>	<i>Fuente</i>
Torre Koi	Pilotes y excavación a cielo abierto	Monterrey, Nuevo León	9,000	279	Edificación (Rascacielos)	VFO Arquitectos (2017)
Torre Obispado	Pilotes y excavación a cielo abierto	Monterrey, Nuevo León	7,500	305	Edificación (Rascacielos)	Pelli Clarke (2019)
Proyecto La Yesca	Perforación y voladura	Nayarit	120,500	220	Generación de energía	CFE (2012)
Túnel Lomas-Verdes	TBM	Naucalpan, Estado de México	18,000	45	Transporte	SCT (2015)
Torre Latino	Pilotes y excavación a cielo abierto	Cuauhtémoc, CMDX.	1,114	34	Oficinas	Zeevaert (s.f.)

Es pertinente mencionar que uno de los momentos más significativos para la ingeniería civil mexicana es la creación de lineamientos aplicables a las obras civiles que muestran las consideraciones mínimas aceptables para la construcción. Esto debido a que en la búsqueda de evitar aspectos que generen subjetividad en los procesos de construcción, se conceptualizan directrices nacionales bajo las cuales deben de crearse los proyectos de construcción del país mexicano. Involucrando aspectos desde su planeación hasta la operación y mantenimiento. Muestra de ello son las Normas Técnicas Complementarias (NTC) publicadas por primera vez en 1966 en la Ciudad de México, por la Dirección General de Obras Públicas, dentro de las cuales se genera un apartado específico en cimentaciones hasta 1987.

Contextualizando específicamente en la Ciudad de México, es importante destacar que los retos que se presentan al realizar excavaciones en estratigrafías integradas desde arcillas hasta suelos rígidos bien cementados son diversos. Es por ello por lo que la elección del procedimiento constructivo adecuado a cada obra se encuentra relacionada con diversos



parámetros, como la posibilidad de generar daños a edificaciones cercanas (Rastbood *et al.*, 2017).

## I.II.Procedimientos constructivos

La elección de los procesos de construcción vinculados con excavaciones se encuentra relacionada con el espacio disponible, maquinaria y herramienta, así como geología de la zona, por mencionar algunos aspectos. Estos afectan diversas etapas del proyecto, al mismo tiempo que impactan en características como la duración del programa de obra, costos, seguridad y riesgos inherentes al proceso requerido. Sin embargo, la elección de este involucra una serie de variables de decisión que están asociadas con las variables cualitativas previamente mencionadas (Pan, 2009).

Cada uno de los métodos de excavación disponibles en la actualidad representa diversos beneficios y riesgos de forma inherente a su selección, que impactan en la magnitud de los desplazamientos provocados por estos procedimientos. Es ahí donde conocimientos empíricos basados en la experiencia del ingeniero se integran a datos cuantitativos para la asignación del procedimiento adecuado. Para ello resulta imprescindible conocer que, de acuerdo con las NTC, se definen a las excavaciones profundas como aquellas excavaciones que cumplen con las siguientes características:

- Perímetro  $> 80$  m Zonas I y II.
- Perímetro  $> 120$  m Zona III
- Peso unitario medio de la estructura  $w > 4$  t/m<sup>2</sup>
- Profundidad de desplante  $D_f > 2.5$  m

La elección del procedimiento constructivo debe de integrar conocimientos empíricos, técnicos, además de integrar los beneficios y desventajas asociadas inherentemente a cada método. Por ejemplo, en el Método Top-Down, su principal beneficio se vincula al ahorro del tiempo durante su implementación, sin embargo, también enfrenta desafíos, entre los que destacan, aquellos relacionados con los procesos de instalación y retiro de soportes temporales, ya que esta actividad es difícil y peligrosa. Lo que podría desembocar en retrasos en el cronograma de excavación y de la ruta crítica (Hong, 2010).





Otro aspecto que se debe de integrar en la selección del método propicio para el sitio de excavación es el nivel freático. Su correcta administración impacta en la estabilidad de la obra. Es por ello por lo que durante los procesos de excavación se deben de implementar estrategias que sean específicas para gestionar el agua que se encuentra presente tanto en el fondo de excavación como aquella vinculada con las capas subterráneas del suelo. La mala gestión de las fuerzas actuantes en el suelo relacionada con el empuje horizontal del suelo debido a la presencia de agua subterránea podría generar problemas que incluyen desde debilitamiento y posterior falla en taludes hasta aumentos en la dificultad o paralización completa de la obra debido a inundaciones en el frente o daño en maquinaria y herramientas (Santillana y Silva, 2018), lo que puede ser abatido si se implementan eficientemente sistemas de bombeo compuestos por geotextiles y tuberías perforadas, los cuales, en ocasiones, deberán ser complementados con sistemas de bombeo que controlen los niveles de agua durante las etapas de construcción. Con lo cual se logra evitar la acumulación de presión hidrostática en las paredes de la excavación y se minimiza los puntos de filtración de agua, garantizando así la estanqueidad de la obra.

Para generar un control en acuíferos libres o control de presión intersticial se deben de realizar procedimientos que generen barreras impermeables circundantes al sitio de excavación o que la extracción del agua existente (Yepes, 2020). De igual forma, la implementación de un sistema constante de monitoreo que cuente con sensores de nivel de agua, piezómetros, telemetría, entre otros, es fundamental para el desarrollo seguro de la obra. Otorgando datos en tiempo real que logren generar una toma de decisiones pertinente relacionadas con esta variable.

### *1.1.1. Métodos de excavación*

Los cinco métodos implementados en excavaciones profundas más comúnmente son: (1) Top-Down, (2) Down-Up, (3) Doble Down-Up (4) Island, y (5) Open Cut. A continuación, se da una breve descripción de ellos. Mencionando las características más importantes de cada uno.

- a) Top-Down: de acuerdo con Suárez y Martínez (2020), en el método Top-Down, la excavación comienza desde la superficie hacia abajo, permitiendo la construcción de niveles subterráneos mientras se trabaja en la parte superior del edificio. Este enfoque facilita la instalación temprana de la estructura subterránea y reduce el tiempo total de construcción. Empleado por ejemplo para edificios de gran altura con múltiples sótanos, estaciones de metro y estacionamientos subterráneos. Para implementar este método, se utilizan maquinarias como retroexcavadoras, perforadoras y equipos de construcción vertical. Este enfoque es versátil y adecuado para una amplia gama de suelos, desde cohesivos hasta granulares (Figura I.2). Es pertinente mencionar que la principal ventaja de este método es que los mismos elementos estructurales que conformarán la cimentación del edificio, sirven de elementos de contención de la excavación.

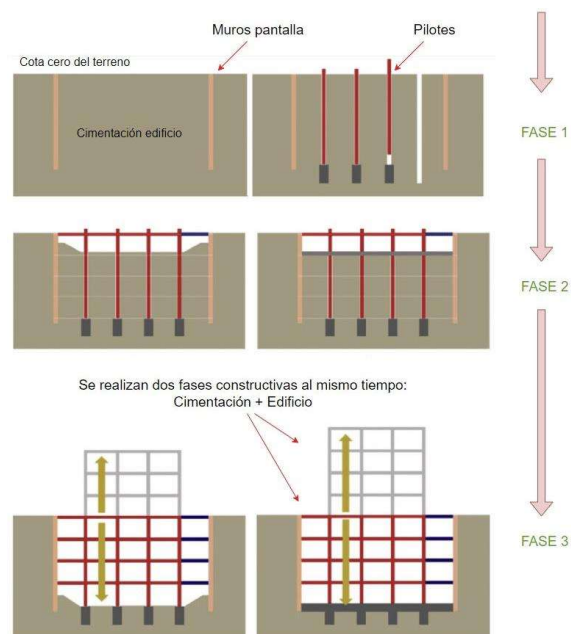
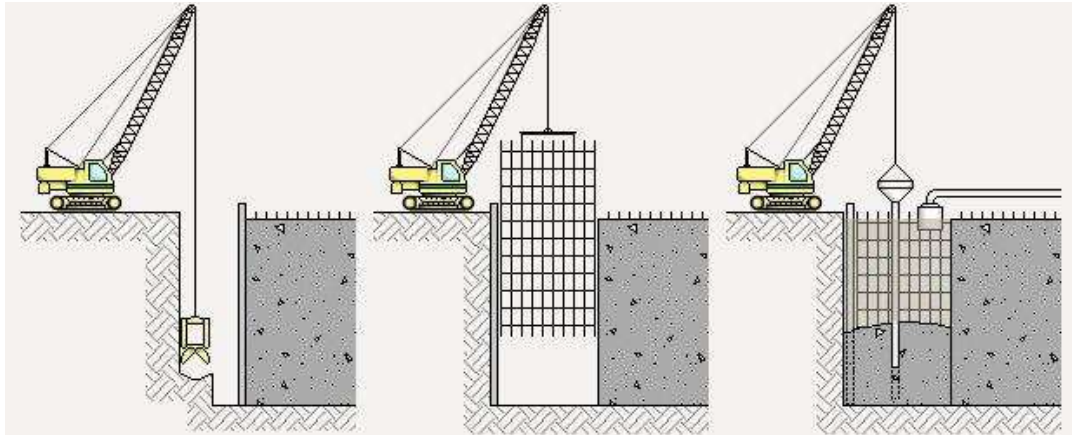


Figura I.2 Esquema de método Top-Down (Segui, 2021)

- b) Muro Milán: conforme lo presentado por García (2018), este método requiere la excavación de zanjas estrechas ademas con lodo bentonítico y profundas en las cuales se coloca acero de refuerzo para posteriormente llenarlo de concreto, generando un muro perimetral que permite la excavación del interior de perímetro. Sin embargo, el tiempo de construcción puede ser prolongado debido a la naturaleza secuencial del



proceso, especialmente en proyectos de gran escala. Además, puede requerir anclajes temporales o permanentes para estabilización adicional. Se aplica principalmente en obras de contención de tierra en áreas urbanas densamente pobladas o excavaciones profundas para cimientos de edificios altos. Entre sus ventajas se encuentra su alta capacidad de carga y excelente control de la deformación del terreno, presentando en contraparte elevados costos y tiempos de ejecución, especialmente en terrenos difíciles (Figura I.3).



*Figura I.3 Esquema de método de Muro Milán.*

- c) Pilotes secantes: para este se deben de perforar pilotes de concreto reforzado alrededor del perímetro de la excavación, posterior a ello se coloca el acero de refuerzo dentro de los pilotes perforados y se procede a colar el concreto (Figura I.4). Se aplica principalmente en excavaciones en terrenos inestables y para la construcción de sótanos en edificios altos. Además, ofrece una solución robusta para contención en terrenos difíciles, sin embargo, se caracteriza por una mayor complejidad y costos asociados con la instalación de pilotes y anclajes. (Pérez, 2019).

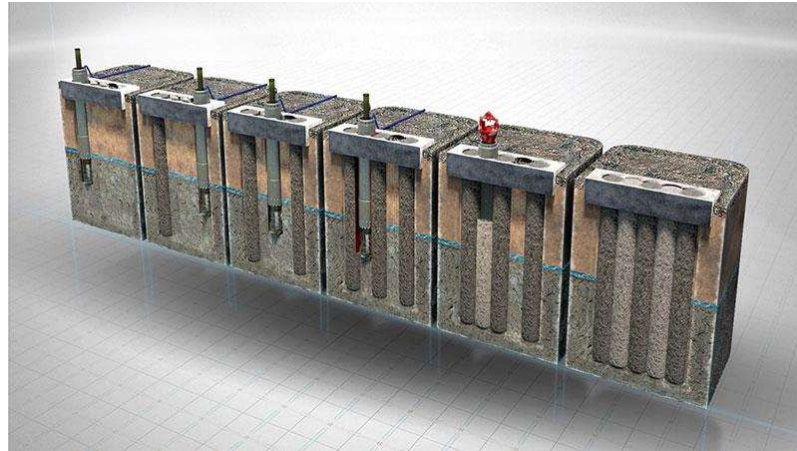


Figura I.4 Método de Pilotes secantes (Rodio Kronsa, 2024).

- d) Método Island: en el método Island, se crea una berma de suelo que se deja sin excavar al centro de la excavación, lo que proporciona soporte estructural adicional alrededor de la periferia de la obra. Este método es útil cuando se busca una mayor estabilidad en condiciones geotécnicas desafiantes. La maquinaria utilizada se integra por perforadoras para la creación de la isla y equipos de excavación convencionales. Se recomienda este método en suelos cohesivos o granulares con potencial de inestabilidad.

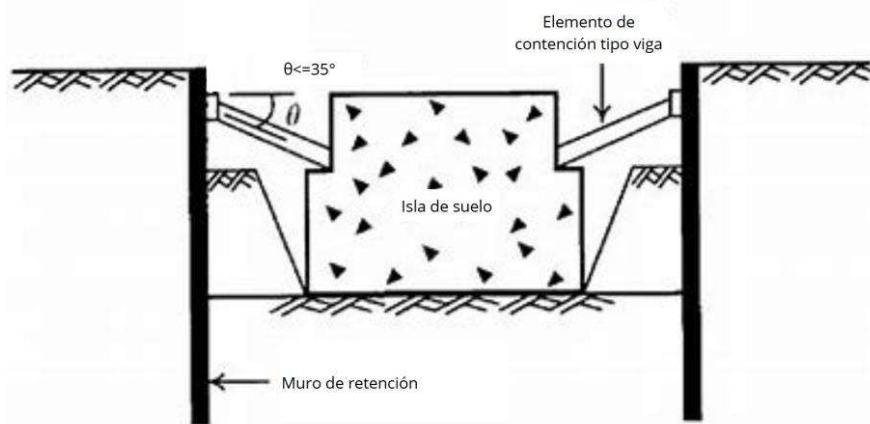


Figura I.5 Método Island.

Cada uno de estos procedimientos implica diversos retos vinculados con el conocimiento certero de la estratigrafía de la zona, que a su vez, se encuentra relacionado con la implementación eficiente de pruebas geotécnicas (prueba de penetración estándar, ensayo de



corte directo, ensayo de resistencia al corte triaxial, entre otras) para así integrar una estratigrafía lo más representativa posible vinculada con la cuantificación de propiedades que apoyen en la predicción del comportamiento del suelo bajo cargas generadas por los elementos estructurales requeridos para el proyecto (Alfaro, 2021).

### *I.II.II. Elementos de contención*

Para lograr contener de forma eficiente las paredes de la excavación generadas por los procedimientos previamente mencionados, existen diversas alternativas que pueden implementarse para así generar sitios de obra seguros. Estas se componen de elementos de contención, los cuales trabajarán ejerciendo una fuerza opuesta para así contener la masa inestable (Quispe, 2020), obteniendo así un equilibrio estático entre las fuerzas resistentes y las fuerzas actuantes asociadas a la generación de una posible falla, sin embargo, resulta inadmisibles que se presente esta última situación. La elección de éstos se encuentra vinculada con aspectos como tipo de suelo, factores económicos, materiales disponibles, entre otros.

A continuación, se presentan las alternativas actualmente viables y comúnmente empleadas para este propósito (Gue y Tan, 1998):

- **Tablaestacas:** es un sistema temporal conformado por una estructura de contención compuesta por elementos planos, generalmente de acero, que se intercalan y se introducen en el suelo para formar una barrera impermeable y proporcionar estabilidad. Implementado en suelos con valores de SPT menores a 50 golpes, debido a que el procedimiento constructivo se encuentra vinculado con el hincado de estos elementos por medio de golpes de maquinaria o vibración según el tipo de suelo que se presente. Se debe tener especial cuidado en caso de presentarse edificaciones aledañas en suelo arenoso.
- **Muro Berlín:** de acuerdo con Weissenbach, Hettler, y Simpson (2003), es un sistema consolidado a finales del siglo XIX en Berlín. En este el adomado se realizaba con vigas de acero tipo I y tablonces de madera. Este tipo de muro se construye mediante la instalación de pilotes verticales (soldados) y vigas horizontales. Los pilotes cuentan generalmente con secciones transversales “H” y



se encuentran en contacto completo con el suelo. Por otro lado, las vigas horizontales son colocadas entre ellos para proporcionar apoyo y resistencia. No es recomendable en suelos constituidos principalmente por arenas sueltas y arcillas. Su resistencia es similar a un muro de tablaestacas (Corsa, 2020).

- Pilotes tangentes: un muro de pilotes contiguos se forma mediante la excavación de secciones circulares contiguas en el suelo y luego colando pilotes en estos. Los pilotes están dispuestos de manera cercana para formar un muro continuo. Pueden ser métodos implementados de forma permanente o temporal para la contención de taludes. Entre sus ventajas radica la capacidad de adaptación de este sistema. Sin embargo, no es posible asegurar la estanqueidad del sitio de construcción implementando estos elementos de contención.
- Pilotes secantes: estos elementos son colocados de forma que se superponen parcialmente los pilotes para la generación de una barrera impermeable o la estabilidad del suelo excavado. La construcción de estos elementos implica la perforación y el vertido de concreto en pilotes iniciales, con un espaciado central ligeramente inferior al doble del diámetro nominal del pilote. Posteriormente, se perforan pilotes secundarios a una distancia intermedia entre los pilotes iniciales antes de que el concreto haya alcanzado su resistencia total. Es posible excavarlos en roca y genera una capa de protección en suelos con altas probabilidades de colapso.
- Muro Milán: también conocido como muro diafragma, es una estructura continua de concreto colado in situ que se construye mediante la excavación de una zanja estrecha y la colocación de acero de refuerzo antes de verter el concreto. Se utiliza comúnmente en proyectos de excavación profunda y entre sus ventajas destaca la disminución del ruido, así como vibraciones generadas por su procedimiento constructivo.
- Anclajes: son elementos estructurales de acero (barras o cables de acero de alta resistencia) que se colocan dentro de perforaciones realizadas con barrenadoras con ángulos de inclinación que varían dependiendo del tipo de suelo en el que se encuentren. Posterior a ello se inyecta lechada a presión para así fijar el tendón

con el terreno. De forma general trabajan por medio de fricción generando, en caso de ser necesario, la aplicación de fuerzas externas con el objetivo de reforzar su estabilidad. Se diseñan para la transmisión de esfuerzos de tensión a un estrato resistente. Su configuración consta de tres secciones: (i) longitud de bulbo, (ii) longitud libre y (iii) longitud de tensado (Figura I.6).

i. Longitud de bulbo: constituida por cables de torón y un tubo de inyección, transmite su esfuerzo de tensión al suelo.

ii. Longitud libre: compuesta por cables de torón, tubo de inyección y separadores, se aísla del terreno mediante un tubo de poliducto y se delimita con el bulbo a través de un tapón de interfaz.

iii. Longitud de tensado: sección adicional del cable que permite el montaje del equipo para tensar el ancla.

Además, es posible pretensarlos colocando una carga sobre el bulbo de concreto. Con base en esta última característica, se subdividen en: (a) anclas activas y (b) anclas pasivas (Quispe, 2020).

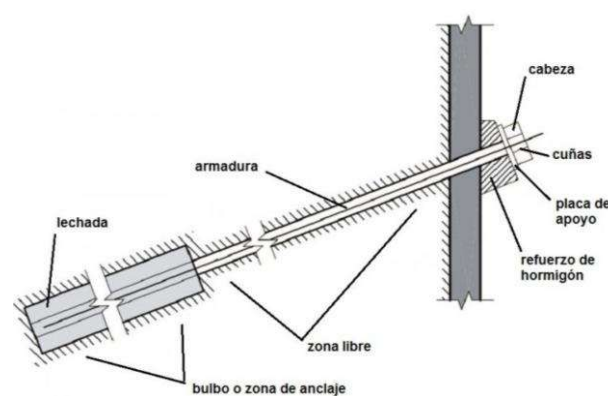


Figura I.6 Partes de anclajes (Yepes-Piqueras, 2020).

- Troqueles: estos elementos se colocan para evitar el colapso o cierre de las parades de excavación y la transmisión de los esfuerzos generados de manera uniforme en ambos lados de ésta. Entre sus desventajas se encuentra la disminución del área horizontal disponible para trabajo, encontrándose en contraparte los aspectos



relacionados con incremento en la seguridad, mejor control de la deformación del suelo, flexibilidad en el diseño y eficiencia en el procedimiento constructivo. Pueden ser elementos de acero o concreto. Colocados sobre vigas madrinas que apoyan en la transmisión uniforme de esfuerzos (Figura I.7).



*Figura I.7 Muro Berlín con troqueles de acero en excavación para una línea de conducción (Yepes-Piqueras, 2016).*

- Concreto lanzado: este elemento se aplica mediante la proyección de concreto de forma controlada sobre una superficie, típicamente las paredes de una excavación o en general taludes, donde por lo general se refuerza con fibras de acero o malla electrosoldada. Cuenta con una adherencia eficaz y una consolidación adecuada del material sobre la superficie objetivo.

### *I.II.III. Secuencia de excavación*

Los métodos de excavación mencionados en la Sección I.II.I, muestran la diversidad de procedimientos que se encuentran actualmente disponibles para la realización de procesos vinculados a excavaciones profundas. Una de las mayores diferencias entre estos métodos es la secuencia constructiva que los compone. Su elección se basa en el suelo donde se realizará la excavación. Las categorías que disponibles para esta elección son:



- a) Excavaciones apuntaladas: la secuencia de excavación se fundamenta en la estabilización de los muros de contención implementando un sistema de arriostramiento. Se puede colocar troqueles a profundidades determinadas o construir losas. A lo largo de cada fase de excavación, se implementan ademes temporales y/o permanentes que actúan como contrafuertes horizontales para contrarrestar las fuerzas laterales ejercidas por el suelo sobre el muro. Este sistema muro-soporte confiere una elevada rigidez, evitando desplazamientos considerables en el muro de contención que puedan afectar las propiedades colindantes. Esta técnica permite la construcción simultánea de la superestructura a medida que avanza la excavación. Este proceso constructivo progresa desde la parte superior hacia abajo. Es decir, la construcción inicia desde el nivel de la banquetta y progresa hacia el nivel de desplante del edificio o la losa de fondo. Debido al peso significativo de la losa de apoyo en cada nivel, se debe tener en cuenta esta carga al diseñar la superestructura definitiva. En este contexto, la construcción de la superestructura avanza simultáneamente con la excavación, concentrando el peso en las columnas. Siendo así que las pilas de cimentación desempeñan un papel crucial, ya que se incorporan perfiles metálicos que eventualmente se convierten en las columnas definitivas de la superestructura del edificio.
- b) Excavaciones con anclajes: conforme a lo establecido por Paulín-Aguirre (2016), posterior a la implementación de una excavación ademada a cielo abierto y muro circular autoestable, es altamente recomendable implementar muros retenidos mediante anclas. Para maximizar los beneficios de esta técnica, se sugiere que el muro perimetral utilizado pase a integrarse en el sistema estructural. Este muro, de concreto lanzado se construye de arriba hacia abajo, generando cinturones de estabilización a medida que avanza. Es crucial tener en cuenta la estabilidad local del muro, ya que cualquier fallo podría tener implicaciones locales o incluso afectar al conjunto del sistema. En zonas donde el nivel freático se ubica sobre la superficie, se advierte que el muro de concreto lanzado puede no ser la opción más adecuada, ya que podría comprometer la estanqueidad de la excavación y dar lugar a filtraciones, generando asentamientos en propiedades colindantes.

- c) Excavaciones a cielo abierto: en esta secuencia, se puede subdividir en excavaciones en cantiléver o por pendientes. Generalmente en ningún caso se emplean elementos de contención transversal, sin embargo, actualmente algunas excavaciones por sus características ya han implementado el uso de estos elementos. Para aquellos procedimientos realizados de estabilización por pendientes, las paredes del sitio de excavación son generadas por medio de la construcción de taludes (Figura I.8 (a)). Por otro lado, las secuencias en cantiléver se presentan en terrenos competentes que permiten implementar paredes de contención en las direcciones longitudinales sin necesidad de implementar troqueles o vigas mdrinas (Figura I.8 (b)). Entre sus características radica el ahorro de costos asociados a la construcción, así como la amplitud del área de trabajo.

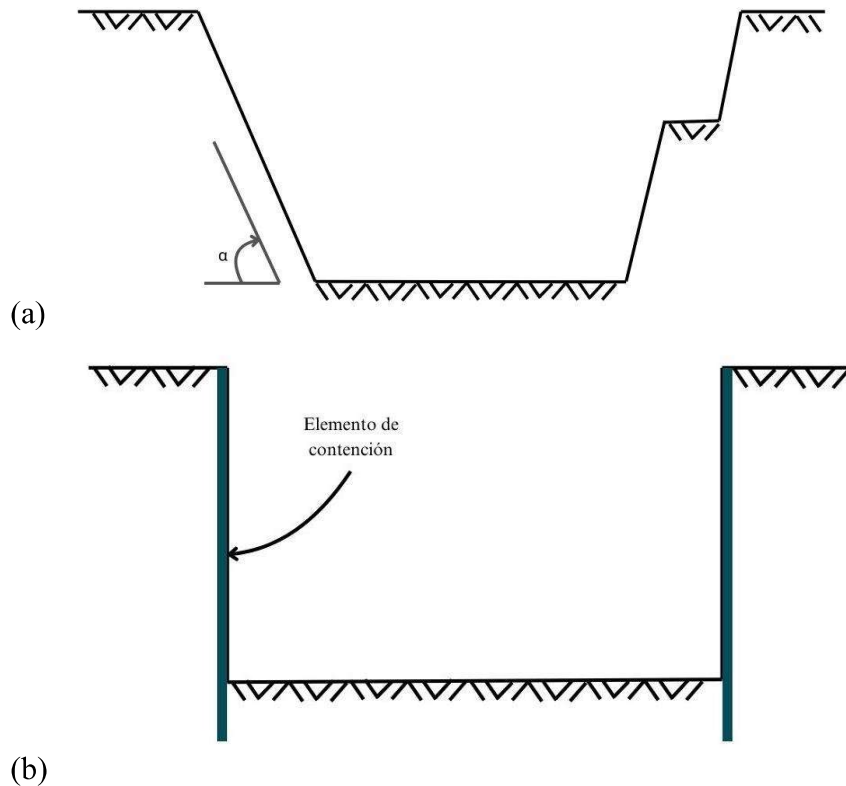


Figura I.8 Perfil de excavaciones a cielo abierto. (a) Pendiente (b) Cantiléver.

La cantidad de precauciones antes, durante y después de la secuencia de excavación, se relaciona con el grado de seguridad del proceso de construcción de dicho procedimiento, sin





embargo, según Baker (1985), estas operaciones siempre se encuentran conectadas con un riesgo que puede presentar consecuencias adversas incluso años después de terminar la obra.

Dentro de estos efectos adversos es posible enlistar:

- Ruptura de tuberías de drenaje, agua potable o redes de electricidad debido a asentamientos diferenciales.
- Modificaciones en los estados de esfuerzo de cimentaciones colindantes que representen riesgos estructurales a las edificaciones.
- Vibraciones generadas durante la construcción, por el uso de maquinaria que son percibidos por la población como pequeños sismos.
- Presencia de asentamientos totales que modifiquen las características de construcciones circundantes.

En respuesta a lo anterior, se debe de realizar de forma constante un seguimiento.

### I.III. Estabilidad de excavaciones

La estabilidad de la excavación desarrollada es fundamental para asegurar la integridad estructural y operativa de los proyectos de ingeniería civil. Este parámetro se encuentra ligado principalmente a aspectos geotécnicos, debido a que se conceptualiza como la capacidad del terreno para resistir las cargas que son aplicadas debido a los procesos de excavación. Se deben de evitar posibles colapsos o deslizamientos en el suelo, sin embargo, este medio carece de la capacidad de soportar esfuerzos de tracción de forma autónoma, permitiendo únicamente aquellos vinculados con fuerzas de compresión.

La resistencia del suelo a esfuerzos cortantes se encuentra en función de diversas características de las partículas que lo integran, entre las que destacan la cohesión, la fuerza normal entre superficies de contacto, ángulo de fricción interna y rozamiento entre ellas (De La Cruz, 2010). Este parámetro debe de comprenderse a profundidad antes de comenzar a realizar trabajos de excavación en la zona de obra. Para ello se pueden usar métodos analíticos que logran dar un panorama de las consecuencias de los cambios en el estado de esfuerzos. La identificación y mitigación de posibles desafíos asociados a la estabilidad de excavaciones



requiere, por ende, un enfoque riguroso respaldado por modelos matemáticos y análisis de ingeniería avanzados.

Se debe de partir del conocimiento de las características del suelo tales como resistencia al corte o granulometría, de acuerdo con resultados de laboratorios certificados. Para este propósito es necesario realizar pruebas triaxiales drenadas o no drenadas y pruebas de corte directo. Estas se llevan a cabo mediante el análisis de muestras inalteradas recolectadas en el sitio de la obra.

Debido a la gran cantidad de suelos que pueden existir en un mismo punto de interés a diferentes profundidades, resulta imperativo conocer las características del suelo donde se va a desplantar la obra. Para ello, existen diversos métodos que identifican la estratigrafía de la zona. Estos varían dependiendo del objetivo final de la obra civil, disponibilidad de inversión y profundidad de interés; siendo la variable de mayor injerencia el tipo de suelo que se está analizando. Esto ya que los métodos varían según si son rocas o suelos. De acuerdo con Tamez (2001), para suelos es posible implementar los siguientes métodos de exploración y muestreo:

- Muestreo alterado
  - Prueba de Penetración Estándar
  - Prueba de Penetración Dinámica Estándar
  - Pozos a Cielo Abierto
  - Perforación con chiflón y ademe
- Muestreo inalterado
  - Tubo de pared delgada
  - Muestreador de doble tubo
  - Pozos a Cielo Abierto
  - Barril muestreador Denison

A su vez, se pueden aplicar metodologías con las que no se obtendrán muestras de suelo, pero se podrá concluir una estratigrafía. Algunas de ellas son:

- Prueba de Penetración Estática



- Cono Eléctrico
- Georradar
- Sísmica de refracción

La aplicación e interpretación adecuada de los resultados obtenidos a partir de las pruebas previamente mencionadas son fundamentales para un correcto conocimiento de la estratigrafía del sitio. Lo que otorga al proyectista certeza en la toma de decisiones para la selección del método de contención propicio para el tipo de falla que se puede presentar en la zona de excavación. En la historia han existido diversos y lamentables ejemplos de malos procesos constructivos o mala aplicación de métodos analíticos, con lo que se han generado fallas en excavaciones.

#### *1.III.I. Casos históricos de fallas en excavaciones*

De acuerdo con Terzaghi, los conocimientos actuales sobre la mecánica de suelos son simplemente la representación escrita de la práctica. Es por ello por lo que cada vez que se suscita un incidente importante que genera pérdidas significativas sociales o económicas, se modifican y aumentan la cantidad de lineamientos que se deben de cumplir para asegurar la confiabilidad de las obras civiles. Sin embargo, para llegar a las directrices actuales relacionadas específicamente con la seguridad de las excavaciones se han debido de suscitar diversos eventos como los que se muestran a continuación (Zhang y Liu, 2022).

1. Colapso de la autopista Nicoll, Singapur, 2004: una excavación profunda para la construcción de un ferrocarril en Singapur colapsó junto con una sección de una autopista de seis carriles, resultando en la muerte de cuatro trabajadores. Una investigación detallada identificó que el inicio del fallo fue una conexión mal detallada en el sistema de apuntalamiento, y el colapso total se debió a la incapacidad del sistema para soportar el fallo de una fila de apuntalamientos. Además, se identificaron muchos otros factores que contribuyeron, como el uso incorrecto de un programa de computadora para diseñar el sistema de retención de tierras, análisis retrospectivos erróneos, monitoreo deficiente e incumplimiento de los límites de trabajo (Figura I.9).



*Figura 1.9 Terreno circundante de la excavación colapsada (Zhang, 2022).*

2. Colapso de estación de metro “Xianghu”, Hangzhou, China, 2008: A través de una investigación de campo y un análisis preliminar, se determinó que las causas del colapso de la excavación fueron el uso incorrecto de los parámetros del suelo, instalación incorrecta de puntales de acero, datos de monitoreo inválidos y una mejora del suelo inadecuada. La condición del suelo en Hangzhou es anormal, y según la investigación de campo, el accidente ocurrió en arcilla limosa. La avenida Fengqing, adyacente a la fosa de cimentación, soporta un tráfico y una carga significativa, lo que influyó en la pared de carga en el lado oeste de la fosa, causando su colapso. Además, una rara lluvia continua en octubre en Hangzhou aumentó la inestabilidad de la arena. El diseño completo no consideró la influencia del entorno circundante. No se llevó a cabo la demolición y traslado necesarios de una casa cercana. El método de construcción elegido fue el más barato, lo que causó graves daños al medio ambiente y muchos problemas, concluyendo en altos sobrecostos. La construcción fue apresurada para ahorrar dinero y tiempo, lo que resultó en un período y costo de construcción irrazonables. Durante el proyecto, una tubería de alcantarillado colapsada estuvo filtrando durante mucho tiempo,



lo que provocó la formación de una superficie de deslizamiento y, junto con las lluvias continuas, se encuentra de los factores que causaron el colapso.



*Figura I.10 Colapso de la cimentación en el lado sur (Zhang, 2022).*

3. Colapso de cimentación de Plaza Zhuhai, Guangzhou, Haizhu, 2005: La fosa de cimentación de Zhuhai City Plaza colapsó alrededor de las 12:20 del 21 de julio de 2005. La construcción había comenzado en octubre de 2002, pero fue suspendida varias veces hasta su colapso el 21 de julio de 2005, tras 2 años y 9 meses. Después del colapso en el lado sur de la fosa, el puntal en la esquina sureste falló, dejando la pared de contención este, de 20 metros de profundidad, sin soporte y poniendo en peligro la seguridad del entorno circundante. Los pilotes de cimentación del Hotel Seafarer, situado al sur de la fosa colapsada, se rompieron y desplazaron, y la losa quedó suspendida en el aire, provocando el colapso del edificio cercano a la fosa. Además, el pilote de cimentación del edificio residencial No. 1 cerca de la fosa quedó expuesto y falló, y el suelo bajo las losas se vació (Figura I. 11).



*Figura 1.11 Colapso de cimentación Plaza Zhuhai (Zhang, 2022).*

Estos casos históricos resaltan la importancia de conocer certeramente las condiciones del suelo para que a partir de esta se genere una planificación y ejecución rigurosa. Considerando de factores geotécnicos, constructivos y de seguridad en proyectos de excavación para evitar fallas y sus consecuencias.

### *1.III.II. Mecanismos de falla*

Debido a que los taludes generados en excavaciones son dinámicos dependiendo del estado de esfuerzos que existe en ellos, es primordial emplear modelos analíticos para lograr describir, analizar y valorar las causas y mecanismos que podrían desembocar en fallas. Para ello, se debe de seleccionar la teoría que más se ajuste a las condiciones del sitio de obra.

Conforme lo presentado por Juárez-Badillo (2005), los mecanismos de falla que emplean criterios dinámicos basan sus definiciones de falla en esfuerzos actuantes. A diferencia de los cinemáticos, definidos por las deformaciones producidas. Los primeros mencionados son actualmente más empleados. La primera teoría presentada a continuación hace referencia a



Teorías de Falla Cinemáticas, para representar sus problemáticas, el resto de ellas hacen análisis dinámicos:

*Teoría de la deformación unitaria máxima (Saint-Venant)*

De acuerdo con este autor, la falla queda determinada por la máxima deformación unitaria elástica, integrando parámetros a tensión y compresión. Tiempo después a su postulación, se mostraron problemas debido a la demostración de que si se aplicaban iguales esfuerzos principales en las tres direcciones cartesianas ortogonales no se llega al punto de ruptura ni flujo plástico incluso con deformaciones significativas.

*Teoría del máximo esfuerzo normal (Rankine)*

En esta, la ruptura o flujo plástico del material está determinado en función del mayor esfuerzo principal, excluyendo al resto.

*Teorías de máximo esfuerzo cortante*

Basándose en la atribución de fallas al esfuerzo cortante actuante máximo se han desarrollado diversas teorías, entre las cuales destacan las siguientes debido a la obtención de los mejores resultados experimentalmente:

*Teoría de Guest:*

Conforme lo establecido con esta teoría, la falla se encuentra en función del máximo esfuerzo cortante o la máxima diferencia entre esfuerzos principales. Sin embargo, el razonamiento de Guest sobre que el esfuerzo cortante límite es una constante del material es poco aplicable en el comportamiento de materiales frágiles, arenas o arcillas.

*Teoría de Coulomb:*

Presentada en 1733, indica que un material falla en el momento en que el esfuerzo cortante actuante en un plano alcanza un valor límite máximo. Además, acepta que dicho esfuerzo se encuentra en función del esfuerzo normal, así como expone la existencia de una ley de variación lineal entre ambos.



### *Teoría de Mohr*

Estableció que, de forma general, la falla por deslizamiento ocurre a lo largo de la superficie particular en la que la relación de esfuerzos tangencial al normal (oblicua) es igual al valor máximo. Este valor máximo es determinado como una función del acomodo, forma de las partículas del suelo y coeficiente de fricción entre ellas. Excluye la determinación de variación lineal entre el esfuerzo normal y el cortante que definen la oblicuidad límite en la superficie crítica, sino que la presenta como una curva. Aplicable de forma exitosa en rocas, concreto y suelos.

Actualmente la Teoría de Falla más implementada es aquella denominada *Teoría de Mohr-Coulomb* (Ecuación 1.1). En esta, la falla se delimita por el esfuerzo cortante validando que está vinculado con el esfuerzo normal actuante en el plano de falla, pero su relación no es constante, considerando así que es un modelo elastoplástico perfecto (material isotrópico). Además, por sus características se contempla como estimación de primer orden no lineal del suelo, donde se integra la presencia de deformaciones plásticas y la elasticidad perfecta.

$$\tau = c + \sigma \tan\phi \quad \text{Ecuación 1.1}$$

Cabe señalar que los parámetros de cohesión y ángulo de fricción pertenecen a las consideraciones aplicables a este modelo de falla, es decir, no son propiedades intrínsecas del suelo.

Por otro lado, dentro de los factores que participan en su definición, es imperativo comprender los esfuerzos actuantes en el suelo. Estos son: esfuerzos efectivos (Ecuación 1.2 y 1.3) y esfuerzos totales. Estos últimos integran todas las fuerzas; las transmitidas mediante contactos entre partículas, las de presión de poro y áreas de vacíos y sólidos.

$$\sigma' = \sigma - \mu \quad \text{Ecuación 1.2}$$

$$\tau' = c' + \sigma' \tan\phi \quad \text{Ecuación 1.3}$$

La determinación de la resistencia al esfuerzo cortante de suelos es fundamental para un correcto análisis de los mecanismos de falla que se pueden presentar en una excavación.



Durante años posteriores, en 1936, Terzaghi experimentó y demostró la relación existente entre los desplazamientos de la estructura de contención en la magnitud y la distribución lateral ejercida por la tierra sobre la propia estructura.

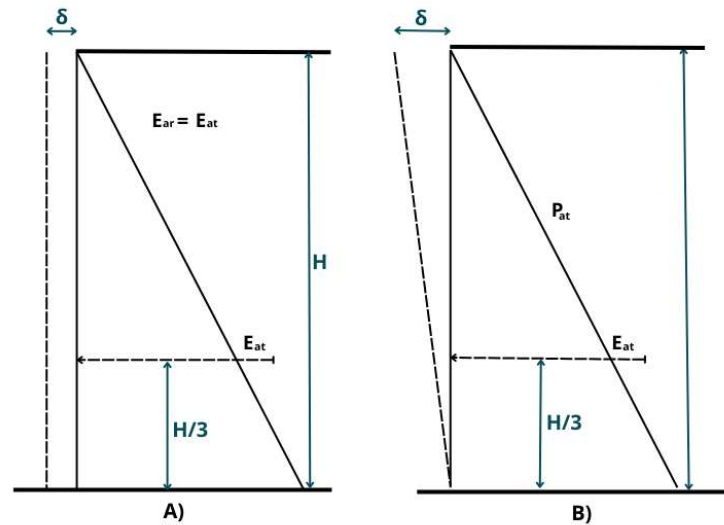


Figura I.12 Influencia del desplazamiento del muro en la distribución de la presión lateral activa de acuerdo con Terzaghi.

Conforme a lo presentado en la Figura I.12 (A), se observa que con la existencia de un desplazamiento lateral en el sistema de contención del suelo se llega al estado de deformación plástica ideal. Además, se muestra, que el desplazamiento  $\delta = 0.001H$ , el empuje total y su distribución de presiones son iguales a las obtenidas con el modelo teórico  $E_{ar} = E_{at}$ . Por otro lado, en la Figura I.12 (B), se ejemplifica que, si el desplazamiento en el muro se produce partiendo de un giro anclado en el punto O, se alcanza el diagrama de distribución lineal equivalente al empuje total de la Teoría de Rankine. Estas consideraciones son válidas en sistemas de contención integrados por muros de gravedad.

En esa misma línea, existen excavaciones con restricciones en los desplazamientos superiores, esto debido a la colocación de ademes, troqueles, anclas u otros sistemas de contención. Estas presentan modificaciones en los diagramas de presión lateral teóricos de Rankine (Figura I.4) de acuerdo con diferentes tipos de suelo.

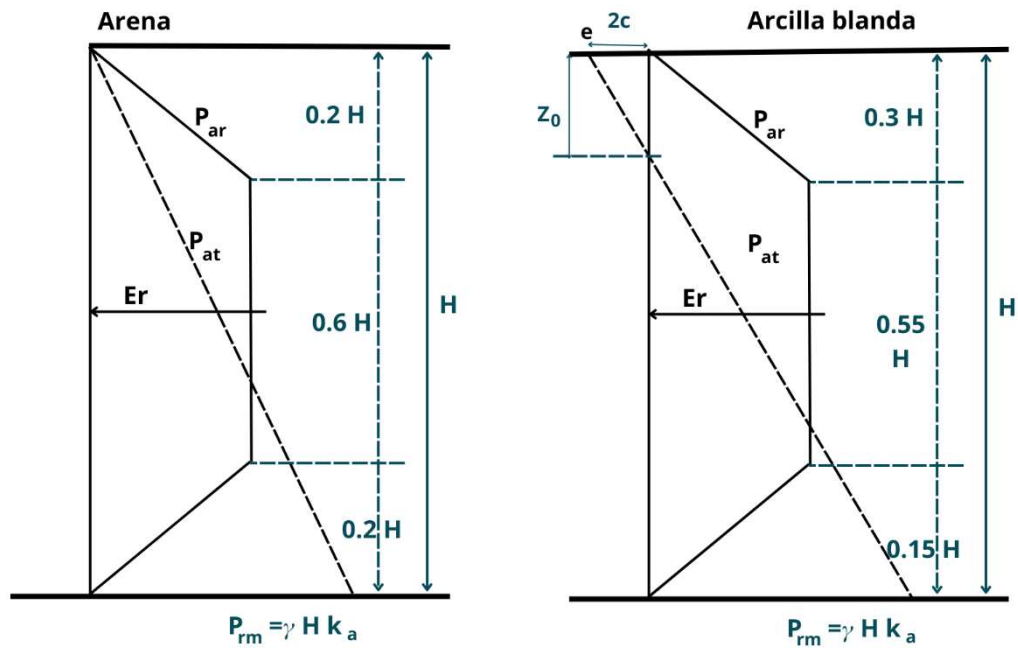


Figura I.13 Diagramas que muestran envolvente de la presión activa redistribuida ( $P_{ar}$ ) presentados por Terzaghi y Peck.

Después de la presentación y análisis de las teorías mostradas, se concluye que la falla de fondo por esfuerzos cortantes se presenta con un levantamiento brusco de la base, acompañado del hundimiento repentino de la superficie del terreno circundante de la excavación, que desemboca en un colapso de la estructura de soporte general. De acuerdo con Terzaghi, el mecanismo de falla se ilustra en la Figura I.14, donde se observa un prisma rectangular de suelo  $abdo$  que se ubica sobre suelo con capacidad de carga definida por  $defg$ .

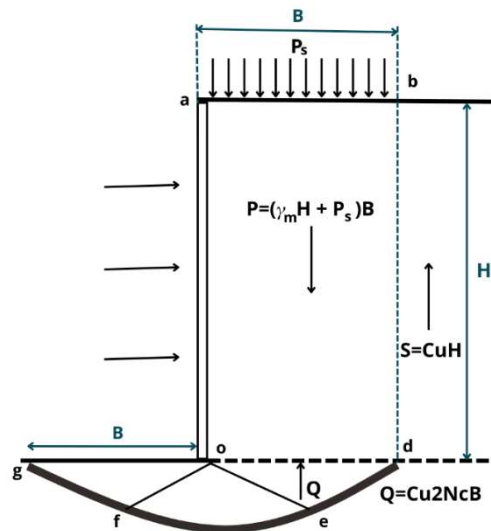


Figura I.14 Falla de fondo en excavaciones ademadas en arcilla saturada. Mecanismo de Terzaghi-Prandtl con longitud, ancho y profundidad infinitos.

Además, debe considerarse la influencia del ancho de la excavación y el espesor del estrato, ya que serán límites reales del mecanismo de falla idealizado con límites infinitos de la Figura I.14.

De igual manera, debe de integrarse al análisis la falla por “pateo” (Figura I.15 (a)) que se puede generar en aquellas excavaciones que cuentan con sistemas de contención integrados por muros de retención. Como su nombre lo indica, este tipo de fallas se caracterizan por la existencia de mayores presiones activas en el suelo que sobrepasan las pasivas, generando así que el sistema de contención presente desplazamientos laterales en la longitud hincada. Se encuentran en función de la altura de la excavación, tipo de suelo, ángulo de fricción del suelo y nivel freático. Esto debido a que a medida que la altura de la excavación aumenta, también lo hace la presión lateral del suelo sobre el sistema de contención. Este aumento de presión puede superar la capacidad de resistencia del sistema, desencadenando el pateo. Las características geotécnicas del suelo, así como la presencia del nivel freático modifican la presión y cohesión del suelo, factores que afectan la estabilidad del sistema de contención y la posibilidad de que se presente esta falla. Se debe de tener un enfoque claro sobre los suelos con bajos ángulos de fricción debido a que son más propensos a presentar este tipo de fallas.

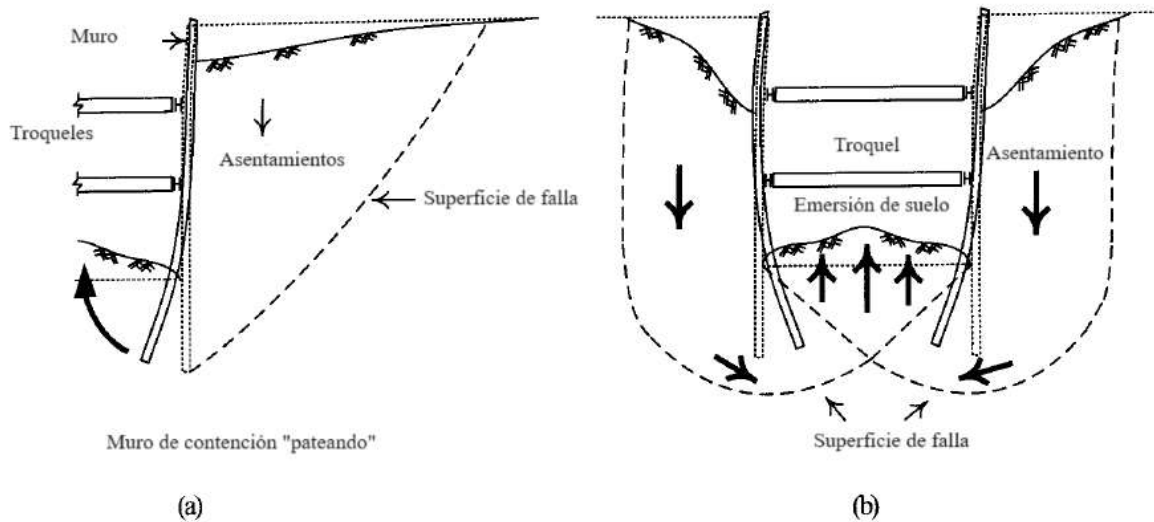


Figura 1.15 Tipos de falla de sistemas de contención. (a) Por pateo. (b) Falla de fondo.

Por otro lado, se cuenta con aquellas fallas generadas con base en la expansión del terreno que se ha desconfinado en la zona de excavación. Este fenómeno se presenta debido a la disminución de las presiones existentes en el terreno por la remoción del suelo de excavación o al modificar la presión de poro de este. Se puede presentar de forma inmediata o gradual. En el primer caso, el suelo del fondo de la excavación se comporta como un material elástico confinado debido a la disminución inmediata de la presión pasiva del terreno. En el segundo fenómeno, el tiempo que debe de transcurrir para que se presente es mayor, sin embargo, cualquier modificación en el estado de esfuerzos podría representar una falla súbita del sistema de contención, principalmente por problemas de subpresión.

#### I.IV. Estados límite

Los estados límite son directrices de seguridad aplicadas en el marco de los cálculos estructurales para delimitar de forma homogénea las perspectivas sobre las cuales se analizará la seguridad de los diferentes elementos asociados a una edificación. Quedan delimitados por normativas aplicables únicamente sobre la región en la que están especificadas. Cada estado se encuentra asociado a diversos factores de seguridad que modifican los parámetros de resistencia o carga. De acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC), se define como



el modo de comportamiento que pone en peligro la estabilidad total o parcial de la construcción o su capacidad para resistir nuevas solicitaciones de carga.

El análisis seleccionado por el ingeniero debe cumplir con los valores límite mostrados en la Tabla I.4, de acuerdo con la NTCDC-2023.

Tabla I.4 Valores límite NTC 2023.

<b>a) Movimientos verticales (hundimientos o emersiones)</b>		
	<b>Concepto</b>	<b>Límite</b>
Zona I: Asentamientos	Construcciones aisladas	5 cm
	Construcciones colindantes	2.5 cm
Zona II y III: Asentamientos	Construcciones aisladas	30 cm
	Construcciones colindantes	15 cm
Zona II y III: Emersión	Construcciones aisladas	30 cm
	Construcciones colindantes	15 cm

<b>b) Inclinación media de la construcción</b>		
<b>Tipo de daño</b>	<b>Límite</b>	<b>Observaciones</b>
Inclinación visible	$100/(100+3h_c)$ [%]	$h_c$ =altura de la construcción
Mal funcionamiento de grúas viajeras	0.3 [%]	En dirección longitudinal

Por otro lado, para analizar la estabilidad de la excavación, se deberán de integrar las sobrecargas generadas por edificaciones existentes, elementos de contención, entre otros, que se pueden generar en la vía pública y zonas colindantes a esta. Las consideraciones sobre Estados Límite de Falla y de Servicio se presenta con base en la sección Análisis y Diseño de Excavaciones presentada por las NTC-2023.

#### *1.IV.I. Estados límite de falla*

Este análisis hace referencia a la capacidad de carga del suelo, así como de los elementos de la estructura que se encuentran conteniéndolo. Para su estudio debe de plantearse como límite el estado inmediatamente anterior a la falla y no su colapso. Se analizan los siguientes estados de falla en México:



- A. Colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de ademado de las mismas. Este apartado incluye el análisis de la seguridad y soporte de aquellas paredes sin soporte e incluye el flujo de agua del subsuelo y su respectiva presión.
- B. Falla de los cimientos de las construcciones adyacentes. Se considera que, en caso de ser necesario, se deberá de reforzar o recimentar a edificaciones vecinas.
- C. Falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes. Esta falla se genera debido a la presencia de nivel freático.
- D. Colapso del techo de cavernas o galerías.

De acuerdo con la normativa vigente en México, se emplea un factor de resistencia de 0.6 si la falla generará daños en a servicios públicos, de lo contrario, el factor será de 0.7.

#### *I.IV.II. Estados límite de servicio*

Definidos como las restricciones vinculadas con la capacidad de otorgar criterios de servicio específicos de una construcción. En ellos se integran deformaciones que puedan modificar la perspectiva de los usuarios, disminuciones en su vida útil o que afecten a edificaciones adyacentes. Para ello se analizan:

- A. Movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por carga y descarga en el área de excavación y en los alrededores. Los valores esperados de tales movimientos deberán ser suficientemente reducidos para no causar daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos.
- B. La recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se desplanten en el sitio.

Debido a que este análisis integra percepciones cualitativas, los parámetros cambian dependiendo la región geográfica en la que se esté desarrollando la obra.





## II. Estado del arte

### II.I. Métodos analíticos

Los métodos existentes para estimar los movimientos del terreno inducidos por las excavaciones se dividen en tres categorías. Cada uno de estos métodos tiene sus propios méritos y deméritos, y su aplicación depende de las condiciones específicas del sitio (Bhatkar *et al.* 2017). Para definir las condiciones en la zona de excavación asociadas a las cargas presentes vinculadas con los trabajos constructivos, se pueden implementar diversas metodologías. Con ellos es posible generar los cálculos de los esfuerzos y/ desplazamientos producidos en los muros de la excavación. En la Tabla II.1 se presenta un resumen de los métodos seleccionados, así como sus autores.



Tabla II.1 Resumen de métodos para análisis de muros de excavaciones. (García-Carrera, 2015)

<i>Métodos de análisis de muros de contención</i>			
<i>Métodos semiempíricos</i>	El efecto arco	Métodos individuales	Christiani (1935) Stroyer (1935) Rowe (1952) Tschebotarioff y Brown (1948) Masrouri (1986)
	Cinemática de los muros	Métodos individuales	Terzaghi (1936) Ohde (1938) Terzaghi (1942)
		Escuela alemana	Press (1942) Lehman (1942)
		Escuela americana	Peck (1969)
Asientos en el trasdós	Métodos individuales	Peck (1969) Mana&Clough (1981) Clough&O'Rourke (1990) Ou et al. (1993) Long (2001)	
<i>Métodos analíticos</i>	Métodos clásicos		Blum (1931) Tschebotarioff (1941) Rowe (1952) Cacquot (1937) Magnel (1948)
	Elásticos		Modelo de Winkler (1867) Halliburton (1968)
	Métodos numéricos		Elementos finitos (1970)

Los métodos disponibles varían según el tipo de análisis que se desee implementar, pero actualmente los que han ganado mayor auge son los denominados analíticos. Esto debido a que se integran de modelos de cálculo que integran idealizaciones, eliminando gran parte de su dificultad, sin embargo, también se cuenta con herramientas poderosas y exactas como los



modelos numéricos complejos con diversas variables de interés. Esta metodología permite calcular la estabilidad de las paredes de excavación. Cuando se hace referencia a la metodología de cálculo analítica para el dimensionamiento de muros de contención, se habla sobre tres tipos de métodos: clásicos, elásticos y numéricos.

Los modelos numéricos nacen en la década de 1930, siendo su mayor auge durante los años setenta, debido a la implementación de sistemas computacionales. Este avance tecnológico permitió integrar una mayor cantidad de parámetros del suelo con mayor certeza al análisis implementado, disminuyendo así la incertidumbre inherente de estos análisis. Desembocando en predicciones con grados altos de confiabilidad si la recolección de los datos fue exitosa. A continuación, se describen dos los métodos clásicos y elásticos, esto debido a que los métodos numéricos cuentan con una sección.

#### *Métodos clásicos*

Conceptualizados desde 1930, son altamente confiables en relación con la magnitud del momento flexionante máximo, así como respecto a los esfuerzos en los anclajes vinculados a cada fase de la excavación. Sin embargo, cuentan con la limitación sobre su uso para deformaciones generadas en los muros. Basados en las teorías de equilibrio límite, las cuales consideran que los desplazamientos del muro producen los estados límite activo y pasivo del suelo correspondientes con la respuesta de este debido a la excavación. Para su cálculo se emplean las teorías de Rankine y Coulomb, integrando factores de seguridad en su procedimiento.

#### *Métodos elásticos*

Los métodos que abordan la interacción suelo-estructura tienen en cuenta las propiedades de deformación del terreno, la influencia de la rigidez de muros y los desplazamientos que pueden presentar estos últimos. Los enfoques más prevalentes se basan en modelar la reacción del terreno mediante resortes. La efectividad de este método puede explicarse a partir del desarrollo del presiómetro de Ménard. Los resultados obtenidos de las pruebas presiométricas se emplean para determinar el módulo de balasto horizontal del suelo, conocido como  $K_h$ .

Este método, también denominado método de Winkler, debe su nombre a la introducción del concepto por Winkler en 1867 en su teoría de la elasticidad. Con el tiempo, el desarrollo de estos métodos permitió su aplicación en el cálculo de losas y cimientos. Finalmente, en 1935, Rifaat y Baumann introdujeron el método para el cálculo de estructuras de contención. Como se observa en la Figura II.1, el análisis de este método se lleva a cabo empleando una viga con soportes elásticos que cuentan con una constante que se integra por el cociente de la fuerza aplicada ( $p$ ) y el desplazamiento ( $\delta$ ) generado por la misma (Ecuación II.1). Con lo cual se demuestra que este método asume que el elemento de contención se comportará de forma elástica. En su análisis se integran las presiones de reposo generadas por la existencia del material y asume el cambio en el estado de esfuerzos como un desequilibrio de las fuerzas actuantes en el elemento de contención. Lo cual desemboca en un desplazamiento, así como cambios significativos en las presiones del suelo.

$$K_s = \frac{P}{\delta} \quad \text{Ecuación II.1}$$

Sin embargo, para el método las variables que se deben de integrar para la determinación de la fuerza que está sufriendo el suelo son significativamente más complejas que en la ecuación previa, lo cual le otorga el grado de confiabilidad necesaria al mismo tiempo que aumenta su complejidad. Este nuevo parámetro es el denominado  $K_h$ .

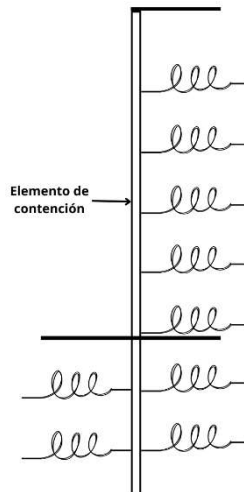


Figura II.1 Esquema del método del coeficiente de balasto, idealización.



Este método analiza únicamente el elemento de contención, dejando así que el terreno se modele por medio de resortes que lo expresan como un módulo de balasto variable que se encuentra en función de la profundidad y las características del suelo.

Entre los mayores retos de este método es la determinación precisa del módulo de balasto. Autores como Terzaghi, (1955), Ménard, (1964), Balay, (1984), Schmitt, (1995, 1998) y Simmon (1995) son solo algunos de los ingenieros que han realizado propuestas para su determinación. Esto debido a que no se encuentra únicamente en función del suelo, sino que también integra la geometría del muro y el sistema de contención. Es pertinente mencionar que este modela únicamente el elemento estructural de contención, dejando de lado el comportamiento del suelo. Excluyendo así los resultados de los movimientos generales del terreno.

Debido a la cantidad de variables que se ven involucradas para la elección del módulo de interés, los autores mencionados con anterioridad han desarrollado, por medio de experimentación, diversas metodologías que integran, con diferentes grados de confiabilidad, este parámetro. Sin embargo, es un método sencillo de aplicar, logrando además presentar resultados que se suelen situar dentro del lado de la seguridad. Algunos softwares basados en este método son: CYPE, PARATIE y WALLOP.

## II.II. Métodos numéricos

Estos métodos emplean técnicas matemáticas y computacionales para modelar y simular el comportamiento del suelo y la estructura en torno a excavaciones profundas. Entre los métodos numéricos más prominentes se encuentra el Método de Elementos Finitos (MEF) con el cual es posible abordar problemas complejos de interacción suelo-estructura. Se suelen basar en el método de Winkler para su modelación, sin embargo, al agregar variables de interés eliminan las simplificaciones de éste para lograr representaciones más fieles del medio.

En esencia, estos métodos utilizan discretizaciones del terreno y la estructura, dividiéndolos en elementos más pequeños para facilitar los cálculos. Al considerar las propiedades mecánicas del suelo y la respuesta estructural, es posible obtener predicciones precisas sobre los desplazamientos, esfuerzos y deformaciones que se generarán durante y



después de una excavación profunda. La aplicación de métodos numéricos en excavaciones profundas permite evaluar diversos escenarios y condiciones del suelo, así como optimizar el diseño y la construcción de estructuras de soporte. Una de las principales limitaciones de este tipo de metodologías radica en la complejidad de su implementación. La construcción de una malla, considerando todos los estratos del suelo y la determinación de numerosos parámetros geotécnicos, a menudo poco conocidos, representan desafíos que contrarrestan la ventaja de poder modelar con libertad geometrías complejas. Además, la necesidad de contar con una extensa lista de parámetros de definición del terreno requiere la realización de estudios paramétricos y un análisis de sensibilidad.

Estos enfoques computacionales son esenciales para garantizar la seguridad y eficiencia en proyectos de ingeniería civil, ofreciendo una visión detallada de cómo interactúan la excavación y la geotecnia en un entorno subterráneo. Estos modelados se pueden constituir por medio de los siguientes enfoques:

- Método de Diferencias Finitas (FDM)
- Método de Elementos Finitos (FEM)

Siendo el más empleado en excavaciones profundas aquel denominado Método de Elementos Finitos (Finite Element Method).

#### *Método de elementos finitos*

Por medio de este método, Chan *et. al.* (2022) presenta los empujes, esfuerzos y desplazamientos que se presentarán en la interacción suelo – estructura. En este modelado, el terreno se considera como un medio continuo discretizado, por lo cual se analiza completamente la interacción entre la estructura de contención y las colindancias del suelo. Generando así conclusiones fundamentales para procesos constructivos. El software empleado en esta tesis es FLAC<sup>3D</sup>. Este modela el medio donde se desarrolla la obra mediante áreas pequeñas de geometría regular llamadas elementos. Cada elemento es finito, es decir, sus grados de libertad y tamaño son bien conocidos. Los puntos donde se interconectan se conocen como puntos nodales. Al conjunto de elementos modelados se le conoce como malla



de elementos finitos (Figura II.2). Finalmente, cada elemento se pone en función de una relación de esfuerzo-deformación definida por su ley constitutiva

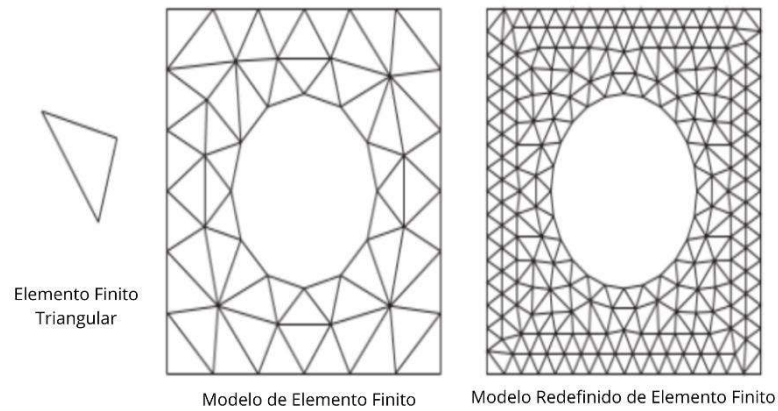


Figura II.2 Malla de elementos finitos. (López-Briega, R.).

En los programas de modelación, se suelen emplear dos tipos de modelos constitutivos para el análisis según la relevancia de los estratos de análisis. Para aquellos con mayor interés se emplea un modelo hiperbólico de endurecimiento, a diferencia de aquellos que cuentan con poca notabilidad, los cuales son ejemplificados por medio de modelos de plasticidad perfecta.

Se basan en el conocimiento de que condiciones como la estratigrafía, la presión de poro, el ancho de la excavación y la profundidad son factores que afectan en el desequilibrio de fuerzas provocadas debido a los procesos constructivos. En sus resultados muestran la solución de movimiento y velocidad de la ecuación de movimiento. Siendo a partir de este último parámetro que se obtiene la relación de deformaciones planas, recurso que es empleado para la resolución de los incrementos de esfuerzos. Siendo un proceso reiterativo hasta que se logre un punto estable en el análisis. Entre sus fundamentos destaca la necesidad de establecer la ley constitutiva o relación de esfuerzo-deformación (Ecuación II.2).

$$\{\sigma\} = \{C\}\{\varepsilon\}$$

Ecuación II.2



Es posible definir modelos constitutivos que capturen aspectos particulares del comportamiento geomecánico del suelo. de acuerdo con diversos autores, entre los que destacan: (a) Modelo elástico lineal (Linear elastic model), (b) Modelo Mohr-Coulomb, (c) Modelo de endurecimiento de los suelos (Hardening soil model), (d) Modelo de suelo suave (Soft soil model), (e) Cam-Clay modificado (Modified Cam-Clay model) y (f) Drucker-Prager. Cada uno representa diferentes ventajas para representar el suelo real, presentando diversas soluciones a la problemática de establecer la inestabilidad del material, la relación de dependencia de los materiales no lineales y la no linealidad de la respuesta de esfuerzo-deformación. Actualmente el más empleado es el Modelo Mohr-Coulomb, que involucra los parámetros: módulo de Young ( $E$ ), cohesión ( $c$ ), relación de Poisson ( $\nu$ ), ángulo de dilatación ( $\psi$ ) y ángulo de fricción interna del suelo ( $\phi$ ).

El funcionamiento de estos softwares se basa en el conocimiento de que la modificación en el estado original del entorno generará cambios en las posiciones de los nodos de todos los elementos que conforman la representación del sustrato. Si se aplica una fuerza en un nodo, esto generará desplazamiento en él y a su vez modificará la posición de los nodos vecinos. Presentado así la posibilidad de calcular los esfuerzos de cualquier elemento según las relaciones de esfuerzo-deformación. Estas relaciones se ven determinadas por la resolución de ecuaciones diferenciales no lineales que pocas veces presentan soluciones analíticas.

En el contexto actual, comprender la teoría y aplicación de los métodos numéricos se vuelve crucial para los ingenieros civiles involucrados en proyectos de excavación profunda. Por eso, pese a los retos que se presentan al aplicar estos métodos, cada vez son más empleados. Requiriendo resultados de laboratorio más especializados, logran definir con mayor certeza las condiciones del terreno, concluyendo en representaciones confiables respecto al comportamiento real del estrato de análisis.

Este recurso es poderoso, ya que se puede obtener un modelo muy preciso del caso de estudio para la excavación. Sin embargo, una mala interpretación, parámetros de laboratorio mal definidos o deficiencias en su modelación podrían desembocar en daños notorios en los resultados, dejando así situaciones fundamentales a la deriva.



### *II.II.I. Bidimensionales*

La representación eficiente del medio en el que se desarrollará la excavación puede ser modelada por medio de softwares que implementen soluciones únicamente en dos dimensiones. Estas aplicaciones son apropiadas para obras de ingeniería donde la estratigrafía del sitio es lo suficientemente conocida y homogénea como para lograr asegurar que un corte de ella es representativo del sitio de excavación. Otro escenario dentro del cual se puede aceptar esta modelización son aquellos proyectos donde se hable de procesos de excavación con secciones transversales pequeñas en el que una sección de esta sea completamente representativa. Ejemplos de programas que trabajan bajo este enfoque son PLAXIS 2D.

Una de las bases de este tipo de modelado es que se debe de cumplir la condición de estado de deformaciones planas en los estratos. Algunos programas enfocados en estos modelos representan el medio discontinuo mediante bloques discretos, dejando así tratar las discontinuidades como condiciones fronterizas entre estos bloques. Generando con ello la posibilidad de que ocurran desplazamientos notorios o rotaciones en los puntos de contacto entre ellos.

Debido a que los bloques se modelan por medio de materiales rígidos, un punto de interés en esta metodología es la confiabilidad de la rigidez. Los modelos bidimensionales en comparación con los tridimensionales presentan valores mayores para este parámetro debido a la forma en la que se representan los elementos de contención (Najar y Hachich, 2009). La variabilidad de este tipo de modelos vinculada con este parámetro genera un aumento en los resultados de desplazamiento asociados al suelo provocados por excavaciones.

De igual forma, una limitante de este tipo de modelación es la capacidad de generar cambios espaciales en el estado de tensión del suelo. Estos transcurren en el entorno real mediante las diversas etapas que se integran en el procedimiento constructivo. Dejando así la solución del comportamiento en la dirección de avance únicamente por aproximaciones en proyectos que cuentan con longitudes de desarrollo amplias.

Las ventajas de estos enfoques radican en su capacidad para proporcionar soluciones detalladas y precisas, permitiendo la evaluación rigurosa de factores de seguridad y



comportamiento estructural. Sin embargo, es imperativo considerar las desventajas inherentes, como los requisitos computacionales intensivos y la necesidad de una validación cuidadosa de los parámetros de entrada, a fin de garantizar resultados confiables. Es por ello por lo que actualmente los proyectistas prefieren generar modelos en tres dimensiones sobre los expuestos en esta sección.

### *II.II.II. Tridimensionales*

En contraparte, si se habla sobre proyectos que involucran excavaciones donde al asociar las dimensiones horizontales y la profundidad se obtienen relaciones pequeñas, resulta imperativo obtener modelados en tres dimensiones para el sitio de trabajo. Actualmente, existe un amplio catálogo de softwares para este propósito, entre los que destacan aquellos como FLAC<sup>3D</sup> (Itasca, 2012) que se basa en diferencias finitas o los programas como DIANA o MIDAS GT, basados en elementos finitos. (Rodríguez y Sánchez, 2019).

La representación tridimensional de excavaciones implica una metodología avanzada que proporciona una modelización más completa y realista del medio geotécnico. A diferencia de los modelos bidimensionales, esta aproximación considera la variabilidad del subsuelo de manera más precisa, siendo esencial en proyectos donde la heterogeneidad estratigráfica es significativa. La topografía irregular del terreno y las secciones transversales complejas hacen que los modelos tridimensionales sean imperativos para capturar la verdadera complejidad geométrica y geotécnica del sitio de excavación.

Las características distintivas de estos métodos tridimensionales incluyen la capacidad de modelar la variabilidad del subsuelo de manera más realista, considerando la complejidad geométrica y geotécnica en las tres dimensiones del espacio. La discretización del medio en elementos volumétricos permite abordar la representación del medio discontinuo de manera más precisa, considerando las discontinuidades como condiciones fronterizas entre los elementos discretos. Logrando así, establecer puntos de comparación entre las dimensiones geométricas de las secciones y los volúmenes integrados en los cortes de excavaciones.

Entre las ventajas de estos enfoques destaca su capacidad para proporcionar soluciones detalladas y precisas, lo cual resulta fundamental en la evaluación rigurosa de factores de



seguridad y el comportamiento estructural en excavaciones profundas. Además, al representar de manera más fiel los elementos de contención, se minimiza la variabilidad en la rigidez, generando resultados más confiables en términos de desplazamientos asociados al suelo.

No obstante, es esencial abordar las desventajas inherentes, entre las cuales se destacan los elevados requisitos computacionales asociados a la complejidad tridimensional, que pueden impactar significativamente en los tiempos de procesamiento. La necesidad de una validación minuciosa de los parámetros de entrada que sigue siendo imperativa para asegurar la fiabilidad de los resultados. Los métodos numéricos tridimensionales se erigen como una herramienta esencial en el análisis de excavaciones profundas, brindando un enfoque avanzado y detallado para la ingeniería geotécnica, aunque requiriendo una gestión cuidadosa de recursos computacionales y validación de parámetros.

### II.III. Modelos físicos a escala

En la sociedad actual, la modelación física se ha vuelto fundamental tanto en el diseño de estructuras como en las investigaciones sobre la interacción entre éstas y la masa de suelo o roca. Desde 1981, se han celebrado congresos mundiales para compartir los resultados de estas investigaciones, siendo la Sociedad Internacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica (ISSMGE) una figura prominente en este campo. La última edición de Conferencia Internacional en Modelación Física en Geotecnia (ICPMG) fue realizada en Corea del Sur en 2022 y organizada por la Sociedad Geotécnica Coreana (KGS). Esta contó con la presentación de notables artículos e investigaciones provenientes de 30 países. En la Tabla II.2 se muestra un resumen de las conferencias que han marcado la pauta para la presentación institucional y difusión de los modelos físicos a escala desde su inicio.



Tabla II.2 Conferencias internacionales que presentaron modelos físicos de investigación geotécnica

<i>Eventos</i>	<i>Lugar</i>	<i>Año</i>
Small Conference on Centrifuge Testing	Inglaterra	1985
Centrifuge 88 1 <sup>st</sup> International Conference	París	1990
Centrifuge 97 2 <sup>nd</sup> Internacional Conference	Boulder	1991
ICPMG' 02 International Conference on Physical Modelling in Geotechnics	Canadá	2002
ICPMG' 06 International Conference on Physical Modelling in Geotechnics	Hong Kong	2006

Lograr generar modelos que sean representativos de las condiciones del terreno es una acción que debe realizarse acatando reglas particulares. Dichas directrices se establecen en la Teoría de la Semejanza. Cuando se habla de fenómenos mecánicos, se pueden crear modelos que desemboquen en situaciones semejantes cuando se cumplan tres unidades básicas de similitud: tiempo, masa y longitud. A partir de las cuales se obtendrán parámetros como cargas, deformaciones, esfuerzos, entre otros.

Las semejanzas necesarias se establecen de acuerdo con las dimensiones reales (r) y las dimensiones limitadas del modelo (m). La semejanza de tiempo, también denominada cinemática se establece por medio de la Ecuación II.3, de forma similar se obtiene la asociada a la longitud (Ecuación II.4). Finalizando con la del material, que basta con que la relación de densidades sea cumplida (Ecuación II.5).

$$\frac{t_r}{t_m} = a_t \quad \text{Ecuación II.3}$$

$$\frac{l_r}{l_m} = a_l \quad \text{Ecuación II.4}$$

$$\frac{\rho_r}{\rho_m} = a_\rho \quad \text{Ecuación II.5}$$





El caso más amplio, del cual se desprenden todos los demás como instancias específicas, es el caso de semejanza simple. Las ecuaciones fundamentales que gobiernan la semejanza simple en condiciones estáticas otorgan la posibilidad de generar la solución para las relaciones mostradas anteriormente.

Cuando el modelo físico se presenta siguiendo los lineamientos de la teoría de la semejanza, es confiable que los resultados de la investigación realizada en el modelo puedan aplicarse con alto grado de seguridad al objeto real. En contraste, si el modelo no cumple con las condiciones de la teoría de la semejanza, los resultados de la investigación son inexactos, y no se deben deducir conclusiones sobre las condiciones reales del objeto. Al utilizar modelos físicos, como la técnica de materiales equivalentes, que requiere laboratorios especializados con paredes o marcos de prueba y equipos de medida adecuados para registrar las variaciones de los parámetros estudiados, se limita la capacidad de estos modelos, sin embargo, la confiabilidad de éstos es notoria.

### **III. Marco metodológico**

Para la elaboración de la presente investigación, se plantea como propósito la generación de un modelo numérico tridimensional representativo de la zona urbana donde se está desarrollando una excavación profunda para el monitoreo de deformaciones y asentamientos totales y diferenciales generados en el terreno colindante. Para ello, se implementó una metodología basada en la comparación de datos recabados en campo contra aquellos determinados por medio de métodos numéricos.

El objetivo de la actual metodología cuantitativa (Figura III.1) se basa en presentar el seguimiento del sitio de excavación por medio de valores de asentamientos obtenidos por topografía y modelo, logrando así dimensionar las afectaciones que se pueden generar en edificaciones colindantes debido a los procedimientos constructivos. Basado en ello, se implementará un modelo numérico creado con software especializado para que, al compararse con valores en campo, los primeros puedan ser tomados como puntos de referencia sobre las situaciones a las que puede enfrentarse los asentamientos o

deformaciones del terreno debido a los cambios en el estado de esfuerzos del sitio de excavación.

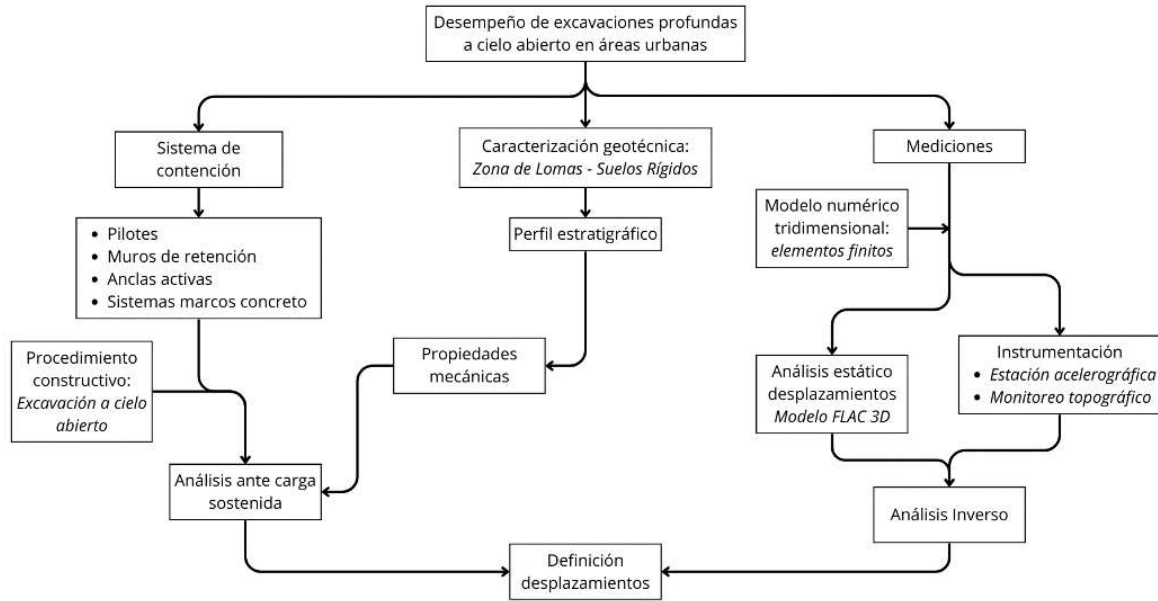


Figura III.1 Metodología

Se siguió una investigación descriptiva para generar un panorama real sobre las condiciones del suelo previo al inicio de los trabajos de construcción, para que, con base en este, se genere fidedignamente el modelo numérico y así sea posible representar los cambios que puedan existir en las colindancias de la zona de excavación y dar seguimiento a alteraciones, tanto en elementos estructurales como de contención como en el terreno colindante.

Se parte de la recopilación y análisis de información para la comprensión teórica del fenómeno de estudio, continuando con la modelación en FLAC<sup>3D</sup>. Se eligió este programa debido a que implementa análisis por medio del sistema lagrangiano, el cual facilita la identificación de caminos de partículas, hecho que resulta imperativo para el monitoreo de deformaciones y asentamientos del área de estudio. Posterior a la creación del modelo, se compararán los datos del modelo y las mediciones en campo durante una periodicidad específica, para que, si las variaciones son significativas, se pueda recalibrar el modelo.



Concluyendo con un análisis de resultados obtenidos por medio del modelo calibrado por análisis inverso.

### III.I. Monitoreo

El monitoreo de excavaciones profundas en proyectos de ingeniería civil desempeña un papel fundamental en la gestión de la estabilidad de estas estructuras básicas para métodos constructivos. La aplicación de la teoría de la elasticidad y la mecánica de suelos, basadas en las contribuciones fundamentales de pioneros como Terzaghi y Peck, proporcionan un marco teórico sólido para comprender la interacción suelo-estructura y evaluar la respuesta del suelo a cargas externas.

Este se caracteriza por la instalación estratégica de instrumentación geotécnica en puntos clave de la excavación. Esto incluye el uso de inclinómetros para medir los cambios en los ángulos de las paredes, extensómetros para evaluar deformaciones en elementos estructurales y celdas de presión para registrar cambios en el suelo. Estos datos, recopilados de manera sistemática a lo largo del tiempo, proporcionan información sobre el comportamiento y la evolución de la excavación.

Con la implementación propuesta en este análisis, que se integra de un sistema de monitoreo riguroso se obtienen diversas ventajas. Partiendo de la capacidad de identificar tendencias y patrones a lo largo del tiempo que permiten anticipar posibles problemas y tomar medidas correctivas antes de que se agraven. Además, el monitoreo continuo valida y ajusta los modelos geotécnicos utilizados en el diseño inicial, mejorando la precisión de las predicciones y optimizando la toma de decisiones durante la construcción.

Por otro lado, las desventajas asociadas con el seguimiento también deben de ser mencionadas. La instalación y el mantenimiento de la instrumentación geotécnica demandan recursos considerables, tanto en términos económicos como de tiempo. También se debe mencionar que la interpretación de los datos requiere un conocimiento especializado en geotecnia y monitoreo estructural para evitar conclusiones erróneas.

Es por ello por lo que el monitoreo de excavaciones profundas, basado en fundamentos teóricos, emerge como una práctica esencial para garantizar la seguridad y estabilidad a largo



plazo de las obras subterráneas. Aunque implica desafíos, la inversión en un sistema de monitoreo bien diseñado puede proporcionar beneficios sustanciales al proyecto, mejorando la seguridad y optimizando la eficiencia en la construcción y operación de infraestructuras subterráneas.

Es fundamental para cualquier sitio de excavación la implementación de técnicas de monitoreo. En este caso en particular, se recurre a la recolección sistemática de datos en campo para presentar una comparación con los valores obtenidos en la etapa de diseño. Generando así la certeza de que el modelado empleado se realizó de forma coherente con el medio, y da seguridad al sitio de obra y a todos los trabajadores involucrados.

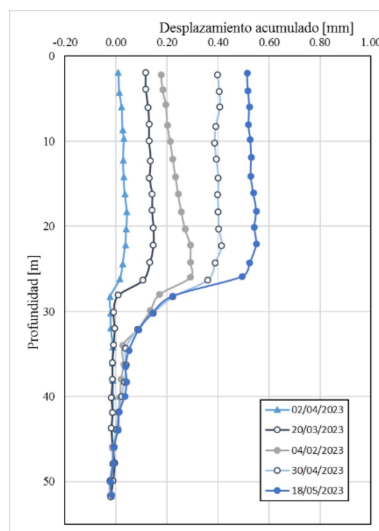
### III.II. Instrumentos de medición

El desarrollo de cada proyecto se encuentra vinculado con la investigación requerida para una adecuada caracterización de las condiciones iniciales del sitio. Este proceso es fundamental para la identificación oportuna de las necesidades u oportunidades relacionadas con todas las etapas subsecuentes del proyecto. Otra necesidad que se satisface con la instrumentación en campo es aquella vinculada con el conocimiento de las variaciones de parámetros del terreno que se suscitan durante el proceso constructivo. Algunos parámetros de interés son presión de poro, permeabilidad, estabilidad de taludes, entre otros. Las condiciones de estos inicialmente se conceptualizan con teorías aplicables a diferentes tipos de suelo y condiciones específicas. La certeza vinculada a estos métodos analíticos puede generarse solo con la implementación de instrumentos de medición. La elección de la instrumentación se realiza principalmente en función del parámetro de interés. Sin embargo, también debe integrarse por la determinación clara de los parámetros críticos, identificados por los diseñadores, así como las condiciones del suelo, ya que se relacionan con la sensibilidad y capacidad de los instrumentos a implementar. Cada equipo cuenta con rangos, resoluciones, confiabilidad y precisión preestablecidos. La selección del equipo implementado en campo para este proyecto a su vez se vincula con condiciones ambientales, costos específicos, capacidad de recopilación del equipo y personal o recursos del sitio. Estas consideraciones deben integrarse en la toma de decisiones. A continuación, se muestran

las opciones de instrumentación, mostrando una descripción de usos y características pertinentes:

### *Inclinómetros verticales*

Empleados para el monitoreo de movimientos laterales del suelo que son provocados por modificaciones en el estado de esfuerzos. Es decir, registra los cambios de direcciones del suelo de las paredes de contención de las excavaciones. Además, dan seguimiento a la estabilidad de taludes del sitio de excavación, detectando movimientos en la superficie del plano de falla. Sus mediciones registran los desplazamientos acumulados a lo largo del tiempo en el mismo punto, donde generalmente es notoria la profundidad de avance de excavación (Figura III.2).



*Figura III.2 Mediciones de diversas fechas de un inclinómetro.*

Deben de ser instalados para la medición de los desplazamientos de la zona de construcción desde el inicio del proceso constructivo. Los movimientos se dividen en incrementales, los que ocurren en un intervalo específico de tiempo, y los acumulativos, la suma de los anteriores. Logran cuantificar la magnitud y dirección del movimiento. Según lo que se realiza una determinación oportuna de situaciones de riesgo para que, si es requerido, se implementen medidas correctivas. Estos instrumentos deben de ser colocados en el suelo con recubrimiento de tuberías flexibles que aseguren su movilidad e integridad de las mediciones (Figura III.3).

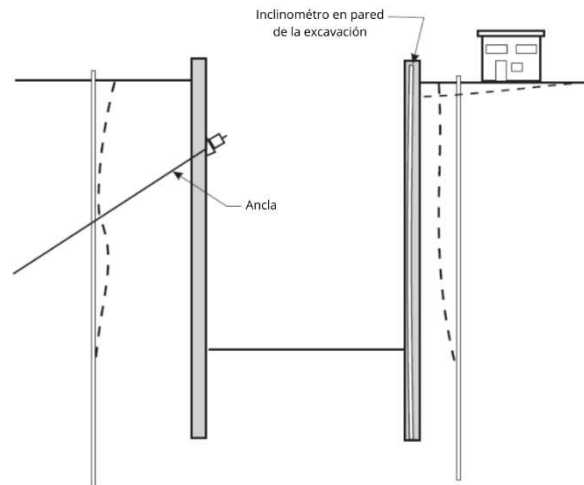


Figura III.3 Diagrama de excavación con muros de contención e inclinómetros.

Este equipo requiere un ajuste a la temperatura ambiente, para ello se debe de colocar la sonda en el punto más alejado en el tubo y se verifica la inmovilidad de las lecturas en este. Posterior a ello, la sonda se desplaza consecutivamente a cada 0.25 m hasta la superficie, este procedimiento debe de realizarse en ambos sentidos del inclinómetro. Además, para cumplir con la normativa mencionada, previo al inicio del reporte de desplazamientos, se realiza la lectura de referencia, donde se deben repetir dos veces mínimo la lectura con la metodología previa en ambas direcciones. Para considerar válida la referencia, se debe de contar con diferencias del orden de la precisión del aparato entre las dos repeticiones.

#### *Inclinómetros horizontales*

Con esta instrumentación es posible otorgar perfiles de asentamiento de diversas estructuras sin generar interferencias en el sitio de operaciones. En contraparte, sus desventajas se constituyen de la ineficiencia asociada a la lectura de datos, su costo y la limitación de la longitud de aplicación. Cabe señalar que para su instalación es necesario generar una zona de excavación que cuente con un pequeño gradiente, para que posterior a su implementación se cubra dicha región con arena.

#### *Sensores de fibra óptica*

Con longitudes típicamente entre los 1 a 3 metros, son instrumentos empleados para la medición de la rotación vertical y las deformaciones de las paredes de retención. Se integran





por sensores electrónicos de inclinación en una barra rígida de metal, midiendo la inclinación entre un área comprendida entre dos sensores. Estos pueden ser relacionados con los movimientos diferenciales del sitio, otorgando los perfiles de asentamiento. Entre sus usos destacan: evaluación de elementos de contención bajo la acción de cargas externas, detección oportuna de deformaciones permitiendo tomar acciones correctivas en tiempo adecuado y generación de registros actuales del movimiento en la estructura para propósitos legales. Entre sus limitaciones está el rango de movimientos (milímetros) que permite por metro de instrumentación. Pueden ser definidos para revisión de movimientos verticales y horizontales.

#### *Extensómetros*

Empleados para monitorear asentamientos, convergencias, deformaciones laterales y levantamientos al fondo de excavaciones. Implementados en la mayoría de los suelos, pueden presentarse lecturas de asentamientos acumulativas. Para su instalación requiere de perforación vertical. Entre sus ventajas se encuentra que otorga diversas mediciones, indicando no solo asentamientos totales, sino también el asociado a diferentes profundidades. Con base en esta información se puede predecir la posible ocurrencia de una falla de fondo, compleja de identificar a simple vista. Sin embargo, este monitoreo debe de nutrirse con la aplicación de controles topográficos en edificaciones aledañas.

#### *Celdas de presión*

Son instrumentos que otorgan en un punto en particular la medición de asentamientos. Emiten sus datos hacia un punto de lectura externo, por lo que suelen ser preferidos en zonas de difícil acceso. Se componen de dos partes: un tubo con líquido denominado reservorio que debe ser llenado de forma constante y un transductor de presión. Para su operación se debe de conectar un extremo del tubo al transductor de presión que se encuentre rodeado por el suelo (Figura III.4).

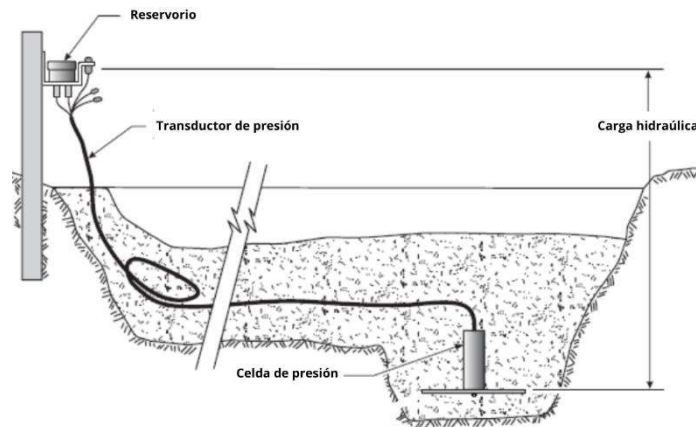


Figura III.4 Diagrama de funcionamiento de celdas de presión

Entre sus desventajas se encuentran las modificaciones en su confiabilidad debido a cambios en la temperatura, ya que afectan la densidad del líquido. Otra problemática que puede presentarse se vincula con la precisión del instrumento, ya que está vinculada con la estabilidad del terreno circundante al reservorio del líquido, debido a que las celdas registran cualquier cambio realizado en este.

#### *Celdas de carga*

Para su implementación se vuelve imperativo seleccionar celdas de carga apropiadas, teniendo en cuenta la capacidad de carga esperada y las condiciones ambientales subterráneas, además, la instalación estratégica en puntos clave de la excavación y en condiciones representativas del suelo es esencial.

En cuanto a la lectura y monitoreo, se recomienda el uso de sistemas compatibles con las especificaciones técnicas de las celdas de carga, preferiblemente con capacidad de adquisición de datos automática para un monitoreo continuo. La frecuencia de lectura debe ajustarse según las necesidades específicas del proyecto y la etapa de construcción, garantizando calibraciones regulares para mantener la precisión de las mediciones. Es fundamental comparar las lecturas con modelos geotécnicos para validar la respuesta del suelo. Establecer umbrales de alarma y un sistema de alerta temprana ayuda a notificar desviaciones críticas en tiempo real, permitiendo la implementación de acciones correctivas.



La generación de informes periódicos resume el comportamiento observado, y la documentación adecuada asegura la disponibilidad de datos para referencia futura y análisis post construcción.

#### *Extensómetros de superficie (Cintas de convergencia)*

Estos cuantifican los cambios ocurridos en la distancia de referencia. Es decir, determinan el aumento o disminución de la longitud existente entre dos puntos de control establecidos por pernos. Típicamente uno se localiza sobre la estructura de contención y el otro en el terreno circundante. Los beneficios de implementar este tipo de instrumentación radican en su bajo peso, facilidad de transporte y los bajos costos asociados a mantenimiento y uso. En contraparte, la implementación de este no sustituye la aplicación de instrumentos más especializados.

Con base en las opciones previamente mostradas, se ha concluido que la forma más oportuna de recolección de datos para el punto de interés es por medio de la instalación de inclinómetros verticales, así como el seguimiento topográfico de los puntos de referencia en superficie para la medición de asentamientos en edificaciones contiguas en los cuatro puntos cardinales del sitio de excavación. Para ello, previo al comienzo del procedimiento constructivo, se colocaron elementos de control reflejantes en lugares estratégicos.

### III.III. Modelado numérico

En la presente tesis, emplea el modelado numérico tridimensional de elementos finitos, desarrollado con apoyo del software FLAC<sup>3D</sup> (Itasca, 2012) que emplea el lenguaje de programación FISH. Este software adquiere sus siglas por Fast Lagrangian Analysis of Continua. Se basa en el modelado del terreno en tres dimensiones, es decir, con este se puede obtener la evolución temporal de un sistema dinámico. Además, se establecen las relaciones de esfuerzo-deformación de los tipos de suelo que conforman la estratigrafía del sitio, generando un medio continuo de análisis. Permite la integración de las características que podrían generar modificaciones en el estado de esfuerzos inicial, como la existencia de edificaciones previas. Debido a que el desplazamiento en cualquier punto del elemento genera modificaciones en los nodos vecinos y a su vez estos en sus colindancias, se vuelve un análisis matemático complejo. Conceptualizando así que la variable fundamental son los

desplazamientos, pues éstos se integran en los modelos constitutivos para la obtención de resultados.

Para constituir los elementos finitos que integrarán al modelo, se comienza seleccionando el tipo de elemento, para de forma subsecuente asignarle la relación de esfuerzo-deformación correspondiente. Este software divide dichas relaciones en tres categorías: modelos nulos, modelos elásticos y modelos plásticos. Las leyes constitutivas empleadas se integran de los modelos de Mohr-Coulomb, Cam-Clay modificado y Drucker-Prager, que conforman los modelos plásticos. En particular, se empleó una ley de esfuerzo deformación elasto-plástica definida por un criterio de falla de Mohr-Coulomb. Este queda definido en el plano de  $\sigma_1$  y  $\sigma_3$  como se muestra en la Figura III.5.

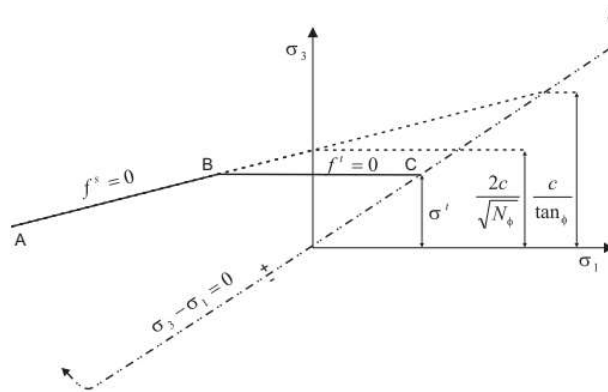
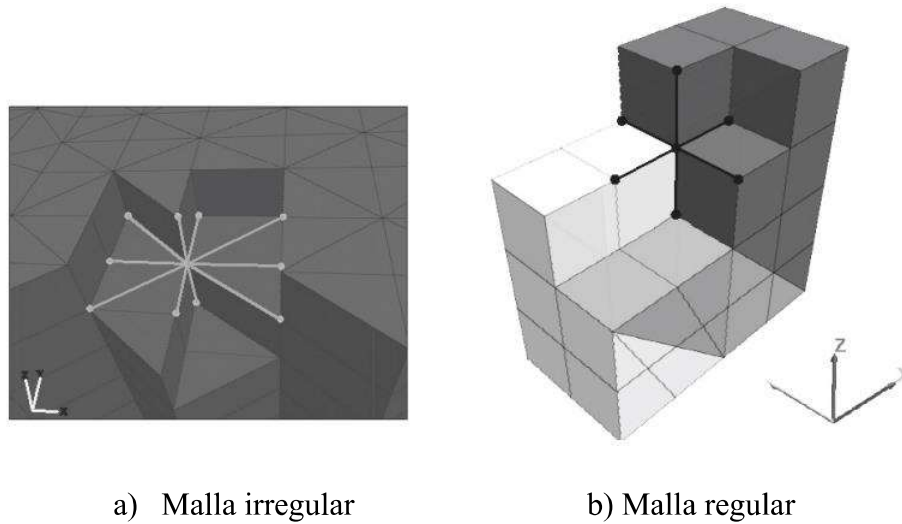


Figura III.5 Criterio de falla Mohr-Coulomb (Manual FLAC 3D ,2012)

### III.III.I. Malla de diferencias finitas

Para generar el medio de interés, es posible representar cualquier condición geométrica con diversos elementos para crear la malla de diferencias finitas. Los modelos en este software se definen por cinco componentes que pueden ser integrados en la generación de la malla: cuñas, cubos, pirámides, tetraedros y cubos deformados. Los mallados se clasifican según la regularidad en la elección de elementos para su conformación, creando así las regulares y las irregulares. Un aspecto clave del programa es la capacidad de implementar revisiones automáticas para constatar que no se cuente con volúmenes negativos que generarían problemas en cálculos numéricos.

Las mallas irregulares las forman diferentes tipos de elementos, generando la posibilidad de que uno presente colindancias en sus nodos con más de seis vecinos, en situaciones de análisis tridimensional. Por el contrario, si se hace un análisis que presenta solo seis nodos vecinos, se considera una malla regular (Figura III.6).



a) Malla irregular

b) Malla regular

Figura III.6 Tipos de mallados, (Ossa et al.)

Las diferencias finitas centradas son aplicables en mallas regulares. Siendo así que un nodo de posición conocida  $(x_i, y_j, z_k)$  requiere a su vez dos nodos vecinos en cada dirección ortogonal. Es decir, para su solución son necesarios los nodos  $(x_{i-1}, y_j, z_k)$ ,  $(x_{i+1}, y_j, z_k)$ ,  $(x_i, y_{j-1}, z_k)$ ,  $(x_i, y_{j+1}, z_k)$ ,  $(x_i, y_j, z_{k-1})$  y  $(x_i, y_j, z_{k+1})$ .

Con base en esto, se generó la malla regular que modela el medio en el cual se está desarrollando la excavación de interés para su monitoreo. Teniendo así que un nodo contará únicamente con dos nodos colindantes.

### III.III.II. Elementos estructurales

Una de las características más importantes del análisis geomecánico es la definición apropiada de los elementos de soporte para la estabilización del suelo o roca que se está modelando. Los cuales pueden fungir como elementos estructurales o miembros del soporte estructural. Los elementos estructurales pueden ser independientes o acoplados a la malla,



que representaría un medio continuo. Para definir estos elementos, se cuenta con las siguientes opciones de acuerdo con el manual del software presentado.

#### *Elementos tipo BEAM*

Cuenta con seis grados de libertad por nodo en análisis tridimensional, también puede realizarse en bidimensional con la disminución de estos grados. Pueden presentar reacciones de alargamiento, pandeo y torsión. Soportan cargas puntuales o distribuidas.

#### *Elementos tipo CABLE*

Los elementos estructurales de cable son elementos finitos rectos de dos nodos, con un grado de libertad de translación axial por nodo. Un cable físico (es decir, una estructura de cable arbitrariamente curva, hecha de material isotrópico) puede ceder en tensión o compresión, pero no puede resistir un momento flector. Se produce una interacción friccional dirigida al corte (paralela al eje del cable) entre el cable y la rejilla. Un cable puede estar anclado en un punto específico de la rejilla o cementado para desarrollar fuerza en su longitud en respuesta al movimiento relativo entre el cable y la rejilla. Los cables también pueden estar cargados en un punto o pretensados. Además, se utilizan para modelar una amplia variedad de elementos de soporte estructural para los cuales la capacidad de tensión es importante, incluyendo pernos, anclas y tirantes de cable.

#### *Elementos tipo PILE*

Los elementos estructurales de pilote son elementos finitos rectos de dos nodos, con seis grados de libertad por nodo. La matriz de rigidez de un pilote es idéntica a la de una viga; sin embargo, además de proporcionar el comportamiento estructural de una viga, se produce una interacción friccional dirigida tanto normal (perpendicular al eje del pilote) como de corte (paralela al eje del pilote) entre el pilote y la malla. En este sentido, ofrecen las características combinadas de vigas y cables. Además de los efectos de fricción en la superficie, también se pueden modelar los efectos de apoyo en los extremos. Los elementos tipo pilote pueden cargarse con cargas puntuales o distribuidas. Se utilizan para modelar elementos de soporte estructural, como pilotes de cimentación, para los cuales ocurre interacción friccional tanto normal como de corte con la masa de roca o suelo. También está disponible un modelo de



material especial como una extensión al elemento de pilote para simular el comportamiento del refuerzo con pernos de anclaje en roca. Este modelo incluye la capacidad de presentar cambios en la tensión confinante alrededor del refuerzo, el comportamiento de endurecimiento de la deformación del material entre el elemento estructural y la rejilla, y la ruptura por tensión del elemento.

### *Elementos tipo SHELL*

Los elementos estructurales de cascarón son elementos finitos planos de tres nodos. Hay cinco tipos de elementos finitos disponibles para estos: 2 elementos de membrana, 1 elemento de flexión de placa y 2 elementos de cascarón. Estos últimos, es decir, una estructura arbitrariamente curva, hecha de material isotrópico u ortotrópico pueden ser modelados como una superficie compuesta por una colección de cascarones. El tipo de elemento finito controla la respuesta estructural (para resistir cargas de membrana, cargas de flexión o de membrana y flexión). Cada elemento se comporta como un material elástico lineal isotrópico u ortotrópico sin límite de falla; sin embargo, se puede introducir una línea de bisagra plástica (a lo largo de la cual puede desarrollarse una discontinuidad en la rotación) a lo largo de los bordes entre estos elementos, utilizando el mismo procedimiento de doble nodo que se aplica a las vigas. Pueden estar conectados rígidamente a la malla para que se desarrollen tensiones dentro del cascarón según la malla se deforma, y pueden cargarse con cargas puntuales o presiones superficiales. Se utilizan para modelar el soporte estructural proporcionado por cualquier estructura de cascarón delgado en la que se puedan despreciar las deformaciones por cortante transversal.

### *III.III.III. Diagramas de interacción*

En el diseño de elementos de concreto reforzado, resulta imperativo conocer sus características ante diversas sollicitaciones, siendo el principal punto de análisis cuando este elemento se encuentra sometido a carga axial. Dicha acción puede desembocar en la creación de un momento siempre y cuando se tenga aplicada esta fuerza a diversas excentricidades. Es decir, que no se aplica en el centroide de la sección transversal. De las herramientas más empleadas para encontrar la relación existente entre cargas axiales ( $P_n$ ) y momentos





flexionantes ( $M_n$ ) es el diagrama de interacción. El cual presenta diversos escenarios en los que se relacionan ambas variables para una columna con armados específicos.

Esta herramienta presenta el intervalo completo de excentricidades, definiendo la carga y el momento para una determinada columna. Parte desde la compresión pura, dando así a conocer los únicos valores de  $P_n$  y  $M_n$  que generarán un estado de falla. Estos diagramas son obtenidos con valores de resistencia de carga axial graficados contra la correspondiente resistencia a momento. Su obtención se basa en el análisis de compatibilidad de deformaciones y equilibrio estático para la carga de falla (donde se conoce que la deformación máxima del concreto es  $\varepsilon=0.003$ ). Estas gráficas muestran la capacidad del elemento para resistir cargas de flexión y cargas axiales combinadas.

La construcción de este diagrama implica calcular diferentes combinaciones de cargas axiales y momentos flexionantes que la sección puede resistir antes de fallar. Para desarrollar un diagrama de interacción, se sigue el siguiente procedimiento utilizando las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (NTCDCEC, 2017):

1. Definición de la geometría y propiedades de los materiales: se establece la sección transversal del elemento, es decir, las dimensiones y área de refuerzo de acero ( $A_s$ ).
2. Cálculo de la capacidad nominal: para diferentes posiciones del eje neutro, se calcula la capacidad nominal de resistencia axial ( $P_n$ ) y la capacidad nominal de momento ( $M_n$ ). Se consideran los estados límites, desde la compresión pura hasta la flexión pura. Para ello se implementan
  - Resistencia axial nominal

$$P_n = \beta_1 f'c (A_g - A_s) + f_y A_s \quad \text{Ecuación III.1}$$

donde

$$\beta_1 = 0.85 \text{ si } f'c \leq 280 \left( \frac{kg}{cm^2} \right) \quad \text{Ecuación III.2}$$



$$\beta_1 = 1.05 - \frac{f'c}{1400} \text{ si } f'c > 280 \left( \frac{kg}{cm^2} \right) \quad \text{Ecuación III.3}$$

- Momento nominal

$$M_n = \frac{c_1}{2} (\beta_1 b a f'c + f_y A_s (d - a)) F S_1 \quad \text{Ecuación III.4}$$

3. Aplicación del factor de seguridad: se utiliza un factor de reducción de resistencia ( $FS_1$ ) de 0.75, que considera las incertidumbres inherentes en las propiedades del material, las dimensiones del elemento y las condiciones de carga. Este valor es especificado en las Normas Técnicas Complementarias sobre Criterios y Acciones para el Diseño Estructural de las Edificaciones para proporcionar un margen de seguridad adecuado en el diseño estructural, asegurando que la estructura pueda soportar las cargas aplicadas con un nivel aceptable de confiabilidad.
4. Construcción del diagrama: se grafican las combinaciones de  $P_n$  y  $M_n$  obtenidas para cada posición de la línea neutra, produciendo una curva que define la capacidad de interacción del elemento.

Esta herramienta se define mediante el análisis de puntos generados por la variación del eje neutro de la sección. Definiendo así la capacidad útil de una sección en diferentes excentricidades de carga en un plano de la sección (Figura III.7).

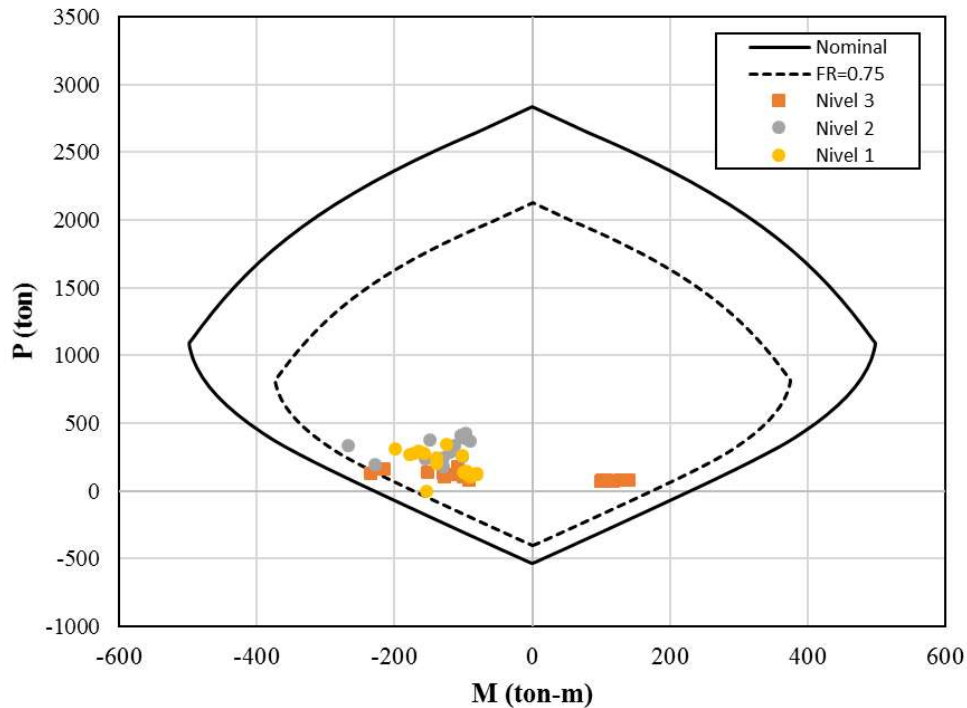


Figura III.7 Diagrama de interacción

La línea horizontal de la curva de resistencia se encuentra definiendo la resistencia límite a carga axial. Como se observa, si se disminuye  $P_n$ , se genera la zona de transición entre el área de compresión controlada y el área de tensión. Los casos particulares, aquellos que ejercen compresión o tensión pura, se analizan en la parte superior o inferior del diagrama respectivamente. Siendo el punto de interés donde ocurre la falla balanceada, es decir, donde se genera la fluencia del acero al mismo tiempo en que ocurre la deformación unitaria máxima del concreto.

Esta herramienta se emplea para discernir si el diseño de los elementos de contención, llámense pilas, vigas, pilotes, entre otros, son adecuados para resistir las solicitaciones que se les aplicarán durante su vida útil.

#### III.IV. Calibración del modelo numérico

La implementación de modelos numéricos para la caracterización de procesos constructivos vinculados con excavaciones profundas ha presentado un aumento durante las últimas décadas (Lambrughi, et al. 2012; Youssef, et al. 2016). Sin embargo, se han detectado



problemas asociados con las técnicas de modelamiento para los componentes estructurales y de funcionamiento del sistema. Esto relacionado con dos parámetros: (1) requerimiento de componentes de modelamiento avanzados para caracterizar adecuadamente el comportamiento de los elementos estructurales que integran el sistema de contención y (2) los parámetros clave de estos modelos deben calibrarse según datos recopilados cuidadosamente en campo.

Es por ello por lo que se recurre a un proceso de calibración para lograr que las condiciones del modelo construido sean equiparables a aquellas recopiladas en campo. Esto concluye en la definición de un modelo altamente representativo para los parámetros específicos del sitio de excavación, sin embargo, no otorgaría resultados apropiados para otra localización de la obra con el mismo sistema de contención, lo que complica la generalización de las condiciones empleadas. Para la calibración de modelos numéricos de excavaciones profundas se sugiere implementar métodos que se basan en la adecuación del modelo conforme los resultados recopilados en campo.

#### *III.IV.I. Análisis inverso de las mediciones*

El análisis inverso para la calibración de modelos numéricos desempeña un papel crucial en la investigación y el diseño de excavaciones profundas en áreas urbanas. Este enfoque implica la obtención de parámetros geotécnicos representativos a partir de la integración de datos recopilados en campo y monitoreo del terreno. Dicho proceso proporciona una comprensión detallada del comportamiento del suelo y las estructuras colindantes durante todo el proceso de excavación. Esta herramienta resulta fundamental para construir una imagen completa de las condiciones del suelo y la estructura antes, durante y después de la excavación.

La metodología de análisis inverso presentada se constituye de la siguiente manera:

1. Creación del modelo numérico tridimensional de elementos finitos de la zona de excavación de acuerdo con los parámetros geotécnicos generados en laboratorio con base en las pruebas de campo realizadas en la zona de interés.



2. Obtención de los valores de asentamiento esperados de acuerdo con el modelo generado.
3. Recopilación de mediciones de asentamiento otorgadas por el equipo de topografía en campo.
4. Comparación de los resultados generados con base en el modelo y el seguimiento en campo, definiendo el error entre ambos.
5. Recalibración del modelo si es necesario. Se modificarían los parámetros: Módulo de Young, cohesión y coeficiente de Poisson, con el objetivo de disminuir el error entre los asentamientos obtenidos de forma teórica y topográfica.
6. Comparación de los resultados calculados con el nuevo modelo calibrado contra las mediciones topográficas. Definición del nuevo valor de la función error entre ambas.
7. Reiteración de los pasos 5 y 6 hasta que las mediciones en campo sean significativamente iguales a las obtenidas por medio del modelo numérico. Generando así un modelado con mejoras en su capacidad predictiva.

El análisis inverso busca ajustar los parámetros del modelo numérico para que los resultados obtenidos con esta herramienta sean altamente representativos de las condiciones presentes en el sitio de excavación. Esto implica un proceso iterativo de ajuste fino, donde se modifican los parámetros del modelo y se comparan las salidas generadas en este con las mediciones reales. Este proceso continúa hasta lograr un buen acuerdo entre los datos simulados y los datos de campo. Además, comprende un periodo de tiempo de análisis finito para la recolección de datos de topografía.

Una vez completado el análisis inverso, se obtienen parámetros geotécnicos más precisos y confiables sobre las condiciones estratigráficas de la zona. Además, se calculan valores de deformaciones, desplazamientos y asentamientos más realistas empleando este nuevo modelo; generando así una herramienta capaz de evaluar la estabilidad de la excavación y de identificar posibles amenazas potenciales, con base en la cual se pueden implementar estrategias de mitigación de riesgos.



### *III.IV.II. Optimización del procedimiento constructivo*

La implementación del monitoreo en campo nutrido con un modelo numérico tridimensional representa una parte fundamental para la optimización de las etapas constructivas que integran una obra civil. Este enfoque permite una evaluación continua y precisa de las condiciones reales del sitio, proporcionando datos críticos que pueden ser utilizados para ajustar y mejorar el diseño y los procedimientos constructivos en tiempo real.

Las ventajas que representa implementar un modelo numérico sobre las técnicas analíticas convencionales se basan en el hecho de que estas últimas ofrecen resultados más conservadores. Esto se debe a que tienen una capacidad limitada para representar fielmente la compleja interacción de los parámetros involucrados en un proceso constructivo. Por ejemplo, las técnicas analíticas pueden simplificar la variabilidad del suelo, las cargas aplicadas y las condiciones ambientales, lo que lleva a diseños que son más robustos, pero potencialmente sobredimensionados. En contraparte, los modelos numéricos permiten una simulación detallada y precisa de la interacción entre diferentes parámetros del proyecto. Estos pueden integrar datos del monitoreo en campo para ajustar continuamente las predicciones y los diseños. Algunos beneficios clave de estos incluyen:

1. Reducción de secciones de elementos de contención.
2. Optimización de tiempos de construcción.
3. Disminución en el armado de acero de elementos de contención.

Además de las mejoras en la eficiencia y la reducción de costos, el uso de modelos numéricos y el monitoreo en campo pueden contribuir significativamente a minimizar el impacto social y ambiental de la obra, en ellos se encuentra:

1. Reducción del ruido y la vibración: al optimizar las etapas constructivas y utilizar métodos más eficientes, es posible reducir el ruido y la vibración generados durante la construcción, minimizando las molestias a las comunidades cercanas.



2. Preservación de recursos naturales: la optimización del uso de materiales y recursos mediante modelos numéricos contribuye a la preservación de recursos naturales y la reducción de residuos generados.

La combinación de modelos numéricos con monitoreo en campo no solo mejora la precisión y eficiencia del proceso constructivo, sino que también contribuye a la sostenibilidad y reducción del impacto ambiental, ofreciendo una solución más holística y responsable en la gestión de proyectos de ingeniería civil.

### *III.IV.III. Detección de las imperfecciones en la construcción*

Durante el diseño de los elementos estructurales se trabaja con dimensiones específicas que lograrán soportar solicitaciones de momento, fuerzas cortantes y axiales definidas para cada situación. Sin embargo, su buen funcionamiento bajo éstas se basa en su adecuada construcción en el sitio de obra. Es decir, debe vincularse a elementos colados, colocados o soldados, que sean copias fieles de las condiciones analizadas teóricamente. No obstante, la construcción consiste en integrar recursos materiales en conjunto con factores humanos y medioambientales, por lo que en diversas ocasiones se pueden presentar defectos en la etapa constructiva que afecten las características físicas finales de los elementos estructurales.

La priorización de los riesgos a los que se debe enfrentar el constructor cambia en función de diversos factores, tales como la estratigrafía del sitio, anomalías en geometría del elemento, tiempo de construcción, entre otros aspectos. Por ello y debido a la diversidad existente, a continuación, se mencionan los aspectos vinculados con obras constituidas por excavaciones profundas con sistemas de contención compuestos por pilas desarrollados en suelos rígidos dentro de zonas urbanas.

Para las pilas de concreto que integran el sistema de contención, se debe analizar el correcto colado del elemento, para lograr con eficiencia las dimensiones para las que se diseñó, sin presentar vacíos, segregaciones u otras imperfecciones. Para revisar estos, y de acuerdo con Fernández (2023), se emplean los ensayos de integridad estructural de pilotes que proporcionan información crucial sobre las dimensiones físicas, la continuidad y la





calidad de los materiales utilizados en la construcción de los pilotes. Se emplean principalmente dos métodos:

a) El método sónico que emplea un martillo de mano para generar una onda que viaja a lo largo del fuste del pilote, rebota en la punta y es detectada a su regreso por un acelerómetro.

b) El método ultrasónico de "Cross-hole Sonic Logging ", que implica el descenso de un emisor y un receptor de ultrasonidos a través de dos tubos paralelos dentro del pilote, registrando el tiempo que tarda la onda en viajar entre ellos. Se emplea para calcular el Módulo de Young y elasticidad, así como la relación de Poisson. Según la norma ASTM D4428/D 4428M-00, se debe contar con dos pozos ademados con tubo de PVC de igual longitud separados de 4 a 6 m entre sí. Siendo la recomendación que se ubiquen 5 m dentro del estrato de interés. Para su uso se requiere de una fuente de excitación sísmica con especial calibración en el sistema de inicio de grabación (pistolas de aire o martillo), sensor de ondas sísmicas (geófono) y sistema de grabación de registros.

Además, los métodos previamente presentados se acoplan a la siguiente clasificación:

- i. Métodos externos: Pile Integrity Tester (PIT).
- ii. Métodos internos: Cross-Hole Sonic Logging (CSL) y Registro de densidad Gamma-Gamma.

El aumento en la demanda de estos ensayos ha ampliado su alcance a más allá de unos pocos especialistas, convirtiéndolos en servicios comunes ofrecidos por los laboratorios generales de ensayos de materiales de construcción. Cabe señalar que estas pruebas no se vinculan con la capacidad de carga de estos elementos, sino que otorgan información adicional sobre los pilotes una vez finalizada su construcción.

Por otro lado, para valorar la calidad del elemento estructural, se debe monitorear la implementación de: (1) metodologías que aseguren la resistencia del concreto empleado, (2) calidad del acero solicitado en armados, (3) capacidad de los instrumentos que se emplearán para la construcción y (4) pericia de los trabajadores para manipular la maquinaria. Cabe señalar que debe tener un constante monitoreo del supervisor de obra para detectar irregularidades físicas visibles, como fisuras o segregación en troqueles y vigas del sistema.



#### *III.IV.IV. Control de calidad*

Este proceso se encuentra involucrado en diversas etapas del proceso constructivo. Se encarga de garantizar que los trabajos se realicen conforme a los estándares establecidos y que la estructura resultante cumpla con los requisitos de seguridad, durabilidad y funcionalidad. El proceso implementado es variable dependiendo del tipo de elemento, ubicación de la zona de obra, recursos económicos y ambientales disponibles, entre otros. Con base en ello, se presentan los aspectos clave del control de calidad para los elementos estructurales requeridos generalmente en las excavaciones profundas en México.

i. Inspección de materiales: Se debe realizar una exhaustiva inspección de todos los materiales utilizados en la excavación para la construcción del sistema de contención, asegurando que cumpla con las normativas nacionales y locales. Verificando las especificaciones técnicas y la calidad del material.

ii. Pruebas de integridad y calidad de pilotes: Por medio de ensayos de integridad estructural en estos elementos se evalúa su calidad y capacidad de carga. Esto puede incluir pruebas sísmicas, ultrasónicas o de resistencia a la compresión. Además, se verifica la correcta instalación de los pilotes, incluyendo la profundidad de empotramiento y el alineamiento.

iii. Monitoreo de anclas activas: Por medio de la implementación de un sistema de monitoreo para las anclas activas, que permite verificar su tensión y comportamiento durante y después de la instalación. Además, se deben de realizar mediciones periódicas para detectar cualquier desviación en la tensión o movimiento inesperado. De acuerdo con las NTCDCC 2013, se consideran dos tipos de prueba: de carga y de desempeño. Siendo uno de los aspectos fundamentales impedir que se presente una pérdida significativa de tensión por deslizamiento del bulbo a carga constante (fluencia).

iv. Inspección de troqueles: se verifica la calidad de los troqueles construidos, incluyendo su alineamiento, nivelación y capacidad de carga. Además, se realizan inspecciones visuales y mediciones para garantizar su correcta instalación y funcionamiento.

v. Control de calidad del concreto lanzado: se ejecutan pruebas para verificar su resistencia a la compresión y adherencia. De igual forma, se debe analizar la calidad de la mezcla,



colocación y compactación del concreto, así como la correcta instalación de la malla electrosoldada para garantizar su integridad estructural.

vi. Supervisión de procesos constructivos: se realiza una supervisión continua de todos los procesos constructivos, desde la excavación inicial hasta la finalización de la estructura. Se identifican y corrigen de manera oportuna cualquier desviación o problema que pueda surgir durante la ejecución del proyecto.

Para las acciones previamente enumeradas, se pueden implementar diversas metodologías. En el presente análisis se profundiza en aquellas implementadas en anclas y las pruebas PIT usadas en pilotes.

#### *III.IV.IV.I. Pruebas en anclas*

El uso de anclas en taludes cantiléver de excavación representa diversas ventajas, como la disminución del espacio empleado en planta por su ubicación y geometría. Sin embargo, para asegurar un correcto funcionamiento, se debe de contar con certeza sobre la capacidad de carga que se presenta en el elemento. Es por ello por lo que las pruebas vinculadas a su capacidad de resistencia resultan imperativas. Estas son un componente crítico del proceso de control de calidad en proyectos de infraestructura subterránea. Se realizan para verificar la integridad, resistencia y funcionalidad de las anclas activas utilizadas para estabilizar y soportar las excavaciones durante la construcción. Los tipos de pruebas a emplear son:

- A) Pruebas de tensión: se llevan a cabo para determinar la carga máxima que puede soportar cada ancla activa. Durante la prueba, se aplica una carga gradual al ancla y se mide la tensión desarrollada en el sistema. Esto permite verificar si el ancla está cumpliendo con los requisitos de diseño y si su capacidad de carga es adecuada para las condiciones del sitio.
- b) Pruebas de arrastre: estas pruebas evalúan la resistencia de las anclas activas a la fuerza lateral y al desplazamiento. Se aplican cargas horizontales a las anclas y se mide la cantidad de desplazamiento que ocurre. Esto ayuda a determinar la estabilidad de las anclas y su capacidad para resistir las fuerzas laterales generadas por la presión del suelo.



Aunado a estas pruebas aplicadas en situaciones puntuales, es imperativo generar un monitoreo continuo de estos elementos durante todos los procesos. Para ello, se instalan equipos de monitorización en las anclas durante la construcción, esto con el objetivo de dar un seguimiento continuo de su comportamiento. Estos equipos pueden incluir sensores de tensión, desplazamiento y deformación que proporcionan datos en tiempo real sobre el rendimiento de las anclas. Permitiendo detectar cualquier problema o cambio en el comportamiento de estos elementos y tomar medidas correctivas de manera oportuna.

#### *III.IV.IV.I. Pruebas PIT*

Las Pruebas de Integridad de Pilas (Pile Integrity Tester *PIT*) son procedimientos empleados para evaluar las dimensiones físicas, de continuidad y consistencia del concreto del que se constituye el elemento estructural. Logran detectar oportunamente imperfecciones en pilas y pilotes, tales como fisuras, segregación de materiales, bulbos o carencia de colado en la totalidad del elemento. Esta metodología implica el análisis de la velocidad de respuesta del pilote ante una onda inducida por un impacto aplicado axialmente en el centro de la sección transversal visible ubicada normalmente en la superficie del terreno natural. Generando así un panorama sobre las cualidades del elemento de acuerdo con la capacidad de propagación de onda, pues si se generan cambios conforme los parámetros de referencia, eso significaría que se cuenta con modificaciones en la sección transversal o material en algún punto del pilote de análisis. Esta prueba implica el análisis de la forma de propagación de la onda, ya que, si se produce un cambio de impedancia significativo o se llega a la punta de la pila, la onda de compresión generada se reflejaría de forma previamente establecida en los parámetros de referencia. En caso contrario, presentaría diferencias significativas respecto a la respuesta obtenida. Esta prueba otorga la posibilidad de dimensionar la longitud del pilote. Para su aplicación solo se requiere un martillo, la unidad de recolección de datos y sensor de aceleración o velocidad. Debe de implementarse 7 días posteriores al colado del elemento. Este método logra detectar defectos que cubran mínimo el 10% de la sección transversal o si se generaron desplantes de pilas a profundidades incorrectas.

Entre sus ventajas radica su bajo costo, rapidez de implementación y funcionamiento adecuado para la detección de mayores problemas constructivos. En contraparte, no identifica



la capacidad de carga, presenta complejidad en la interpretación de resultados debido a que participan diversos actores en ellos, además, es muy sensible ante variaciones de radio y longitud del elemento, lo que concluye en que es poco útil para evaluar discontinuidades o anomalías en pilas y pilotes de sección variable. Es imperativo mencionar que este es solo un complemento al proceso de supervisión durante el colado de pilas. Además, si se detecta una anomalía, esta debe de relacionarse con algún incidente registrado durante la construcción, para generar un panorama claro del posible defecto.

En el caso de estudio que se presenta para esta metodología se implementa la ejecución de pruebas geofísicas de contraste para determinar la integridad de todas las pilas que constituyen este frente de excavación. Dichas pruebas se rigen de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones (NTCDCC-RCCDMX 2017).

#### **IV. Caso de estudio**

En esta tesis se analiza la excavación profunda apuntalada que forma parte del proyecto de ampliación de una línea de metro al noroeste de la Ciudad de México. Esta obra se encuentra próxima a vialidades principales, viviendas de baja altura y vialidades secundarias.

Para este análisis, se implementará un modelo numérico tridimensional con el objetivo de identificar momentos críticos durante la excavación, obteniendo valores confiables de desplazamientos y asentamientos para detectar situaciones de riesgo. El modelo numérico se desarrollará utilizando el software FLAC3D (Itasca, 2012). Esta elección se basa en su capacidad para crear mallas de diferencias finitas con diversas geometrías tridimensionales y su correspondiente análisis a través del tiempo.

El modelo numérico requerido abarca la construcción de dos túneles, que se edificaron previo al inicio de la excavación. Las fases de análisis en este caso se integran por todas las etapas de excavación y la instalación de elementos estructurales necesarios para contención. Asimismo, se considera la estratigrafía definida con pruebas de campo y parámetros geotécnicos del sitio.



#### IV.I. Generalidades del proyecto

El objetivo del proyecto de estudio es generar la conexión entre un túnel existente de la red de metro y la ampliación de 4.5 km de la misma línea. La estructura analizada tiene una longitud aproximada de 100 m, un ancho variable desde los 26 a 30 m y profundidades de excavación en el rango de 20 a 30 m. La construcción en este frente de trabajo incorpora las consideraciones necesarias para salvaguardar la integridad del túnel existente ubicado debajo de la zona de excavación.

##### *IV.I.I. Ubicación del proyecto*

Localizado en el norponiente de la Ciudad de México, la ubicación en planta se muestra en la Figura IV.1.



*Figura IV.1 Vista en planta del caso de estudio.*

##### *IV.I.II. Características de la zona de construcción*

La construcción se desarrolla en un predio colindante al este con el Anillo Periférico, el cual presenta una vía a nivel de piso y otra elevada. En las periferias, se encuentran edificaciones con usos residenciales e industriales, lo que añade complejidad a la planificación y ejecución del proyecto. Uno de los puntos prioritarios de control son los asentamientos que pueden generarse en los cimientos del segundo piso del Periférico. Estos



valores podrían reflejarse en modificaciones estructurales en la carpeta de la vía inferior, comprometiendo su integridad y funcionalidad. El monitoreo continuo de estas deformaciones es esencial para asegurar la estabilidad y seguridad de la infraestructura vial.

En el lado sur del sitio de construcción, se encuentra una edificación industrial que, junto con el Periférico, representa las mayores solicitaciones al terreno circundante de la excavación. Estas estructuras imponen cargas significativas, lo que requiere un análisis detallado y un monitoreo constante para prevenir posibles desplazamientos y asentamientos que puedan afectar tanto a las estructuras existentes como al proceso constructivo.

Al norte de la construcción, se ubica una vialidad secundaria con poco flujo vehicular, lo cual presenta menores riesgos en términos de impacto por asentamientos si se compara con las consideraciones previamente mostradas. Al oeste, se encuentran viviendas de baja altura, que, aunque generan menos presión sobre el terreno, también requieren consideraciones especiales para evitar daños estructurales durante la excavación.

#### *IV.I.III. Información geotécnica*

La zona de excavación se desarrolla en Zona de Lomas, también denominada Zona I, de acuerdo con la zonificación de las Normas Técnicas Complementarias (Figura IV.2).



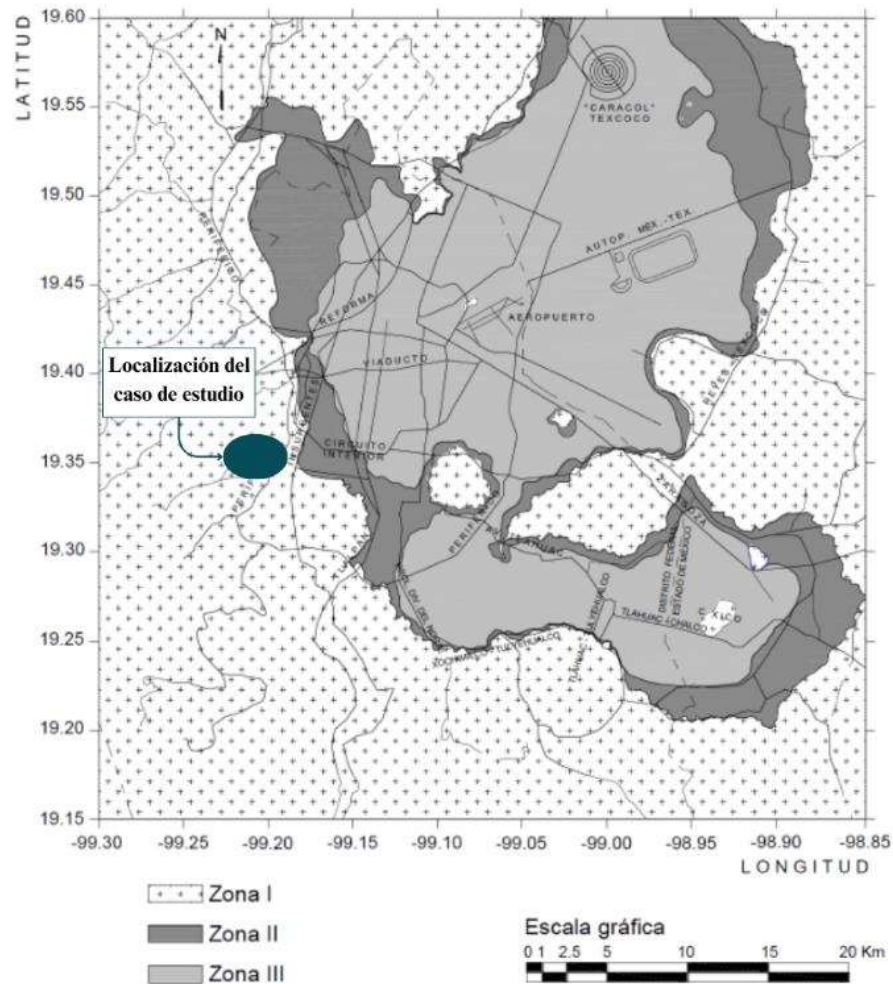


Figura IV.2 Localización caso de estudio de acuerdo con zonificación geotécnica de la CDMX (NTC-2017).

En la zona de estudio se realizaron sondeos mixtos SMA-01, además de los sondeos de verificación SV-A, SV-B, SV-C, y SV-D. Las ubicaciones donde se implementaron se muestran en la Figura IV.5. En los resultados del primer sondeo se detectaron materiales con intercalaciones de roca. Por ello, para los sondeos posteriores se implementaron brocas tricónicas para los primeros 8 m de profundidad, a partir de los cuales se emplearon pruebas de penetración estándar (SPT). La profundidad en que se desarrolló cada uno es variable y se confirmó la ausencia del nivel freático.

Con base en los sondeos previamente mencionados, se identificaron materiales cohesivos friccionantes característicos del norponiente de la CMDX. Comúnmente denominados tobas, se conforman por arenas y gravas en matriz de limos y arcillas, intercalados con estratos de



arenas pumíticas con más del 12% de finos y fragmentos de roca. Además, cuenta con materiales de origen volcánico, de baja plasticidad y bajos contenidos de agua. Los parámetros geotécnicos de la zona de estudio son: porcentaje de contenido de agua (w%) entre 7 – 35%, cohesiones (c) desde 6 a 20 ton/m<sup>2</sup>, ángulos de fricción ( $\phi$ ) entre 25° a 40°, pesos volumétricos ( $\gamma$ ) en el rango de 1.5 a 1.9 ton/m<sup>3</sup> y número de golpes (N) desde 25 a 170. Para la determinación de estos parámetros se implementaron pruebas de compresión simple (CS) y de compresión triaxial no consolidada no drenada (TX-UU) con muestras del sondeo mixto. En la Tabla IV.1 se muestra los resultados obtenidos.

Tabla IV.1 Parámetros de resistencia reportados en pruebas de laboratorio

Sondeo	Tipo de prueba	Profundidad	Cohesión	Ángulo de fricción interna	Módulo de elasticidad	Peso volumétrico
		P (m)	c (ton/m <sup>2</sup> )	$\Phi$ (°)	E (ton/m <sup>2</sup> )	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )
SM-1	CS	16.8	18.49	-	3,398.96	2.03
	TX UU	16.8	3.50	33.2	5,465.03	1.96
	CS	22.5	7.70	-	3,665.58	1.80
	TX UU	22.5	31.99	10.3	4,498.62	1.75
	CS	26.5	5.50	-	3,748.85	1.94
	TX UU	26.5	24.99	20.6	3,998.78	1.95

De acuerdo con la información recopilada en campo, se define la existencia de ocho unidades geotécnicas y sus respectivos parámetros (Tabla IV.2).



Tabla IV.2 Características de unidades geotécnicas.

<i>Unidad</i>	<i>Espesor</i> ( <i>m</i> )	<i>N<sub>srt</sub></i>	$\gamma$ ( <i>ton/m<sup>3</sup></i> )	<i>c</i> ( <i>ton/m<sup>2</sup></i> )	$\phi$ ( $^{\circ}$ )	<i>E</i> ( <i>ton/m<sup>2</sup></i> )	$\nu$
UG-1	1.9	25	1.50	2.04	25	1,019.4	0.32
UG-2	4.6	54	1.70	5.10	33	3,058.1	0.3
UG-3	5.5	98	1.75	9.17	38	6,116.2	0.3
UG-4	3	127	2.10	3.06	38	71,355.8	0.25
UG-5	2	48	1.80	6.12	32	3,567.8	0.3
UG-6	3	125	1.95	10.19	38	6,116.2	0.28
UG-7	6	50	1.80	6.63	30	3,567.8	0.3
UG-8	5	244	2.20	5.0	38	74,413.9	0.25

En la Figura IV.3, se observa el modelo desarrollado con FLAC<sup>3D</sup> (Itasca, 2012) para el presente análisis. Las unidades geotécnicas se designaron conforme la Tabla IV.2, con una numeración que inicia en el estrato más cercano al nivel de calle y aumenta conforme se descende en la profundidad de excavación a partir de ese punto.

Además, los ejes fueron definidos de la siguiente forma:

- Eje X: Transversal al eje del túnel.
- Eje Y: Paralelo al eje del túnel.
- Eje Z: Profundidad. Vertical.

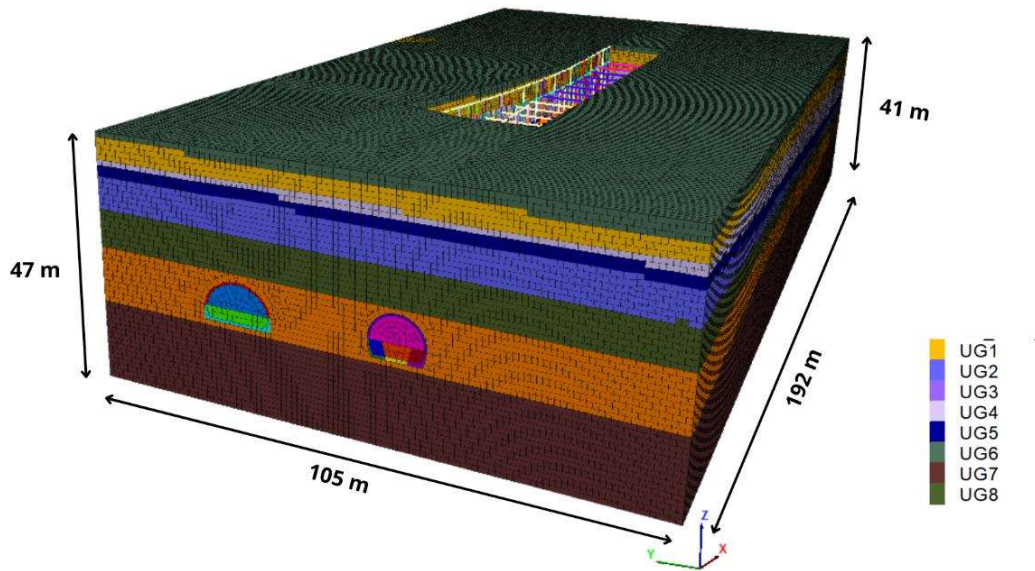


Figura IV.3 Modelo numérico tridimensional de la zona de excavación.

En el presente caso de estudio se implementó un volumen definido por 192 m de largo, 105 m de ancho, 47 m de alto en el poniente y 41 m al oriente. En dicha representación del estrato se abarca el área comprendida por la obra de excavación, sobrepasando los límites de esta. El inicio de los ejes se ubica en la esquina sur poniente de la zona de excavación.

#### IV.I.IV. Sistema de contención

La configuración del abocinamiento presenta una forma irregular en planta, con uno de sus lados curvos diseñado para ajustarse al trazado del túnel preexistente correspondiente a la vía de escape. Con base en ello, se decidió implementar una excavación a cielo abierto, empleando un sistema de contención que integra los siguientes elementos: (1) muros perimetrales de pilotes, (2) traveses madrinas, (3) troqueles y (4) muros curvos de concreto lanzado entre pilotes. Además, en las cabeceras oriente y poniente se contará con anclas activas.

El plan constructivo de los elementos de contención propuesto estipula que los muros laterales serán conformados mediante pilotes de 1.20 metros de diámetro con factores de

reducción de 0.75 de acuerdo con las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (2017), dispuestos a intervalos de 3 metros, con una profundidad mínima de hincado de 4.2 metros por debajo del nivel máximo de excavación. Además, se consideran tres tipos de armado, eligiendo su estructura conforme la carga que se tendrá que soportar (Figura IV.4). Los diagramas de interacción obtenidos con el modelo inicial se muestran en las Figuras IV.5 – IV.7.

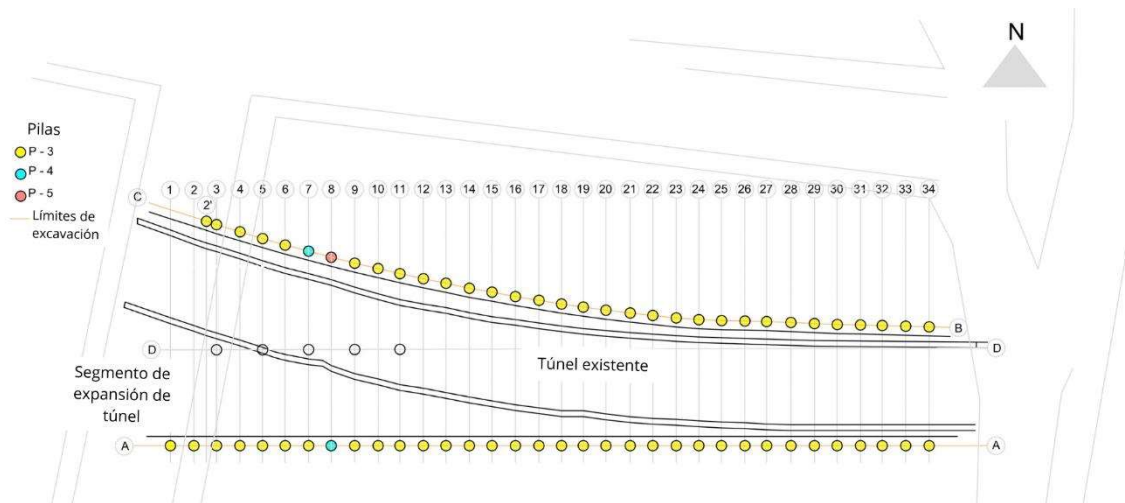


Figura IV.4 Planta de excavación a cielo abierto indicando armado para cada pilote.

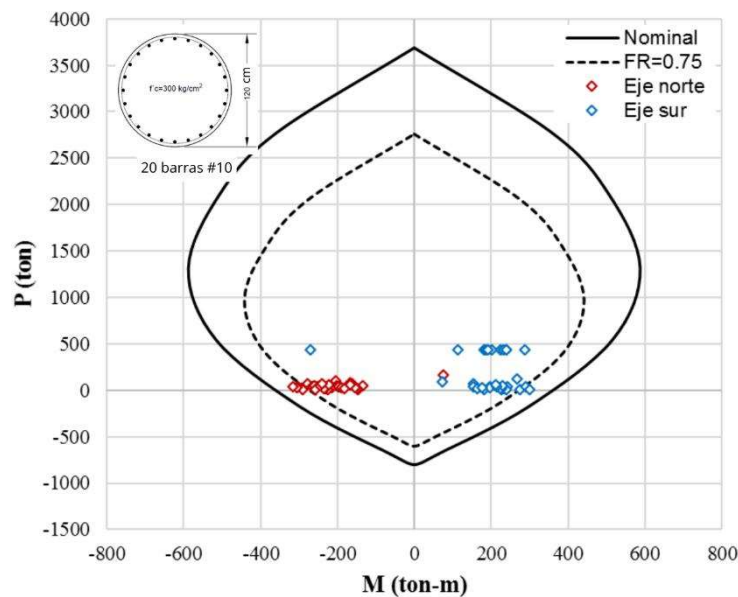


Figura IV.5. Diagrama de interacción para pila tipo 3. 22 varillas #10. Modelo inicial.

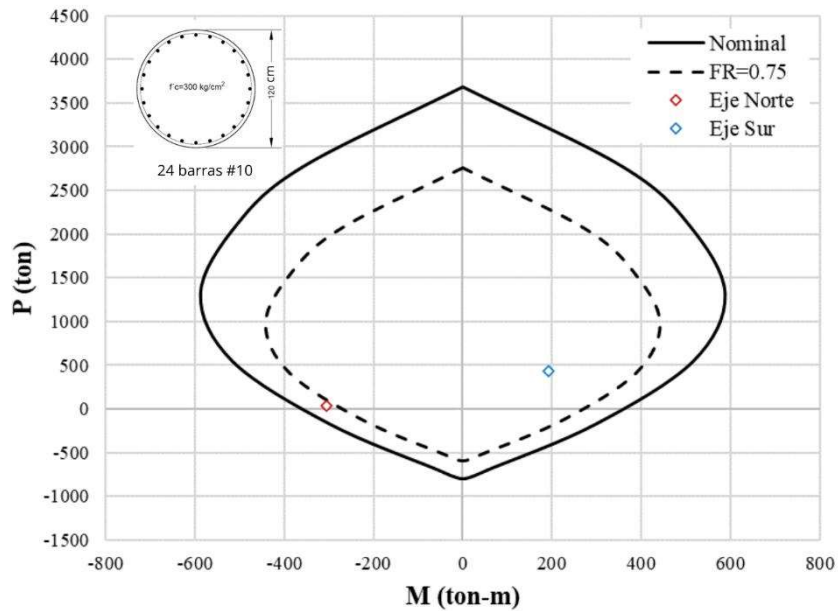


Figura IV.6 Diagrama de interacción para pila tipo 4. 24 varillas #10. Modelo inicial.

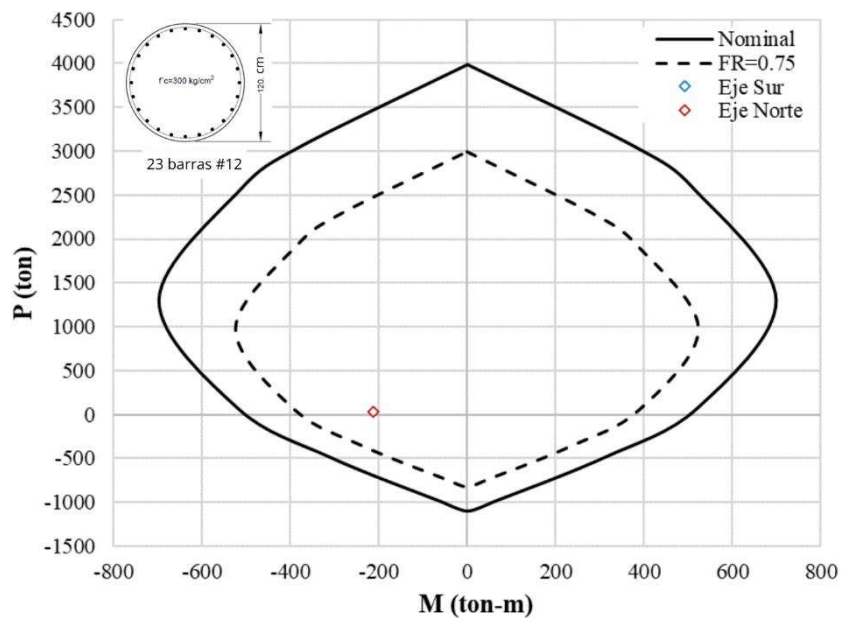


Figura IV.7 Diagrama de interacción para pila tipo 5. 23 varillas #12. Modelo inicial.

Los muros cabeceros serán construidos de concreto reforzado, siguiendo un proceso de lanzado desde la parte superior del nivel hacia abajo conforme avancen las labores de





excavación. Habrá 67 pilotes en los laterales sur y norte de la zona de excavación y 5 al centro de la cabecera poniente entre los ejes 1-12, concluyendo con un total de 72 pilotes. Además, se colocará entre las pilas 20 cm de concreto lanzado reforzado con malla electrosoldada 6x6 04/04.

De igual forma, se integra la construcción de tres niveles intermedios de troqueles elaborados en concreto reforzado. En la sección inferior, entre el nivel más bajo de troqueles y la losa de base, se instalarán tres niveles de anclas activas, las cuales tendrán un carácter permanente. Toda la estructura interior, incluyendo los muros cabeceros, será erigida conforme progresa la excavación.

Referente al modelo numérico, se emplearon diversos elementos de modelado para cada parte del sistema estructural. Para modelar el concreto proyectado que constituye el revestimiento primario del túnel de la ampliación, se emplean elementos tipo SHELL. El recubrimiento secundario de ambos túneles utiliza elementos sólidos con una ley constitutiva elástica lineal. Por otro lado, para simular las anclas activas se utilizan elementos tipo CABLE, mientras que para representar las pilas se emplean elementos PILE. Las trabes matrón y los troqueles se modelan utilizando elementos tipo BEAM, y para el concreto lanzado en las paredes de la excavación se utilizan elementos tipo SHELL. Permitiendo así que el recubrimiento secundario de la sección completa del túnel quedase modelado por elementos sólidos.

Los materiales fueron definidos como geomateriales regidos por una ley de esfuerzo-deformación elasto-plástica con un criterio de falla de Mohr-Coulomb. Finalmente se integraron elementos tipo BEAM para los marcos metálicos requeridos.

#### *IV.I.V. Procedimiento constructivo*

El procedimiento se divide en diez etapas constructivas, que se definen a continuación. La primera etapa parte de la ubicación topográfica de cada pila para generar la perforación del diámetro proyectado hasta el nivel de desplante; se limpia el fondo de la perforación, colocando el acero de refuerzo y el colado de cada elemento. En la siguiente etapa, se excava de forma vertical comenzando en la cabecera poniente, creando un talud de avance con





inclinación 0.75:1 (horizontal a vertical), respectivamente hasta 0.5 m por debajo del primer nivel de anclas. Durante la tercera etapa, se iteran los pasos presentados en la etapa anterior para debajo del cuarto nivel de anclas, construyendo a la par las vigas madrinas, troqueles y losa diafragma entre los ejes 1-18; así como la primera zona de anclas en la cabecera oriente. En la etapa subsecuente, se apuntala el túnel existente en la cabecera poniente y se continúa con el procedimiento constructivo de las etapas dos y tres hasta el lecho debajo del segundo nivel de troquelamiento. Para la quinta etapa se emplea el proceso descrito en la cuarta etapa teniendo como límite el nivel debajo del séptimo nivel de anclaje en el poniente; mientras que en la cabecera oriente se excava verticalmente y entre pilas hasta 0.5 m debajo del tercer nivel de anclas, llegando así al segundo nivel de troquelamiento, finalizando con el apuntalamiento del túnel existente en la cabecera oriente. En la sexta etapa, para la cabecera poniente se reiteran los procedimientos de la etapa anterior hasta debajo del séptimo nivel de anclas mientras se excava entre pilas en el oriente hasta 0.5 m debajo del nivel de anclas, terminando en esta fase el tercer nivel de troquelamiento. La etapa siete se ve ligada a la excavación en la cabecera poniente hasta 0.5 m debajo del segundo nivel de anclas en las paredes norte y sur, y se retira el túnel existente con cortes de la bóveda. Para la antepenúltima etapa se repiten los procedimientos previos hasta debajo del tercer nivel de anclas en las paredes norte y sur, mientras se demuele y retira el túnel expuesto. En la novena etapa, se lleva a cabo la excavación vertical entre pilas hasta el nivel de máxima excavación, se protege el suelo descubierto entre pilas y se demuele el resto del túnel expuesto. En la última etapa, se arma y cuele la losa de fondo y muros laterales, para luego estructurar el sistema de techo en toda la longitud, finalizando con la restitución del terreno natural con relleno controlado y construcción de la galería de ventilación (Figura IV.8).

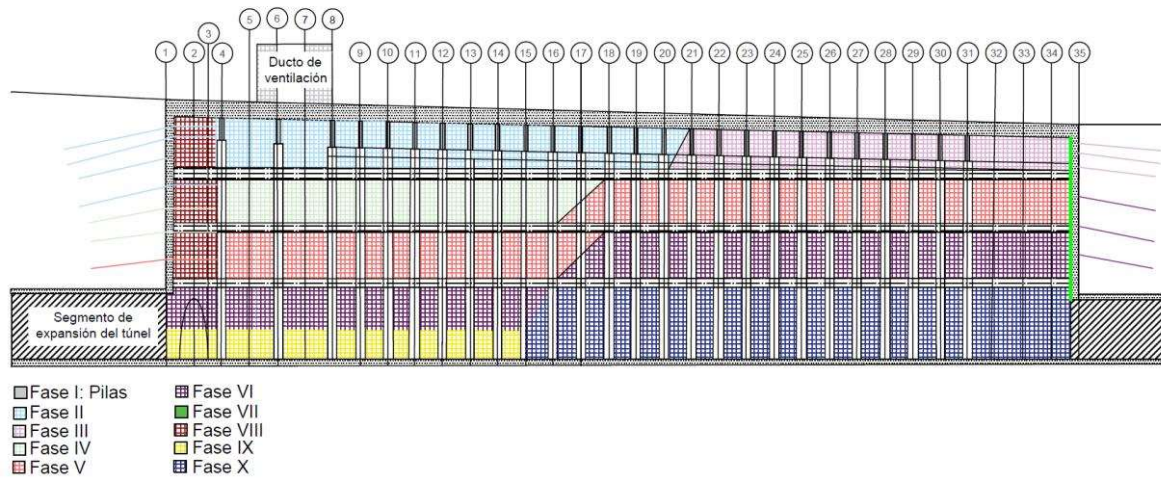


Figura IV.8 Procedimiento constructivo

Este procedimiento constructivo fue configurado fielmente en el modelo numérico. Es decir, se realiza la excavación a cielo abierto y la construcción de los elementos estructurales en el modelo conforme a lo presentado en esta sección. Esto para generar en el modelo un cambio en el estado de esfuerzos equiparable al presentado en sitio de obra.

La solución del modelo se llevó a cabo en dos momentos distintos asociados a cada etapa constructiva: previo a la instalación de elementos de contención y después de su colocación. Logrando así evaluar la estabilidad de la excavación en el momento más crítico y simular la transmisión de las solicitaciones de carga en los elementos estructurales. La metodología de construcción en el modelo fue dividida en tres fases:

- Simulación de la excavación del túnel, mediante la Media Sección Superior y Banqueo con 1 y 3 m de avance respectivamente.
- Representación de la excavación del túnel de la ampliación de la línea de metro hasta el muro tapón.
- Posterior a la excavación de ambos túneles se procede a simular el procedimiento del abocinamiento de estudio (10 fases).

#### IV.II. Seguimiento en campo

La implementación de un modelo numérico constituido por parámetros y condiciones geotécnicas representativas otorga confiabilidad respecto a los impactos físicos que se

presentarían si se sigue un procedimiento constructivo predefinido para un sitio de obra. Sin embargo, no se debe de presentar una visión absolutista sobre los resultados obtenidos. Por lo cual, es necesario que el modelo se nutra con información recopilada en campo para la calibración adecuada de los parámetros del suelo. Para satisfacer esta necesidad se deben de realizar diversas acciones que logren recopilar información pertinente. Dentro de los objetivos de esta tesis se encuentra el seguimiento cuantitativo de los asentamientos de la zona de estudio, para lo que se debe hacer un seguimiento sobre estos valores en campo durante un tiempo definido.

Para ello, se emplean técnicas que implican la inspección del terreno, así como la evaluación de que el procedimiento constructivo vinculado en el análisis numérico es fiel al empleado en campo, desde la construcción de los elementos de contención hasta las dimensiones de la excavación a cielo abierto. Buscando cumplir con esto, se implementó la prueba de cross-hole (Figura IV.9), que cumple los lineamientos presentados en la Sección III.IV.III. Donde se menciona que el equipo debe lograr generar ondas de cortante (S) y de compresión (P). El instrumento empleado es de la marca Geotomographie, modelo BIS-SH-DS. Cuenta con un sistema de bobinas acopladas que libera energía por la descarga de la fuente IPG800. Se realizaron mediciones a cada metro desde la superficie hasta la profundidad deseada, respetando la norma ASTM D4428/D 4428M-00 “Métodos de prueba estándar para pruebas sísmicas Cross-Hole”, su ubicación se muestra en la Figura IV.5.



Figura IV.9 Ubicación en vista en planta de la prueba “Cross-hole” (II-UNAM 2023)



Para generar un seguimiento topográfico en la zona de excavación sobre los asentamientos generados, se implementan diversas técnicas, las cuales son presentadas en la siguiente sección. Estos tienen como objeto el nutrir, junto a aquellas metodologías presentadas en esta sección, la caracterización geotécnica del sitio de obra actual.

#### *IV.II.I. Descripción de la instrumentación*

En las instalaciones del frente de trabajo que se presentan en este caso de estudio, se implementó un inclinómetro. Esta herramienta se utiliza para evaluar el desplazamiento lateral del suelo causado por los procesos de excavación, permitiendo un monitoreo constante. De esta manera, se puede determinar con precisión la necesidad de implementar medidas de seguridad o modificaciones en el procedimiento constructivo, asegurando el desarrollo óptimo de la obra y evitando situaciones de riesgo.

Este instrumento fue instalado de acuerdo con el procedimiento mencionado en la Sección III.II y la norma ISO 18674-3:2017 que regula el muestreo e investigación geotécnica, específicamente de la instrumentación de campo. Fue colocado a una profundidad de excavación máxima de 34 m y una profundidad de lectura máxima de 36 m. Se implementó un inclinómetro Digitilt AT, marca DGSI que se integra de cinco componentes principales: i. Sonda de medición, ii. Carrete bluetooth, iii. Cable de control con graduaciones, iv. Compuerta de cables y v. Consola de medición.

Con este equipo, se realizó la medición inicial el 13 de marzo de 2023, estableciendo mediciones semanales a partir de esa fecha. Posteriormente, la recopilación de información se ajustará de acuerdo con el comportamiento de la excavación, con reportes semanales o tras cada avance significativo. En caso de detectar movimientos indicativos de riesgo, como un aumento notorio en los desplazamientos, se procederá a realizar mediciones diarias. En la última medición registrada, se detectó un desplazamiento de 2.3 mm a una profundidad de 2 m (Figura IV.10).

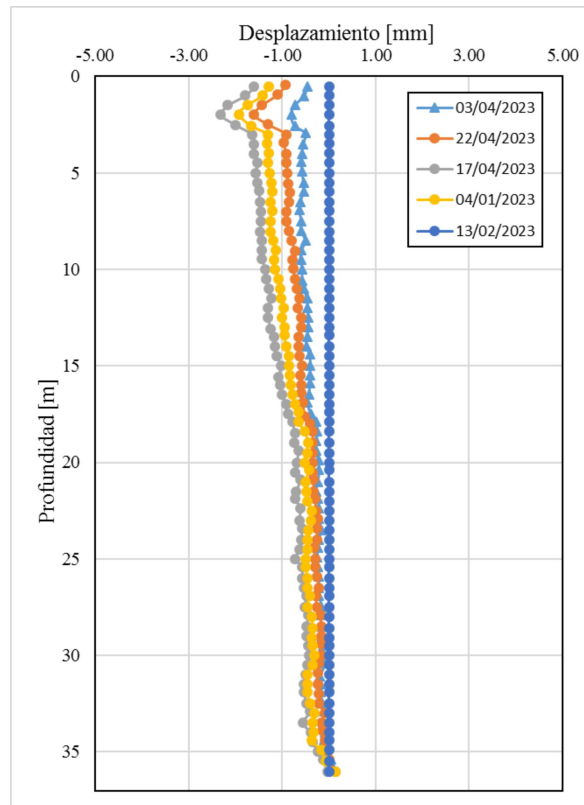
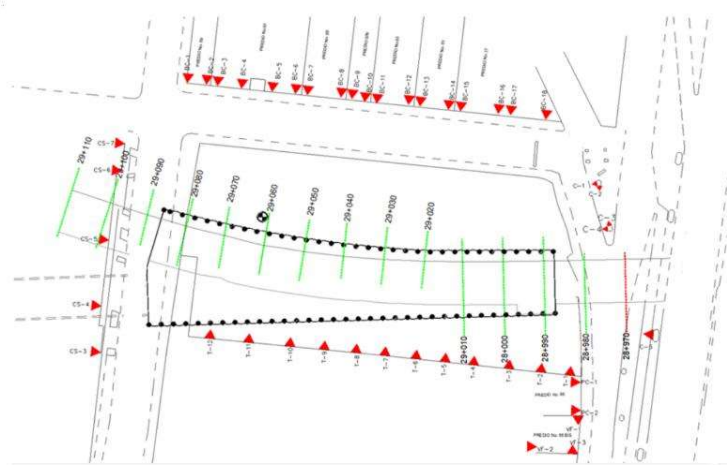


Figura IV.10 Mediciones inclinómetro colocado en abocinamiento en diversas fechas.

Las mediciones realizadas con el inclinómetro se nutren con monitoreo topográfico. Para ello, se colocaron 45 puntos de control en las edificaciones colindantes, los cuales quedan distribuidos de la siguiente forma (Figura IV.11):

- 12 puntos en la cabecera sur de la excavación.
- 5 puntos en la vialidad colindante al poniente.
- 18 puntos en las edificaciones de la calle norte.
- 5 puntos posteriores a la vialidad colindante al oriente.
- 5 puntos la cabecera oriente de la excavación.





*Figura IV.11 Instrumentación zona de estudio.*

Como se observa, estos no se encuentran ubicados en las paredes de la excavación, por lo cual, miden asentamientos en las edificaciones colindantes (desplazamientos en el eje z) y no desplazamientos en los ejes x o y.

En la Figura IV.12, se observa el punto marcado como C – 3, ubicado en la cabecera oriente sobre los pilares del segundo piso del periférico. De esta forma fueron señalados todas las ubicaciones de interés para su monitoreo topográfico.



*Figura IV.12 Punto de control C – 3*



Como se observa, las edificaciones cercanas a esta excavación son de gran interés para la comunidad, además, algunas de ellas representan obras de ingeniería civil complejas. Es por ello, que este tópico se involucra el interés de la población.

#### IV.II.II. Mediciones topográficas

El objetivo principal de este documento es crear un modelo numérico tridimensional que altamente representativo de las condiciones del terreno vinculadas con sus desplazamientos para detectar situaciones de riesgo asociadas al procedimiento constructivo de una excavación con las características mencionadas, por medio de la aplicación de la metodología de análisis inverso en el modelo. Para ello, se recopila de forma continua las mediciones topográficas en campo. Durante el periodo de análisis, esta base de datos se nutre continuamente en la zona de excavación (Figuras IV.13 – IV.16).

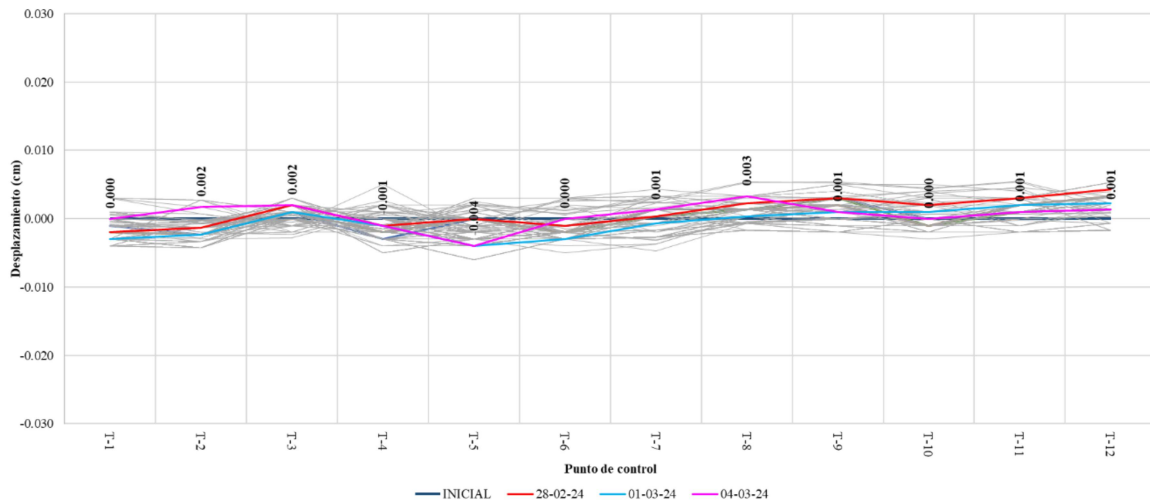


Figura IV.13 Mediciones topográficas de desplazamiento en diversas fechas de puntos de control cabecera sur.



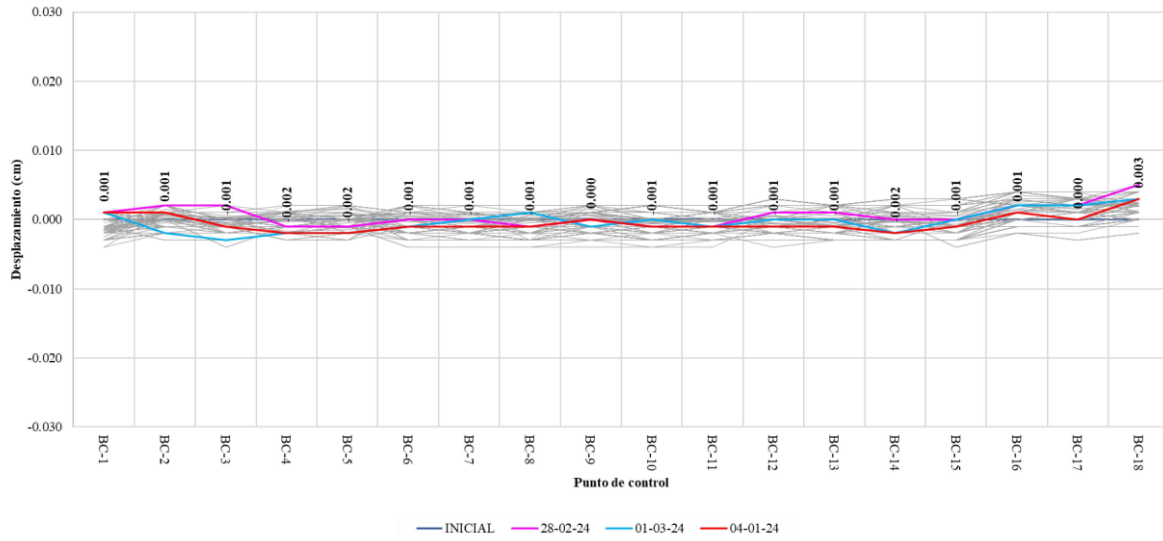


Figura IV.14 Mediciones topográficas de desplazamiento en diversas fechas de puntos de control cabecera norte.

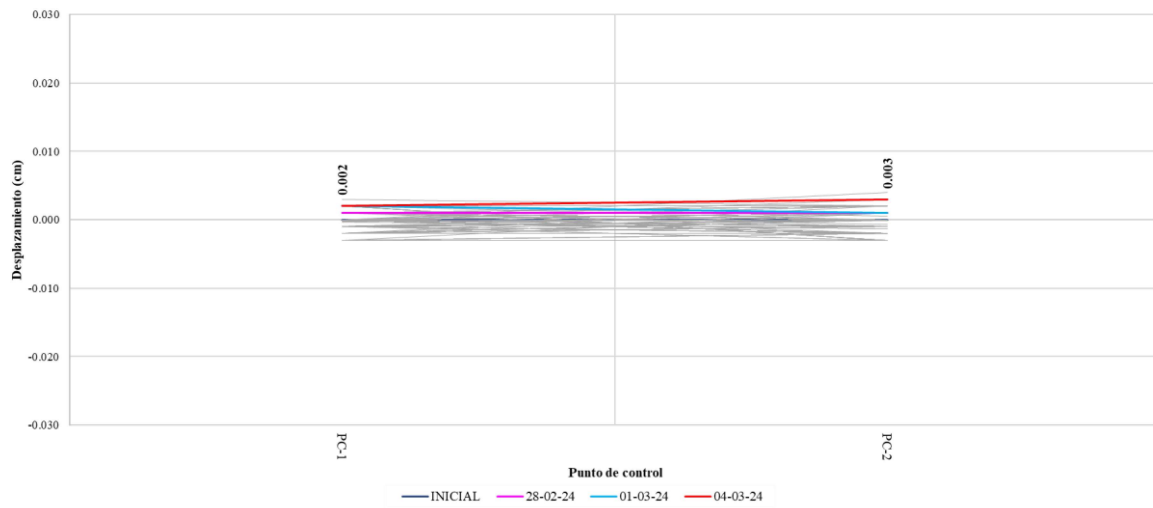


Figura IV.15 Mediciones topográficas de desplazamiento en diversas fechas de puntos de control cabecera oriente.

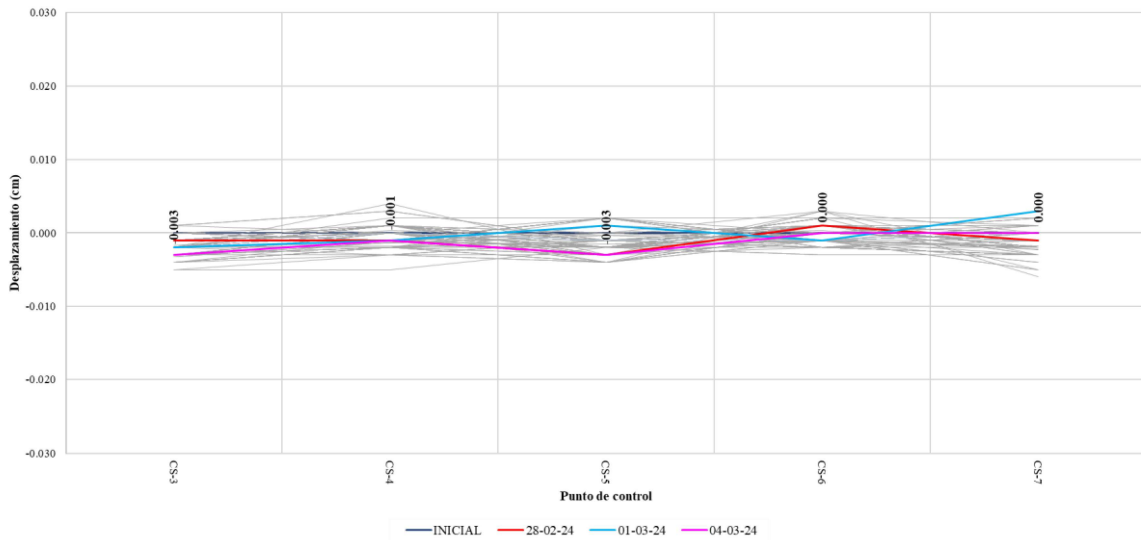


Figura IV.16 Mediciones topográficas de desplazamiento en diversas fechas de puntos de control cabecera poniente.

## V. Análisis de resultados

El presente estudio involucró la calibración del modelo en diversos momentos conforme se nutría la base de datos de mediciones topográficas y se presentaban avances en el sitio de obra. Sin embargo, solo se muestran los parámetros de las calibraciones realizadas en dos momentos del modelado con sus respectivos resultados y comparaciones. Para la selección de estas calibraciones los parámetros fundamentales fueron el avance con el que se contaba en obra y la mejora en la capacidad predictiva del modelo. Es pertinente mencionar que las calibraciones se realizaron en un modelo que contaba únicamente con los elementos de contención que existían físicamente en el sitio de obra.

A continuación, se presentan las condiciones de deformaciones iniciales, es decir, aquellas obtenidas con el primer modelo sin calibrar que servirán como referencia. Posterior a ello se analiza el primer momento de calibración, que se ubica temporalmente a algunos meses del comienzo de la obra.

El primer modelo, que implica la existencia del primer y segundo túnel, así como la totalidad de los elementos de contención del terreno de tipo pilote, muestra que la deformación máxima no sobrepasa los 5 cm en la superficie al terminar la obra.

Los máximos desplazamientos mostrados en el modelo inicial son: eje Z presenta un máximo de 0.002860 m en la cabecera oriente (Figura V.1). Los valores máximos en los ejes X, Y son de 0.001302 m (Figura V.2) y -0.003342 m (Figura V.3) respectivamente. Siendo así que los de mayor valor son aquellos vinculados al eje Y.

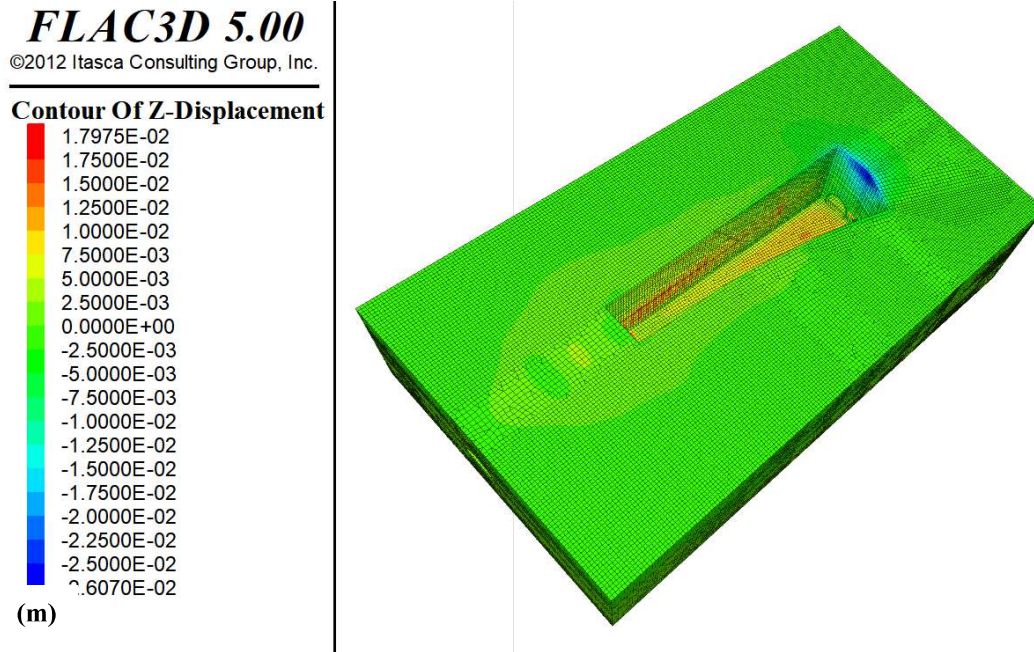


Figura V.1 Desplazamientos eje Z al finalizar la construcción. Primer modelo.

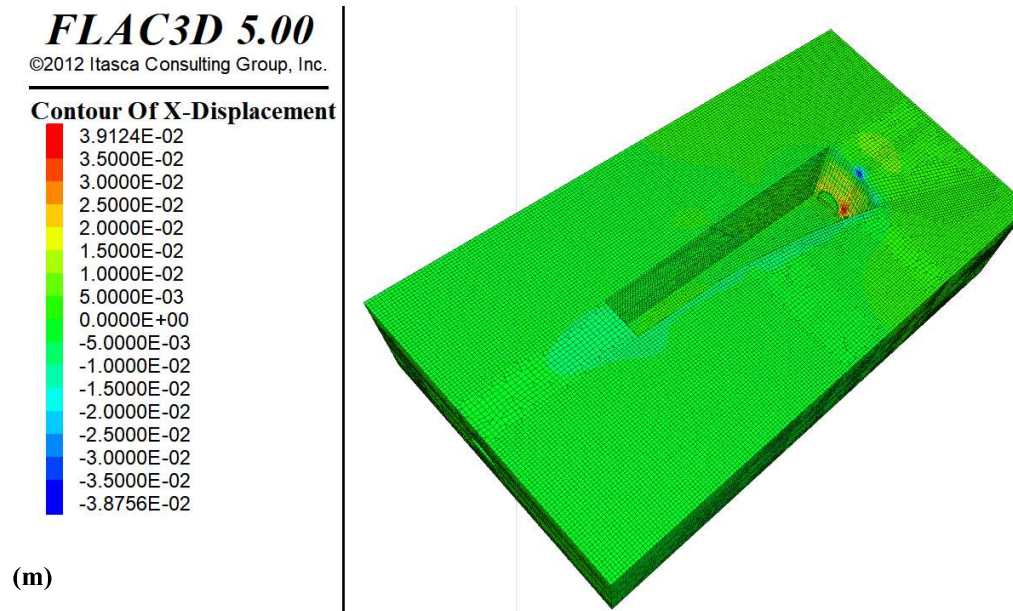


Figura V.2 Desplazamientos eje X al finalizar la construcción. Primer modelo.

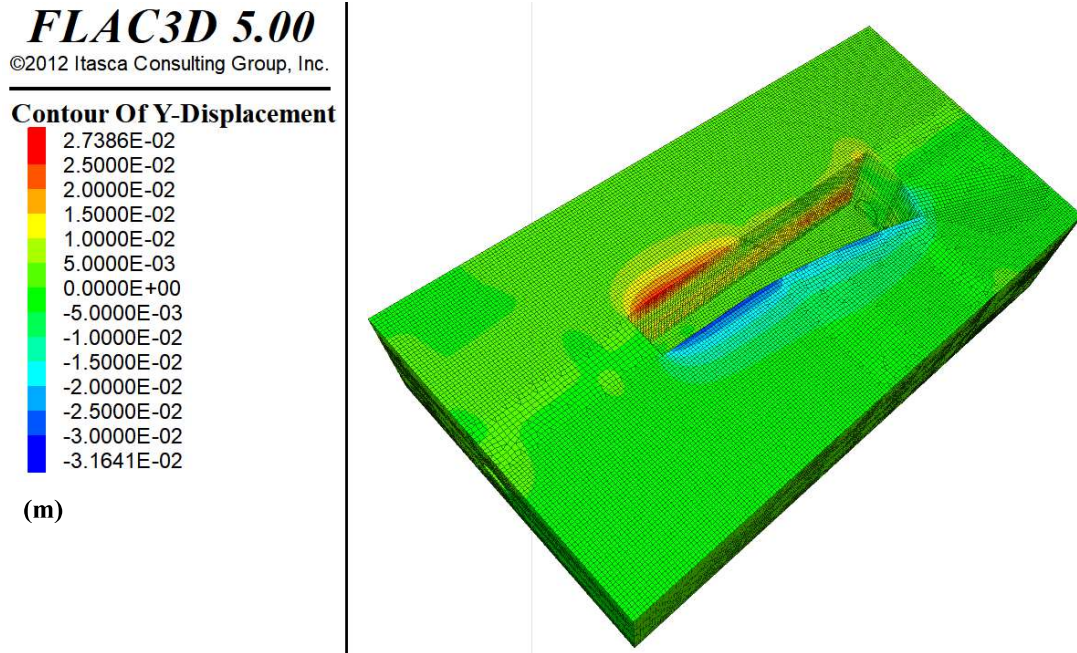


Figura V.3 Desplazamientos eje Y al finalizar la construcción. Primer modelo.

Estos resultados abarcan toda la construcción, es decir, se presentan tras finalizar los trabajos en el sitio de obra.

- i. Resultados previos a primera calibración. Datos topográficos recopilados 07 de febrero del 2024.

Para representar fielmente las condiciones en campo, se realizó el cálculo de los asentamientos integrando únicamente los elementos y etapas de excavación con las que se contaba en campo hasta la fecha indicada (Figura V.4), permitiendo así generar los valores del modelo numérico que se emplearían para comparar contra las mediciones reportadas por topografía en campo (Tablas V.1 – V.4 a V.6 y Figuras V.5 – V.8).

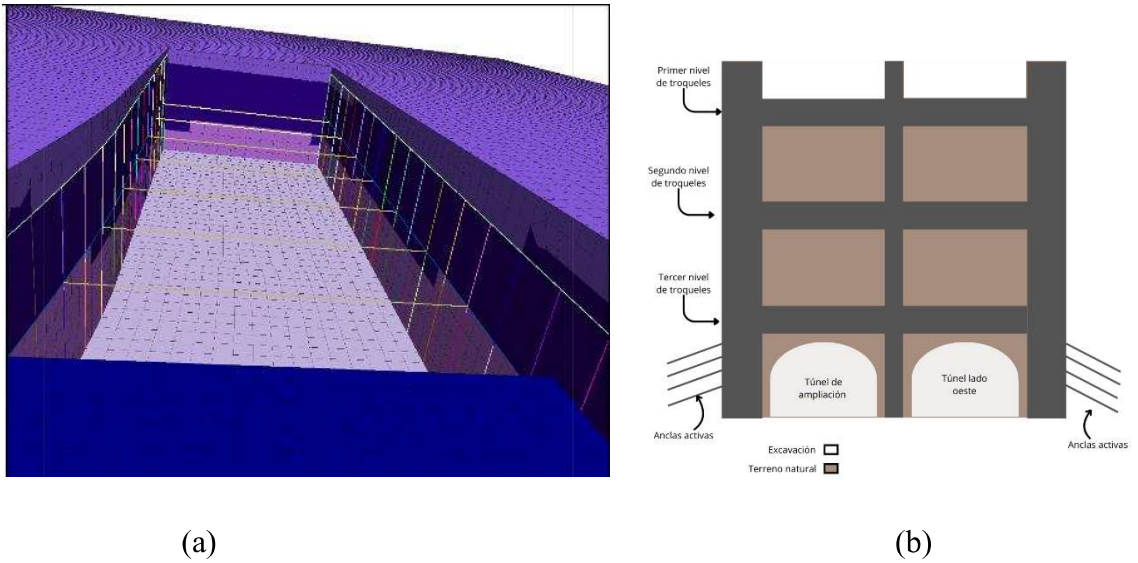


Figura V.4 Avance de excavación y elementos de contención primera calibración (a) Modelo lado oriente (b) Esquema lado poniente.

Tabla V.1 Comparación asentamientos en cabecera sur.

Punto de control	Asentamientos [mm]		Error [%]
	Topografía	Modelo inicial	
T - 1	0	1.225688	100.000
T - 2	0	1.464972	100.000
T - 3	0	1.501641	100.000
T - 4	0	1.757584	100.000
T - 5	0	2.0476	100.000
T - 6	1	1.933865	93.387
T - 7	1	2.026936	102.694
T - 8	2	2.057078	2.854
T - 9	2	1.225971	38.701
T - 10	2	0.3378661	83.107
T - 11	2	-1.084052	154.203
T - 12	1	-3.2924	429.240



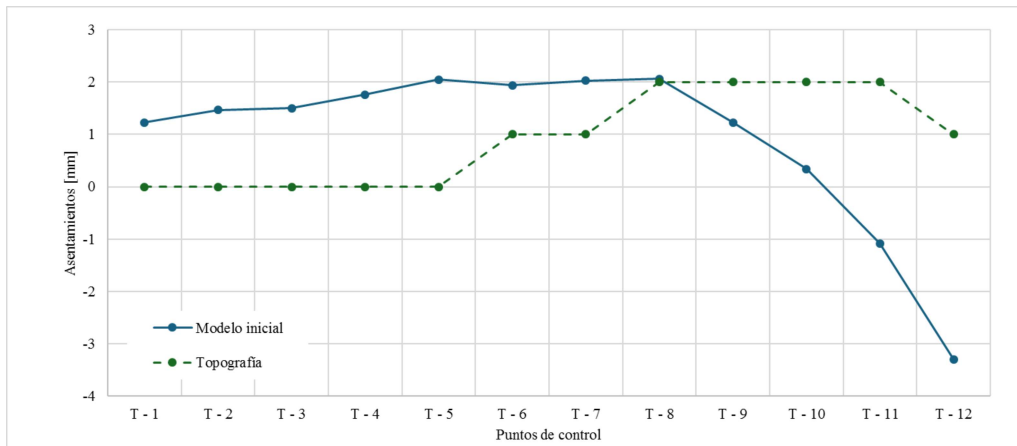


Figura V.5 Gráfica comparativa cabecera sur del modelo inicial vs topografía (07 – feb – 2023)

Tabla V.2 Comparación asentamientos modelo inicial eje cabecera norte

<i>Punto de control</i>	<i>Asentamiento [mm]</i>		<i>Error [%]</i>
	<i>Topografía</i>	<i>Modelo inicial</i>	
BC - 1	0	-1.006648	100.000
BC - 2	-1	-1.184408	18.441
BC - 3	-2	-0.1145928	94.270
BC - 4	1	-1.660526	266.053
BC - 5	0	-1.750418	100.000
BC - 6	0	-1.824969	100.000
BC - 7	0	-1.870624	100.000
BC - 8	1	-1.849982	284.998
BC - 9	0	-1.799335	100.000
BC - 11	1	-1.610161	261.016
BC - 12	0	-1.48924	100.000
BC - 13	0	-1.435881	100.000
BC - 14	1	-1.352285	235.229
BC - 15	1	-1.275512	227.551
BC - 16	2	-1.148171	157.409
BC - 17	-2	-1.061515	46.924
BC - 18	-2	-0.8955118	55.224

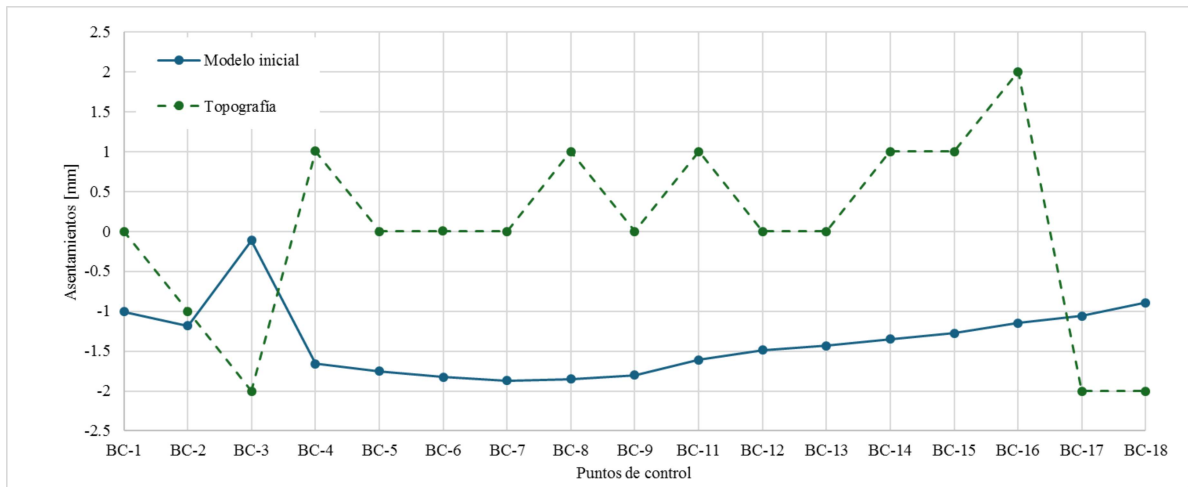


Figura V.6 Gráfica comparativa cabecera norte del modelo inicial vs topografía (07 – feb – 2023)

Tabla V.3 Comparación asentamientos modelo inicial eje cabecera oriente,

<i>Punto de control</i>	<i>Asentamientos [mm]</i>		<i>Error [%]</i>
	<i>Topografía</i>	<i>Modelo inicial</i>	
C-1	0	0.9251326	100.000
C-2	-1	0.9239311	192.393
C-3	-2	1.242739	162.137
C-4	-1	1.738679	273.868
C-5	0	0.5183303	100.000
PC-1	-1	0.9127427	191.274
PC-2	-1	0.4232895	142.329
VF-1	-2	0.1038452	105.192
VF-3	-1	-0.2649533	73.505
VF-2	-2	-0.3796975	81.015



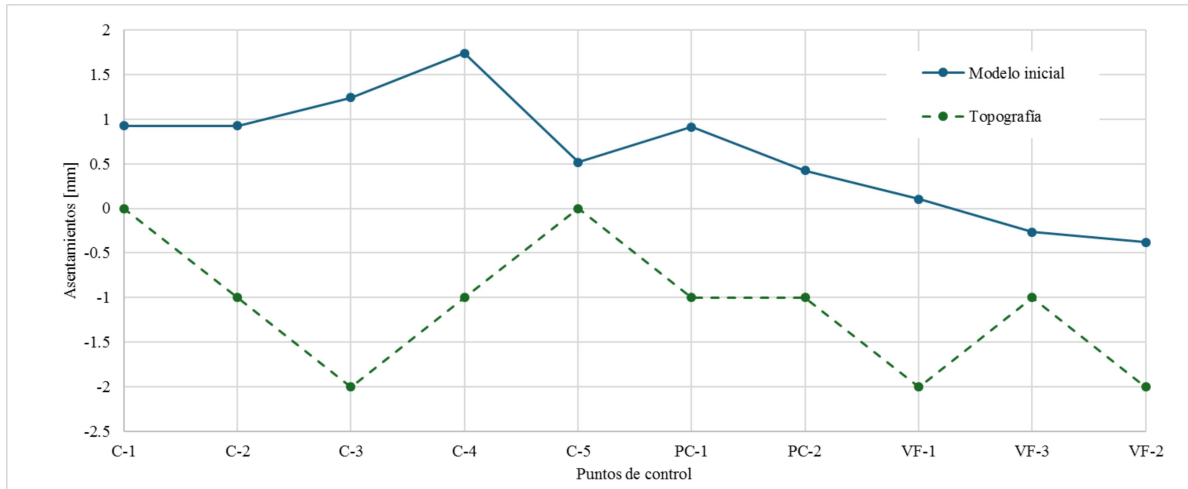


Figura V.7 Gráfica comparativa cabecera oriente del modelo inicial vs topografía (07 – feb – 2023).

Tabla V.4 Comparación asentamientos modelo inicial eje cabecera poniente.

<i>Punto de control</i>	<i>Asentamientos [mm]</i>		<i>Error [%]</i>
	<i>Topografía</i>	<i>Modelo inicial</i>	
CS - 3	2	-2.85085	242.543
CS - 4	1	-4.186637	518.664
CS - 5	2	-4.920183	346.009
CS - 6	0	-0.6902958	100.000
CS - 7	1	-0.3855366	138.554

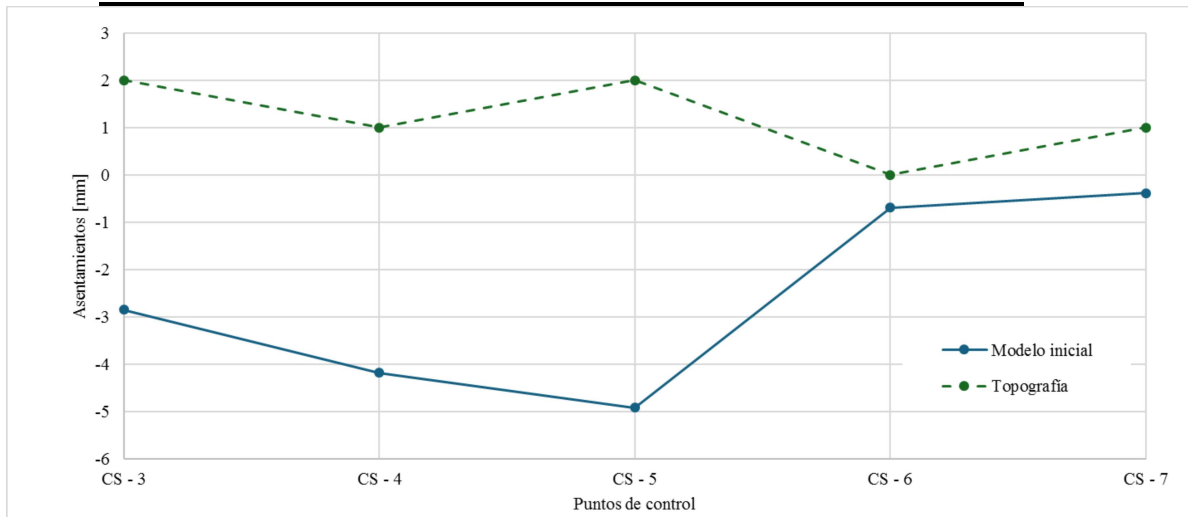


Figura V.8 Gráfica comparativa cabecera poniente del modelo inicial vs topografía (07 – feb – 2023).



Para la aplicación del análisis inverso que integra la presente tesis, se modifican los parámetros geotécnicos que constituyen el modelo numérico. La calibración fue un proceso reiterativo durante el seguimiento en campo del proceso de excavación a cielo abierto.

ii. Resultados primera calibración: 07 de febrero del 2024.

De acuerdo con la información presentada, se concluye que para la primera calibración es necesario modificar el Módulo de Young, cohesión y Coeficiente de Poisson de los primeros dos estratos, concluyendo en los parámetros mostrados en la Tabla V.5. Se procede a modificar estos parámetros bajo las siguientes consideraciones:

- A) Cohesión: representa la resistencia interna del suelo a la deformación y al deslizamiento. Ajustar este parámetro refleja con mayor precisión las características de resistencia del suelo, lo que es esencial para modelar la estabilidad y el comportamiento estructural del terreno.
- B) Coeficiente de Poisson: expresa la relación entre la deformación lateral y longitudinal. En suelos más rígidos, este valor es menor, dado que su capacidad para experimentar deformaciones antes de alcanzar su ruptura es limitada en comparación con suelos más elásticos. La decisión de aumentar el coeficiente de Poisson se basa en la necesidad de simular una mayor deformabilidad lateral en el suelo. Esta propiedad es crítica para capturar con precisión la interacción entre las cargas aplicadas y la respuesta del terreno.
- C) Módulo de Young: parámetro que cuantifica la relación entre el esfuerzo aplicado y la deformación resultante en el material. Un valor elevado del módulo de Young indica que el material puede soportar mayores esfuerzos con menores deformaciones. Sin embargo, en el contexto de este análisis, es necesario incrementar las deformaciones del suelo para lograr una modelación precisa de las condiciones geotécnicas de la zona estudiada. La reducción del Módulo de Young se justifica por la necesidad de incrementar la deformación bajo esfuerzos aplicados. Esto permite reflejar de manera más fiel el comportamiento del suelo en la zona, donde las condiciones reales muestran una mayor susceptibilidad a la deformación. La disminución del módulo de Young facilita una mayor absorción de esfuerzos, lo cual



es esencial para modelar adecuadamente el comportamiento mecánico del suelo y su capacidad de deformación bajo cargas.

Es pertinente mencionar que dichas modificaciones se realizan únicamente a las primeras dos unidades geotécnicas. Esta delimitación se realiza debido a que son las únicas unidades geotécnicas vinculadas con las etapas constructivas hasta la fecha de calibración. Permitiendo que el cambio de esfuerzos sea poco percibido en los estratos inferiores.

*Tabla V.5 Parámetros de caracterización geotécnica modificados para primera calibración.*

<i>Unidad</i>	<i>N<sub>SPT</sub></i>	<i>γ</i> (ton/m <sup>3</sup> )	<i>c</i> (ton/m <sup>2</sup> )	<i>φ</i> (°)	<i>E</i> (ton/m <sup>2</sup> )	<i>ν</i>
UG-1	25	1.50	1.00	25	509.2	0.26
UG-2	54	1.70	1.00	33	1529.1	0.25

Con base en ello, se obtienen nuevamente los resultados del modelo vinculado con los asentamientos del sitio de construcción (Tablas V.6 – V.9 y Figuras V.9 – V.12).

*Tabla V.6 Comparación asentamientos eje cabecera sur modelo primera calibración.*

<i>Punto de control</i>	<i>Asentamientos [mm]</i>		<i>Error [%]</i>
	<i>Topografía</i>	<i>Modelo calibrado</i>	
T - 1	0	0.2863875	100.000
T - 2	0	0.2794439	100.000
T - 3	0	0.1484935	100.000
T - 4	0	0.286918	100.000
T - 5	0	0.3883468	100.000
T - 6	1	0.6506779	34.932
T - 7	1	1.136854	13.685
T - 8	2	1.67185	16.408
T - 9	2	2.10951	5.476
T - 10	2	2.470851	23.543
T - 11	2	2.454688	22.734
T - 12	1	1.833474	83.347

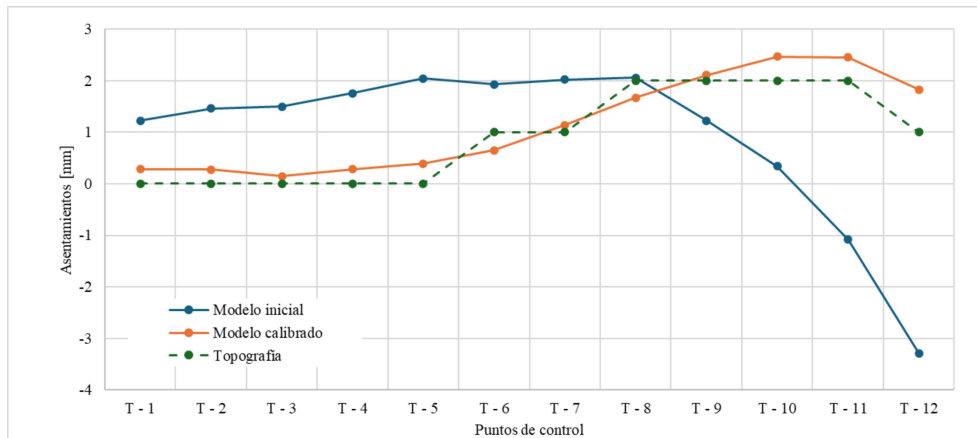


Figura V.9 Gráfica comparativa cabecera sur del primer modelo calibrado vs topografía.

Tabla V.7 Comparación asentamientos eje cabecera norte modelo primera calibración.

Punto de control	Asentamientos [mm]		Error [%]
	Topografía	Modelo calibrado	
BC-1	0	-0.4353622	100.000
BC-2	-1	-0.6749856	32.501
BC-3	-2	-0.8550037	57.250
BC-4	1	-1.106507	210.651
BC-5	0	-1.191806	100.000
BC-6	0	-1.218745	100.000
BC-7	0	-1.148359	100.000
BC-8	1	-1.001532	200.153
BC-9	0	-0.7907735	100.000
BC-11	1	-0.397814	139.781
BC-12	0	-0.1593419	100.000
BC-13	0	-0.0943729	100.000
BC-14	1	-0.0153962	101.540
BC-15	1	0.01566673	98.433
BC-16	2	0.05332882	97.334
BC-17	-2	0.04661644	102.331
BC-18	-2	0.01550782	100.775

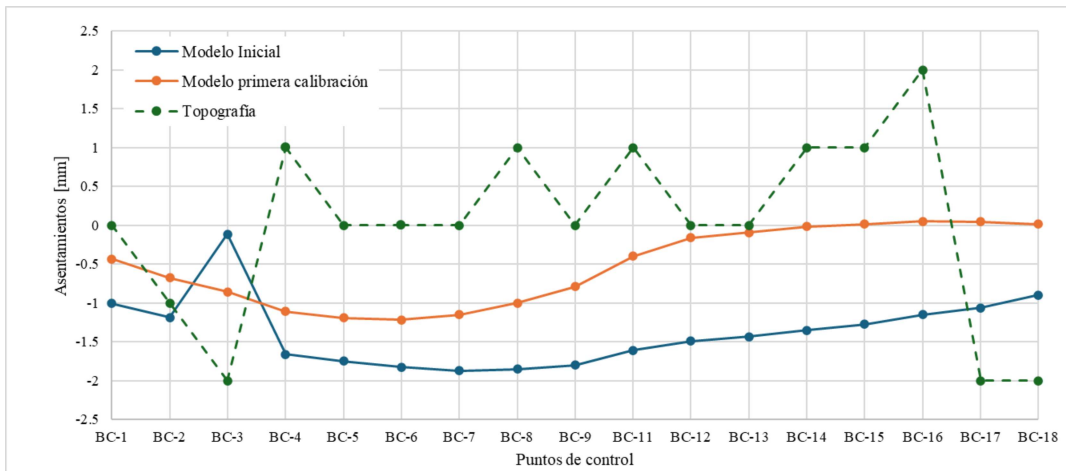


Figura V.10 Gráfica comparativa cabecera norte del primer modelo calibrado vs topografía.

Tabla V.8 Comparación asentamientos eje cabecera poniente modelo primera calibración.

Punto de control	Asentamientos [mm]		Error [%]
	Topografía	Modelo calibrado	
CS - 3	2	-0.3764169	118.821
CS - 4	1	-0.7969792	179.698
CS - 5	2	-0.9068458	145.342
CS - 6	0	0.5348253	100.000
CS - 7	1	0.2135157	78.648

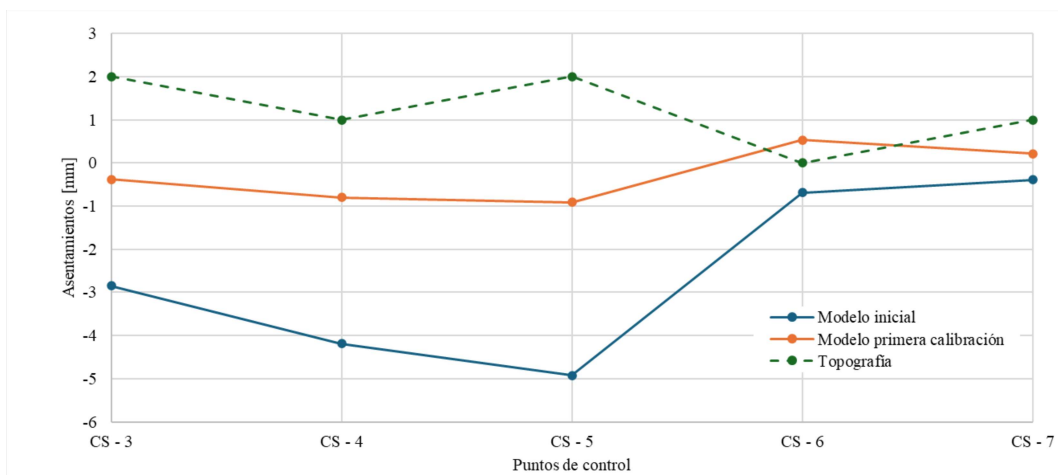


Figura V.11 Gráfica comparativa cabecera poniente del primer modelo calibrado vs topografía.



Tabla V.9 Comparación asentamientos eje cabecera oriente modelo primera calibración.

Punto de control	Asentamientos [mm]		Error [%]
	Topografía	Modelo calibrado	
C-1	0	0.2592501	100.000
C-2	-1	0.2648193	126.482
C-3	-2	0.3854818	119.274
C-4	-1	0.6144469	161.445
C-5	0	0.07656747	100.000
PC-1	-1	0.2265945	122.659
PC-2	-1	0.1476741	114.767
VF-1	-2	0.09997521	104.999
VF-3	-1	0.07792796	107.793
VF-2	-2	0.1941844	109.709

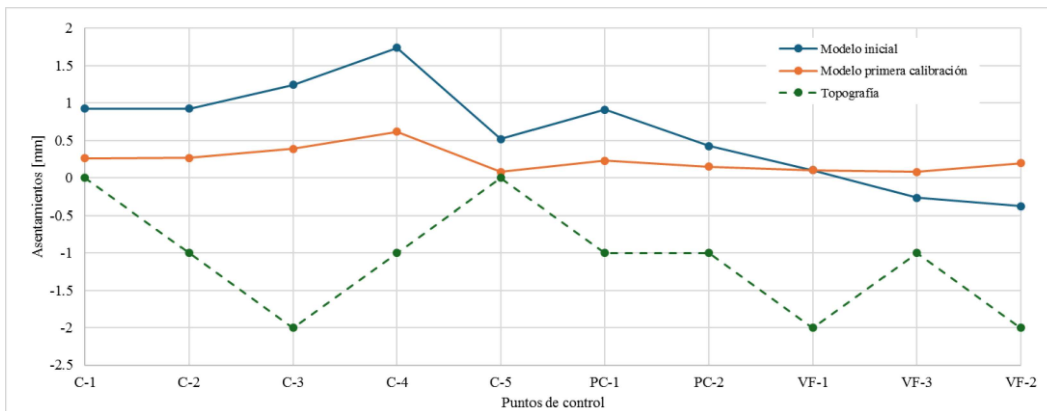


Figura V.12 Gráfica comparativa cabecera oriente del primer modelo calibrado vs topografía.

iii. Resultados segunda calibración: 07 de febrero del 2024.

Con base en los datos obtenidos de la fase anterior, se determinó que es necesario iterar la aplicación del análisis inverso. En esta ocasión, se procede a aumentar el coeficiente de Poisson y disminuir el módulo de Young, concluyendo en los valores indicados en la Tabla V.10. Se mantiene la modificación de los parámetros geotécnicos únicamente en los primeros dos estratos, ya que son los que presentan avances en la construcción.

Tabla V.10. Parámetros de caracterización geotécnica modificados para segunda calibración

<i>Unidad</i>	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	$c$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$E$ (ton/m <sup>2</sup> )	$\nu$
UG-1	1.50	1.00	25	509.4	0.28
UG-2	1.70	1.00	33	1029.1	0.29

Posterior a esta calibración, se emplea la medición topográfica más cercana a la fecha de análisis para generar la comparativa de los resultados obtenidos en el modelo contra aquellos recopilados en campo. Esto con el objetivo de disminuir la función error definida entre ambos valores, obteniendo un modelo más representativo del área. El avance en la zona de excavación presentó significativos progresos (Figura V.13), por ello se considera relevante este punto de calibración para el análisis inverso. Los resultados de asentamientos se muestran en las Tablas V.11 – V.14 con sus respectivas gráficas (véase Figuras V.14 – V.17).

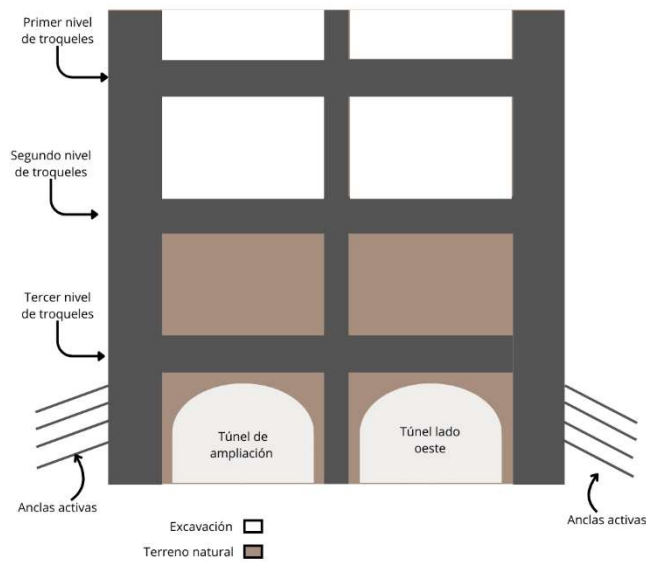


Figura V.13 Esquema de avance de excavación y elementos de contención segunda calibración lado poniente.



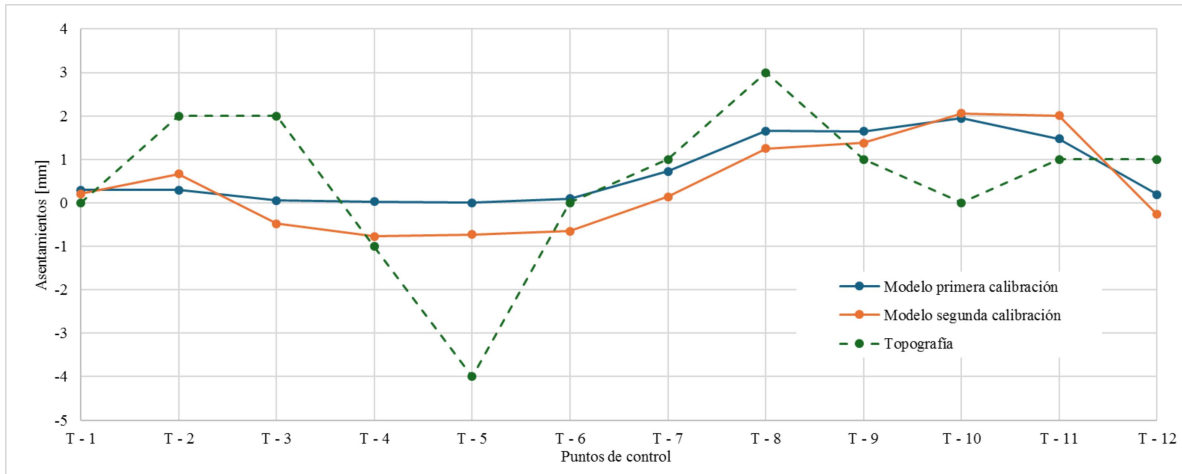


Figura V.14. Gráfica comparativa cabecera sur del segundo modelo calibrado vs topografía.

Tabla V.11. Comparación asentamientos eje cabecera sur modelo segunda calibración.

Punto de control	Asentamientos [mm]		Error [%]
	Topografía	Modelo segunda calibración	
T - 1	0	0.2099762	100.000
T - 2	2	0.6645855	66.771
T - 3	2	-0.4759618	123.798
T - 4	-1	-0.774126	22.587
T - 5	-4	-0.7297968	81.755
T - 6	0	-0.6496364	100.000
T - 7	1	0.1409544	85.905
T - 8	3	1.253945	58.202
T - 9	1	1.382393	38.239
T - 10	0	2.056536	100.000
T - 11	1	2.008326	100.833
T - 12	1	-0.2638277	126.383

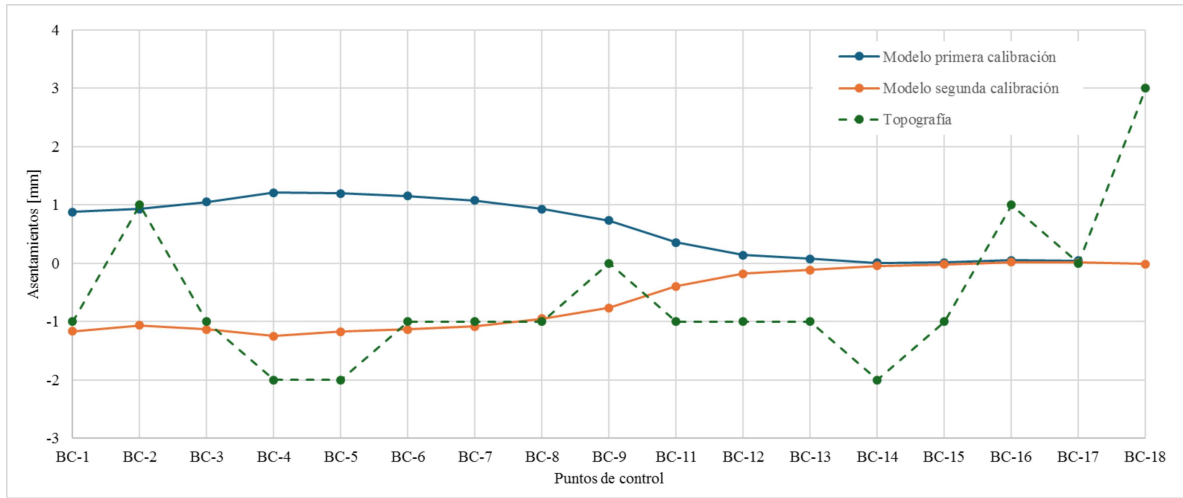


Figura V.15. Gráfica comparativa cabecera norte del segundo modelo calibrado vs topografía.

Tabla V.12. Comparación asentamientos eje cabecera norte modelo segunda calibración.

Punto de control	Asentamientos [mm]		Error [%]
	Topografía	Modelo 2 calibrado	
BC-1	-1	-1.1604	16.037
BC-2	1	-1.0618	206.179
BC-3	-1	-1.1298	12.984
BC-4	-2	-1.2477	37.615
BC-5	-2	-1.1724	41.380
BC-6	-1	-1.1314	13.140
BC-7	-1	-1.0780	7.796
BC-8	-1	-0.9493	5.070
BC-9	0	-0.7595	100.000
BC-11	-1	-0.3929	60.708
BC-12	-1	-0.1759	82.407
BC-13	-1	-0.1152	88.476
BC-14	-2	-0.0449	97.756
BC-15	-1	-0.0140	98.603
BC-16	1	0.0216	97.836
BC-17	0	0.0154	100.000
BC-18	3	-0.0091	100.304

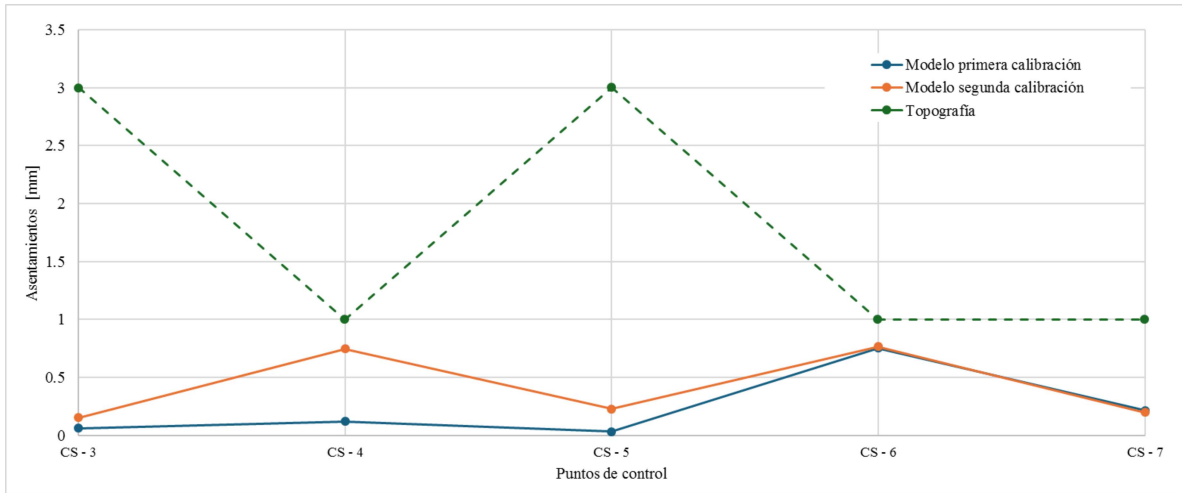


Figura V.16. Gráfica comparativa cabecera poniente del segundo modelo calibrado vs topografía.

Tabla V.13. Comparación asentamientos eje cabecera poniente modelo segunda calibración.

Punto de control	Asentamientos [mm]		Error [%]
	Topografía	Modelo 2 calibrado	
CS - 3	3	0.1541	94.862
CS - 4	1	0.7466	25.336
CS - 5	3	0.2299	92.337
CS - 6	1	0.7658	23.425
CS - 7	1	0.1982	80.182

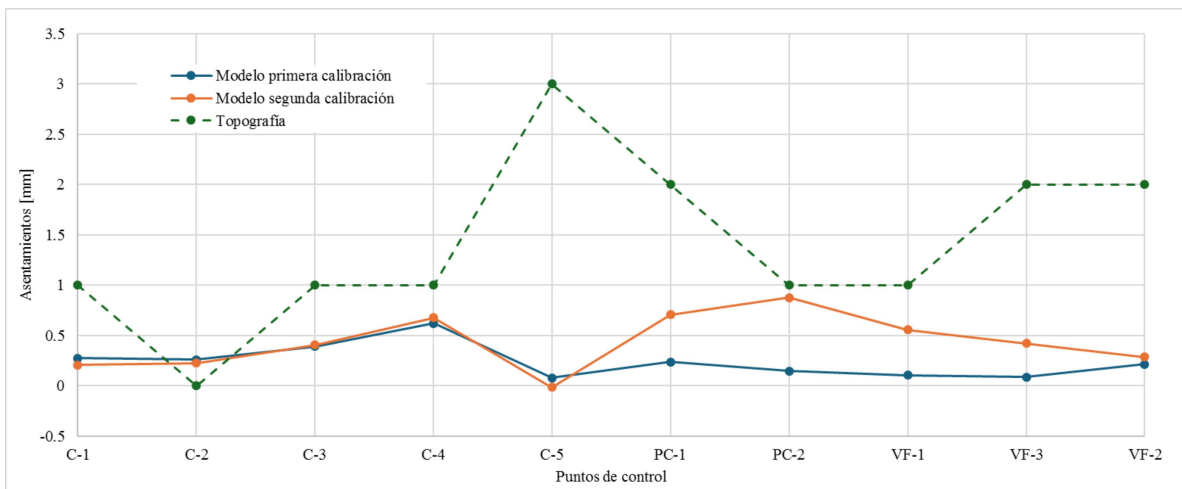


Figura V.17. Gráfica comparativa cabecera oriente del segundo modelo calibrado vs topografía.



Tabla V.14. Comparación asentamientos eje cabecera oriente modelo segunda calibración.

<i>Punto de control</i>	<i>Asentamientos [mm]</i>		<i>Error [%]</i>
	<i>Topografía</i>	<i>Modelo 2 calibrado</i>	
C-1	1	0.2066	79.335
C-2	0	0.2267	100.000
C-3	1	0.4042	59.580
C-4	1	0.6755	32.449
C-5	3	-0.0170	100.567
PC-1	2	0.7082	64.592
PC-2	1	0.8759	12.412
VF-1	1	0.5567	44.329
VF-3	2	0.4208	78.960
VF-2	2	0.2870	85.648

#### iv. Factor de seguridad

La seguridad con la que se realiza una excavación se encuentra vinculada analíticamente con el factor de seguridad para el cual se diseña, que se define como la relación entre la capacidad del suelo y las cargas actuantes para garantizar que éste pueda soportar sin llegar a fallar (Ecuación V.1). En este caso, se puede obtener con mayor certeza los valores de este factor para las diferentes zonas que se definen en el modelo numérico. Esto debido a que cada50 una se encuentra relacionada con parámetros geotécnicos distintos según su unidad geotécnica, además, cada nodo se ubica a diferente distancia del lugar donde se realiza el cambio de esfuerzos, lo que significa que se ve influenciado por este de diferente forma. En la Figura V.18, se logra observar el coeficiente asociado a cada elemento del modelo, donde se observa que el rango de este varía desde 1.1 hasta 3. Para la obtención de esta información se implementó una subrutina en FLAC <sup>3D</sup> (Itasca, 2012) en el modelo calibrado una vez que se terminaron todas las etapas de la excavación.

$$FS = \frac{q_u}{q_a} \quad \text{(Ecuación V.1)}$$

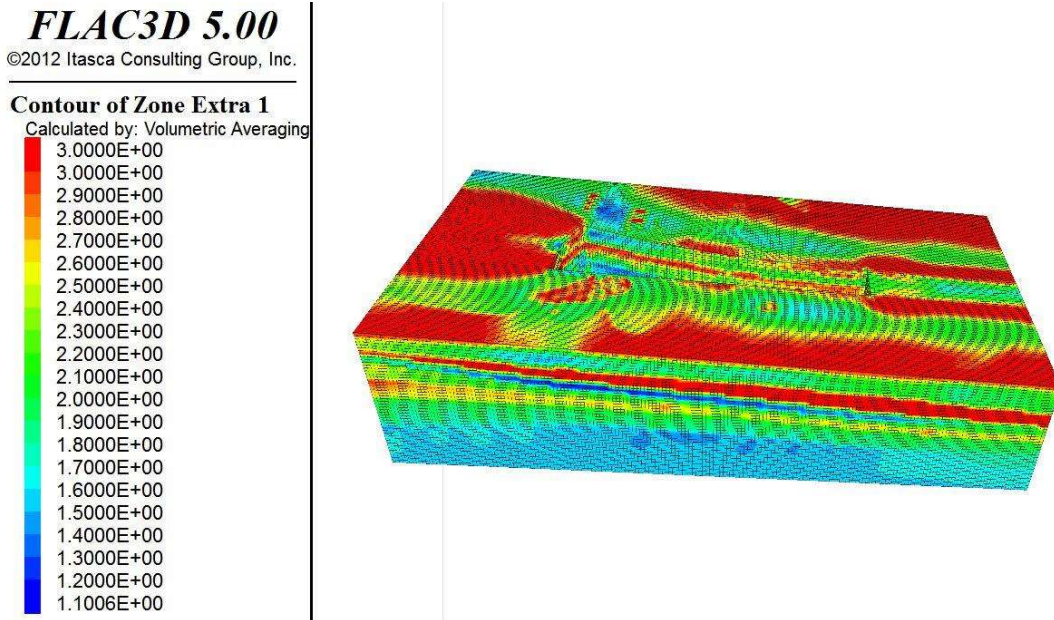


Figura V.18 Valor de factor de seguridad para el modelo calibrado.

v. Desplazamientos en anclas

Para el monitoreo de desplazamientos en las paredes de la excavación, se emplean las mediciones topográficas obtenidas de los puntos de control RO – 01 y RO – 02 ubicados en la cabecera oriente entre los ejes A – C (Figura V.19). Estos reportan los desplazamientos de las paredes de excavación para los tres ejes cartesianos.

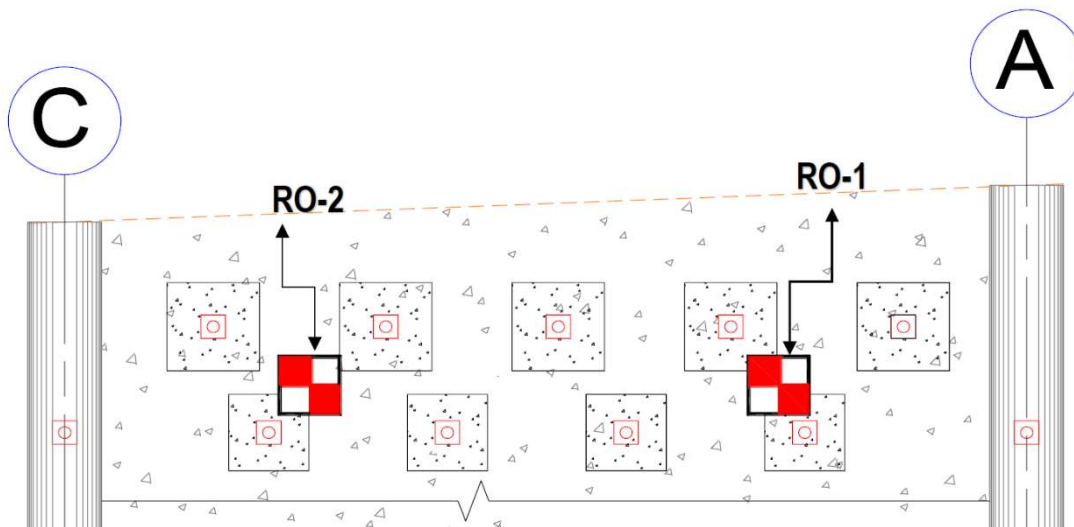


Figura V.19. Ubicación de puntos RO – 01 y RO – 02.



Se cuenta con mediciones desde el 07 de septiembre del 2023 hasta el 02 de mayo del 2024. Para generar la comparativa respecto a los desplazamientos de estos puntos se emplearon etapas del procedimiento constructivo donde el avance en obra era equivalente a las modificaciones generadas en el modelo. Es por ello por lo que en las Figuras V.20 – V.25 se observan segmentos de línea recta comparados con diversas fechas en campo. Es decir, para un periodo determinado de tiempo durante el cual se trabajó la etapa constructiva, se asoció a una etapa del modelo numérico.

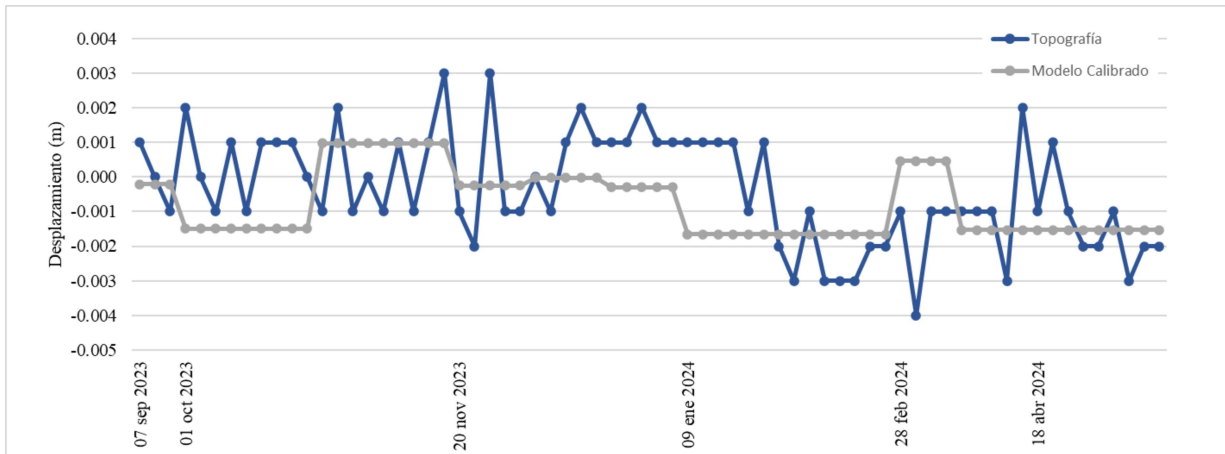


Figura V.20. Desplazamientos RO – 01 en eje x.

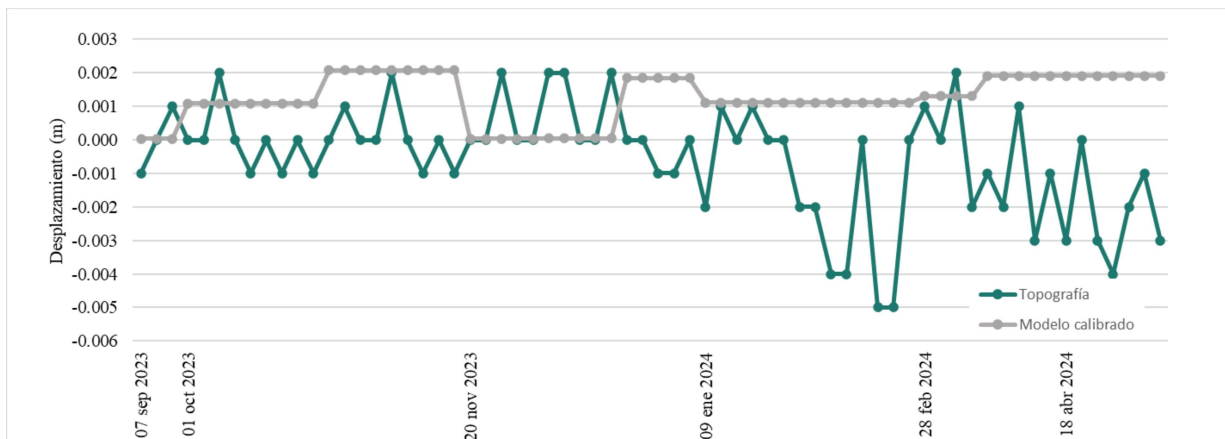


Figura V.21. Desplazamientos RO – 01 en eje y.



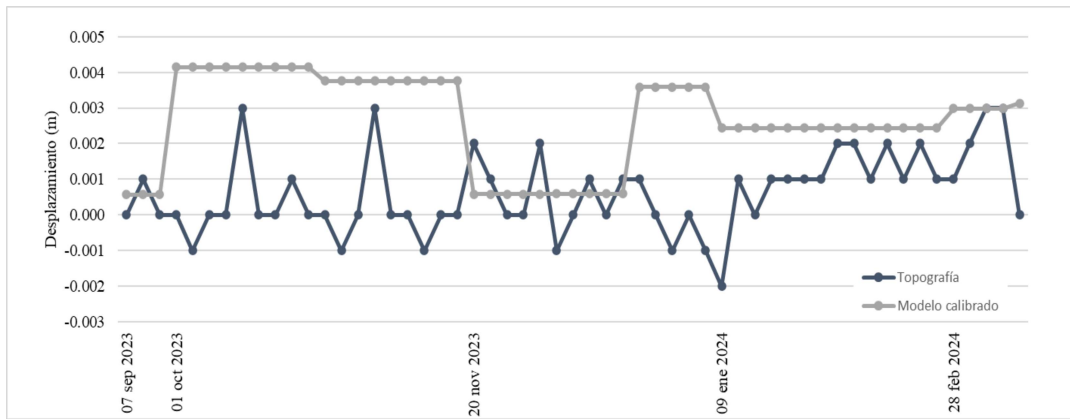


Figura V.22. Desplazamientos RO – 01 en eje z.

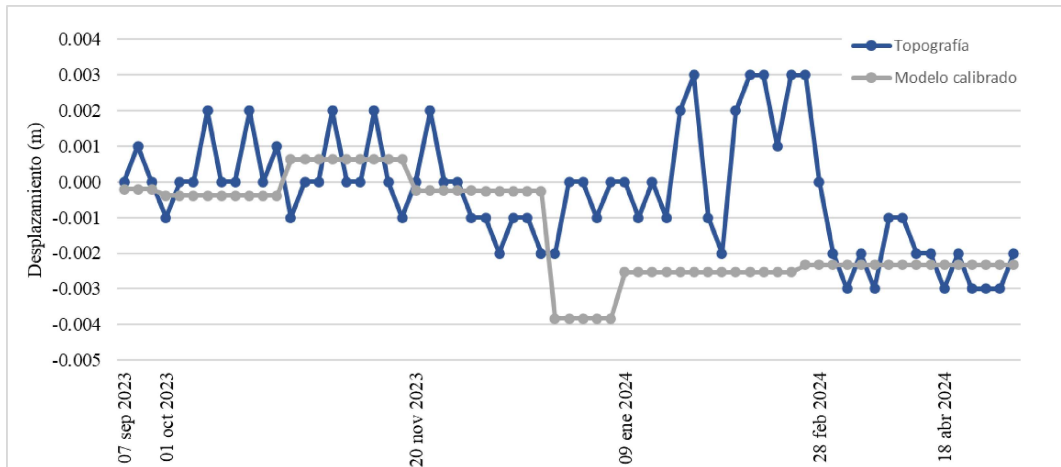


Figura V.23. Desplazamientos RO – 02 en eje x.

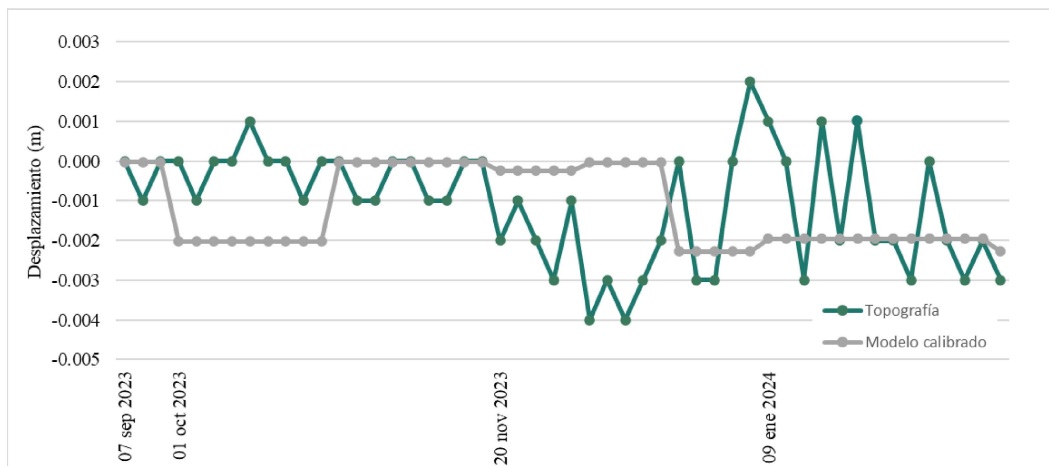


Figura V.24. Desplazamientos RO – 02 en eje y.

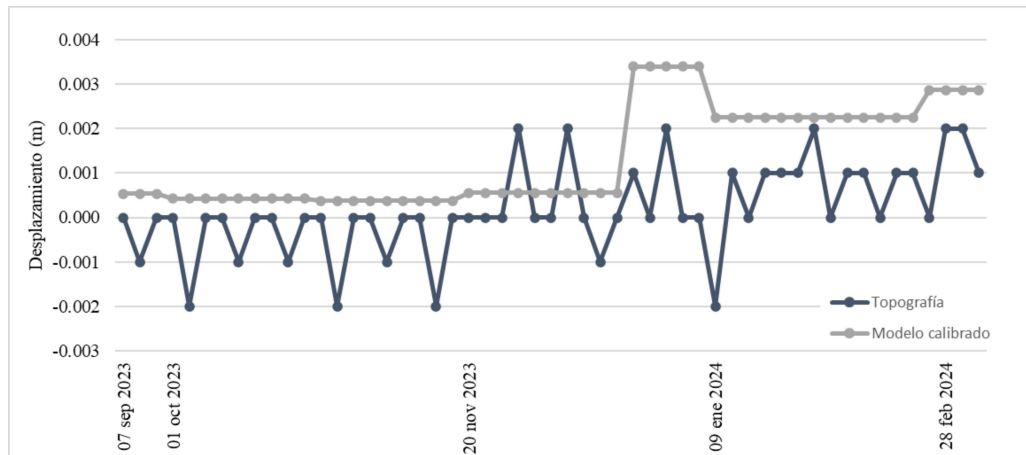


Figura V.25. Desplazamientos RO – 02 en eje z.

La calibración del modelo mediante análisis inverso implica ajustar parámetros geotécnicos específicos para minimizar las discrepancias entre las mediciones reales y los resultados simulados, logrando una representación fiel de las condiciones del sitio y mejorando la comprensión de la estabilidad de excavaciones apuntaladas en entornos urbanos, especialmente en áreas donde la construcción subterránea intercepta con estructuras existentes y espacios públicos.

El error promedio del modelo original es de 148.15%. Esto representa una notoria diferencia entre las mediciones topográficas y las generadas por medio del modelo. Este valor resulta significativo porcentualmente, sin embargo, se deben de tener en cuenta las siguientes consideraciones para generar una evaluación integral de los resultados:

1. El margen de error del equipo topográfico es de  $\pm 3$  mm, valor cercano al máximo de deformación esperado con el modelo inicial en el eje y donde se presentan 3.3 mm.
2. La estratigrafía de la zona indica que se cuenta con materiales altamente competentes, es decir, son capaces de soportar altas sollicitaciones de carga con bajas deformaciones, debido a que se encuentra constituido de suelo que cuenta con una matriz de material bien cementado. Por lo cual se trabaja con desplazamientos del orden de los milímetros durante las etapas del proceso constructivo.



3. Los puntos de control topográficos no se encuentran sobre las paredes de excavación, lo que modifica la percepción de las partículas del suelo sobre el cambio en el estado de esfuerzos vinculados con el procedimiento constructivo.

Las deformaciones esperadas son menores a los 5 mm con el primer modelo previo a la calibración. Cabe mencionar que, en el presente documento, se analizaron los asentamientos generados en el terreno circundante a la zona de excavación, es decir, los desplazamientos calculados en el modelo vinculados con el eje z, de acuerdo con los ejes establecidos al inicio de la construcción del MEF. Debido al alcance temporal, se implementaron cambios únicamente a los dos primeros estratos del modelo numérico que constituye el caso de estudio de la excavación, siendo notoria la disminución en los parámetros del Módulo de Young, cohesión y Coeficiente de Poisson. Su modificación se basó en la constante interpretación de resultados y comprensión de las relaciones existentes entre estos parámetros geotécnicos y los valores de asentamiento obtenidos.

#### V.II. Resultados del modelo calibrado e impacto en el diseño

Con la implementación de la metodología de análisis inverso de calibración, se logró una notable disminución en el porcentaje de error promedio. Al finalizar la primera calibración, el error promedio entre el modelo original y el modelo calibrado se redujo en un 49.73%. Posteriormente, al concluir la segunda calibración, este valor se decrementó en un 20.12% adicional. Concluyendo con que el proceso de calibración inversa mejoró en un 69.86% la capacidad predictiva del modelo original, cumpliendo así con los objetivos establecidos en el presente documento.

La información obtenida a través del modelo calibrado, caracterizada por su alta representatividad, permite detectar situaciones de riesgo potencial, optimizar procedimientos constructivos y realizar un monitoreo constante de edificaciones vecinas. Estas capacidades son cruciales para prevenir situaciones adversas que podrían afectar a la población involucrada en el proyecto.

Por otro lado, es pertinente mencionar que, durante el periodo de análisis del presente documento, el avance de la excavación abarcó únicamente de la segunda a la cuarta etapa del



proceso constructivo, por lo cual, el terreno no presentó cambios abruptos del estado de esfuerzos debido a que su construcción involucró largos periodos de tiempo.

### *V.II.I. Desplazamientos*

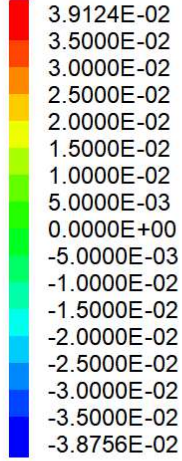
Con base en los resultados del último modelo calibrado, se concluye que el eje  $x$  es aquel que presenta el valor más alto vinculado con los desplazamientos. Este se muestra al finalizar el proceso constructivo, con el valor de 0.03912 m (Figura V.26), el cual incrementó significativamente en comparación con los 0.00286 m calculados con el primer modelo. Es pertinente señalar que dicho valor se presenta en las paredes de la excavación del modelo, lugar donde las partículas de suelo presentan el mayor cambio en el estado de esfuerzos. Esto genera una diferencia notable en comparación con los valores empleados para la calibración del modelo, ya que estos se obtuvieron empleando el valor de asentamiento de nodos ubicados en el plano  $xy$  superior del modelo.

Por otro lado, respecto a los ejes restantes se calcula que los máximos valores de los desplazamientos son de -0.02607 m para el eje  $z$  y -0.031641 m en el eje  $y$  (Figuras V.27 y V.28). Se concluye que el eje que presentará los valores más elevados de desplazamiento con base en el modelo calibrado es el eje  $x$ , los cuales indican que se moverán las partículas del suelo pertenecientes a las paredes de la zona de excavación hacia el centro de la excavación.

### FLAC3D 5.00

©2012 Itasca Consulting Group, Inc.

#### Contour Of X-Displacement



(m)

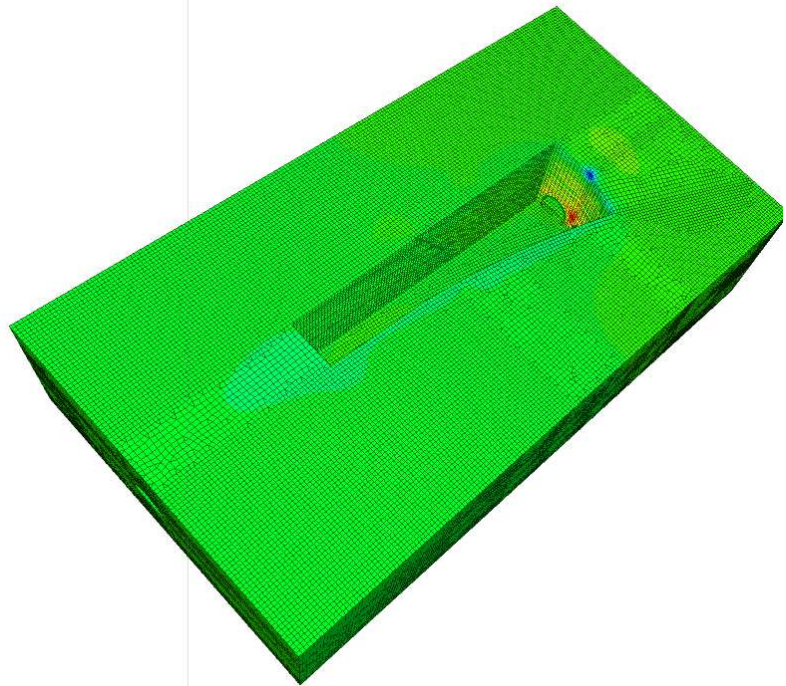
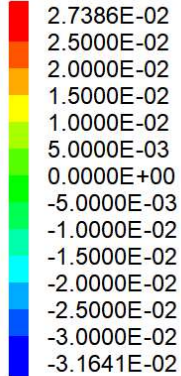


Figura V.26. Contorno de desplazamientos eje x del modelo calibrado desarrollado en FLAC 3D

### FLAC3D 5.00

©2012 Itasca Consulting Group, Inc.

#### Contour Of Y-Displacement



(m)

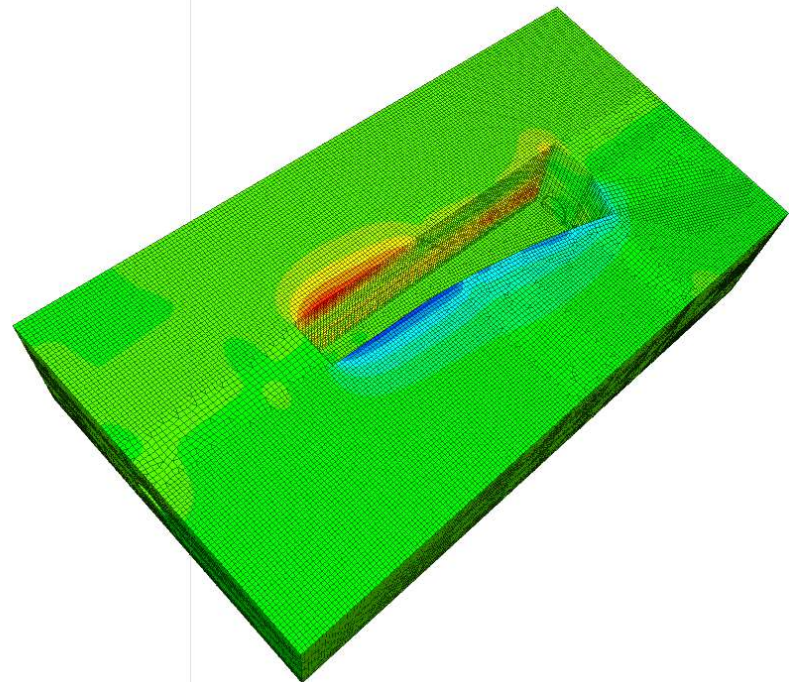


Figura V.27. Contorno de desplazamientos eje y del modelo calibrado desarrollado en FLAC 3D



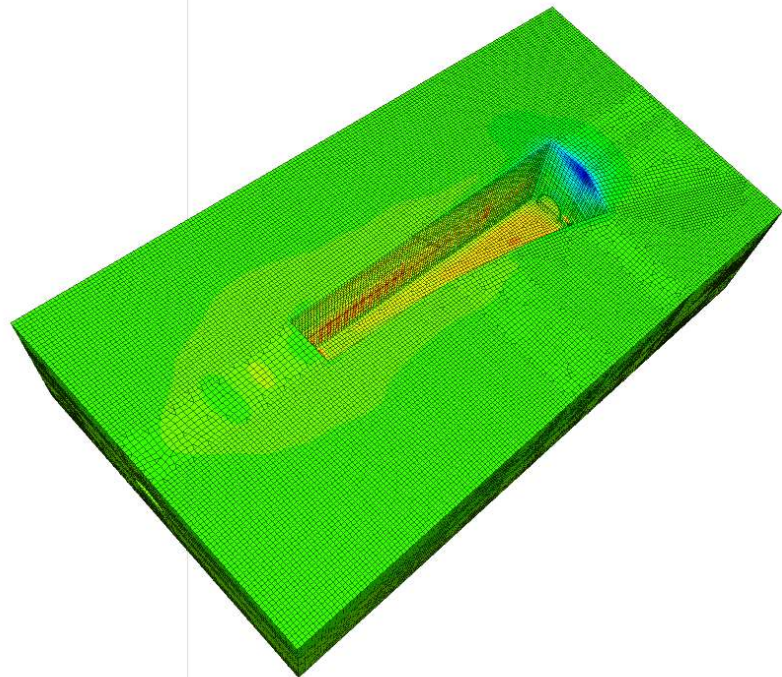
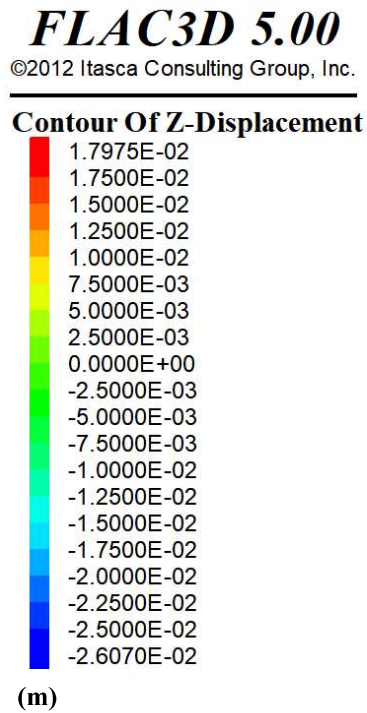


Figura V.28. Contorno de desplazamientos eje z del modelo calibrado desarrollado en FLAC 3D

### V.II.II. Elementos mecánicos

Además, se puede observar las diferencias generadas en las fuerzas axiales a las que están sometidas las vigas y troqueles en el modelo inicial (Figura V.29) y el modelo calibrado (Figura V.30).

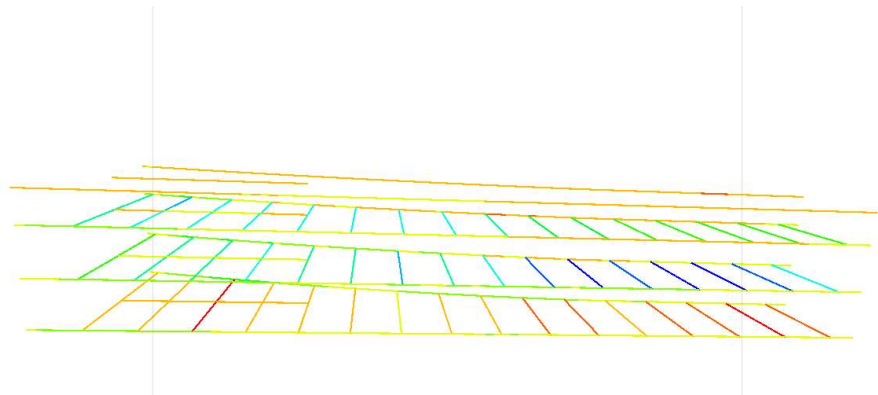
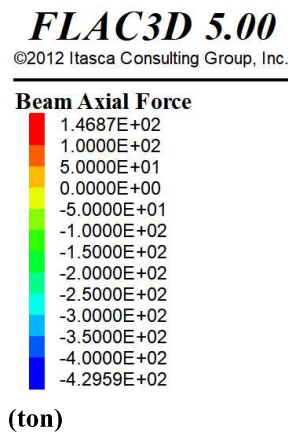


Figura V.29 Fuerzas axiales en vigas. Modelo inicial.

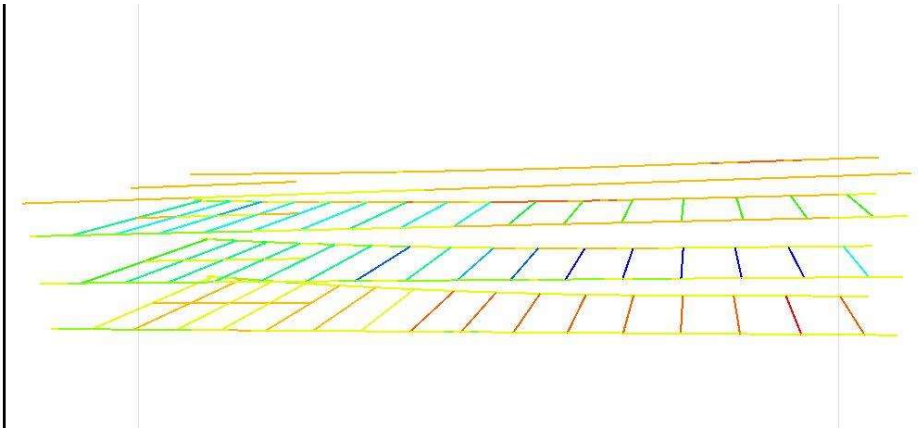
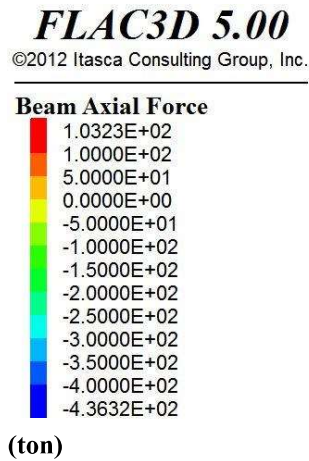


Figura V.30 Fuerzas axiales en vigas. Modelo calibrado.

Por otro lado, se analizaron los cambios que se presentaron en los momentos asociados a los ejes  $z$  y  $y$  para ambos modelos de los elementos pile; es pertinente mencionar que estos elementos mecánicos se asocian a ejes locales del elemento. El momento en el eje  $y$  que debe de soportar en el modelo inicial estos elementos se muestran en las Figuras V.31 – V.33 y el modelo calibrado se observa en las Figuras V.34 – V.36.

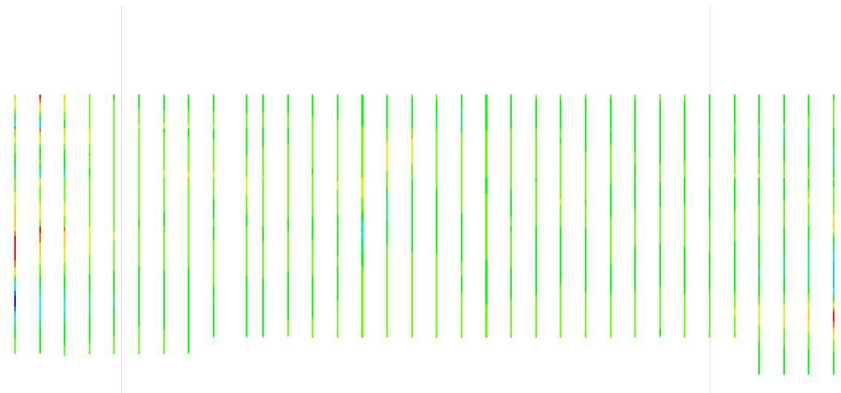
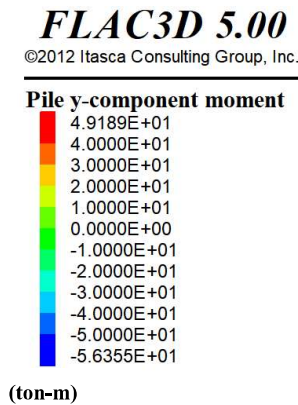


Figura V.31 Momento en  $y$ . Pilas cara sur. Modelo inicial.



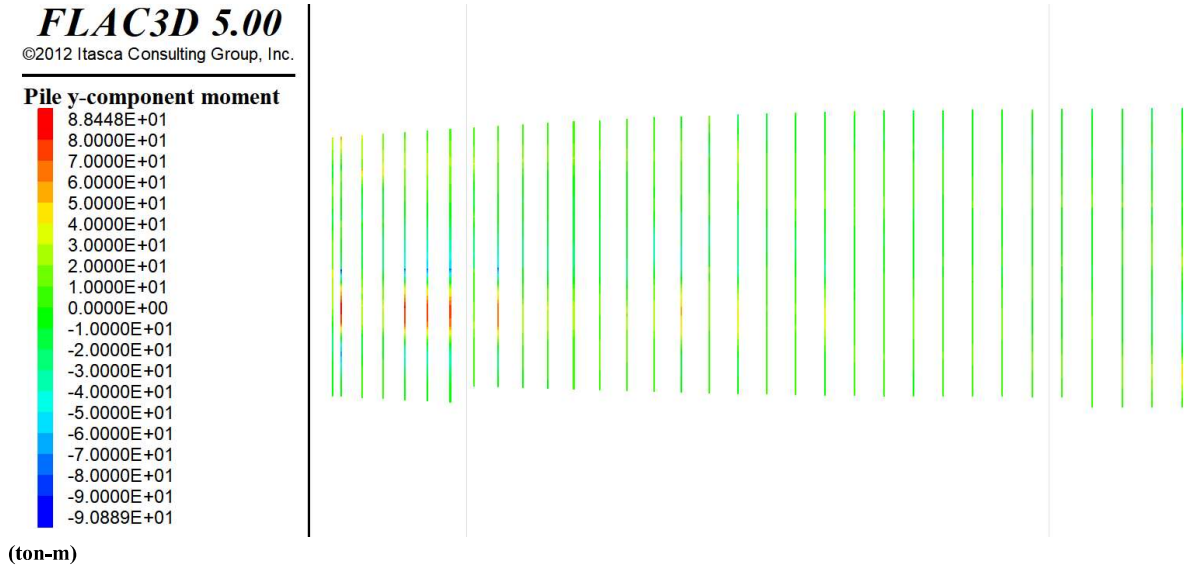


Figura V.32 Momento en y. Pilas cara norte. Modelo inicial.

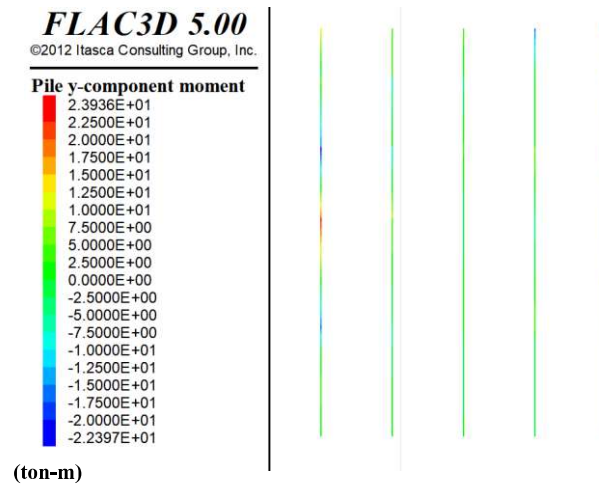


Figura V.33 Momento en y. Pilas eje D. Modelo inicial.

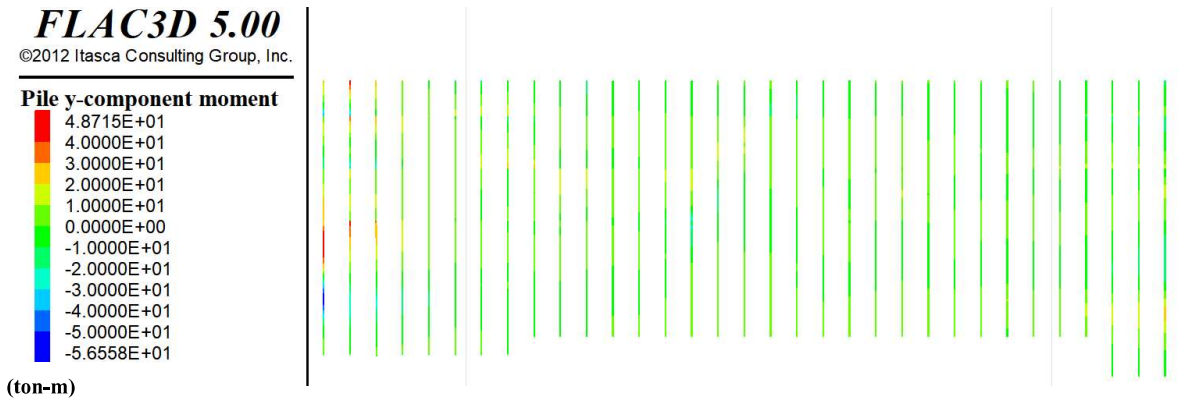


Figura V.34 Momento en y. Pilas cara sur. Modelo calibrado.

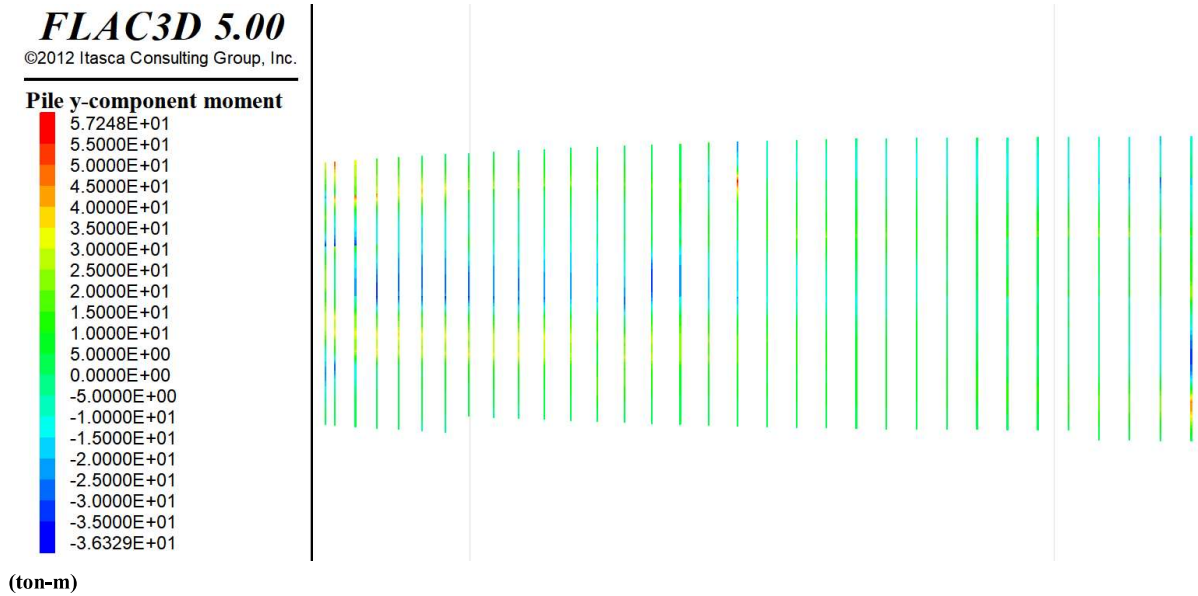


Figura V.35. Momento en y. Pilas cara norte. Modelo inicial.

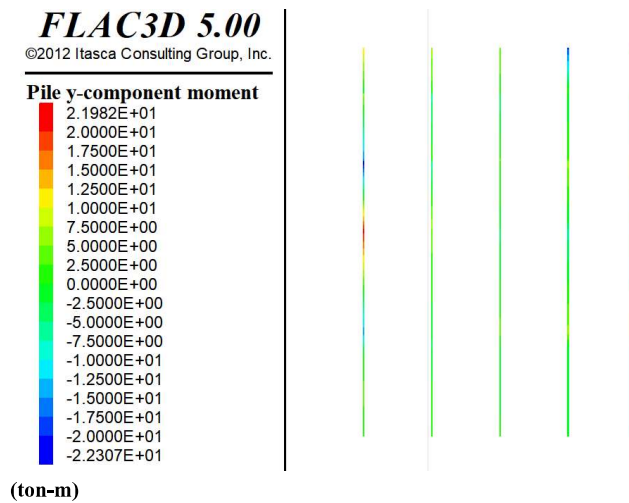


Figura V.36 Momento en y. Pilas eje D. Modelo inicial.

Finalizando con la comparativa generada de acuerdo con el momento en eje z, la cual abarca el modelo original (Figuras V.37 – V.39) y el modelo calibrado (Figuras V.40 – V.42).

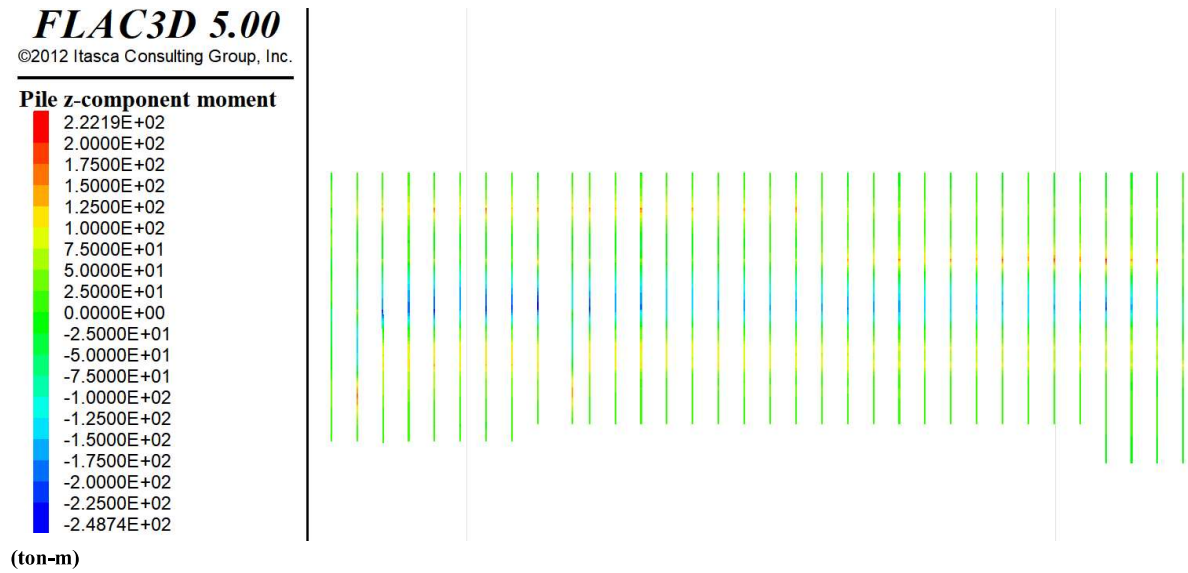


Figura V.37 Momento en z. Pilas cara sur. Modelo inicial.

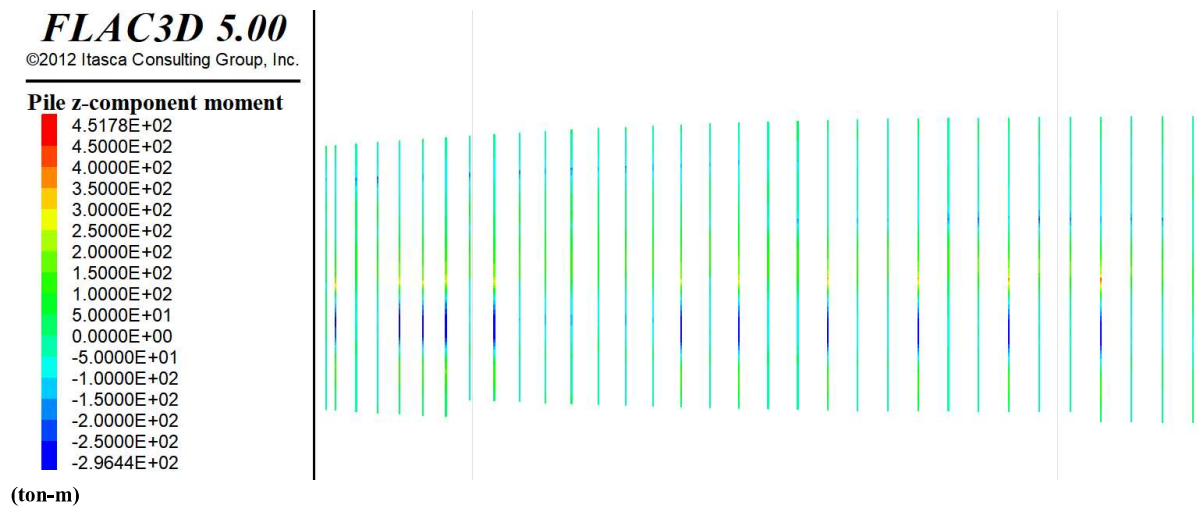


Figura V.38 Momento en z. Pilas cara norte. Modelo inicial.

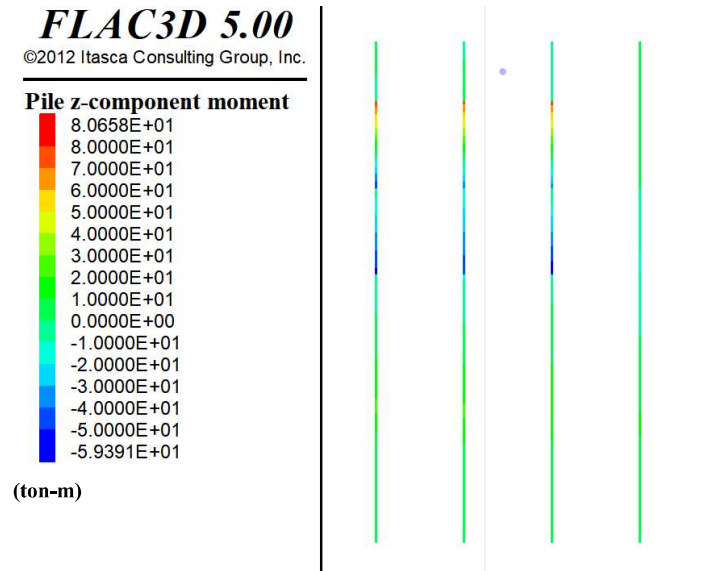


Figura V.39 Momento en y. Pilas eje D. Modelo inicial.

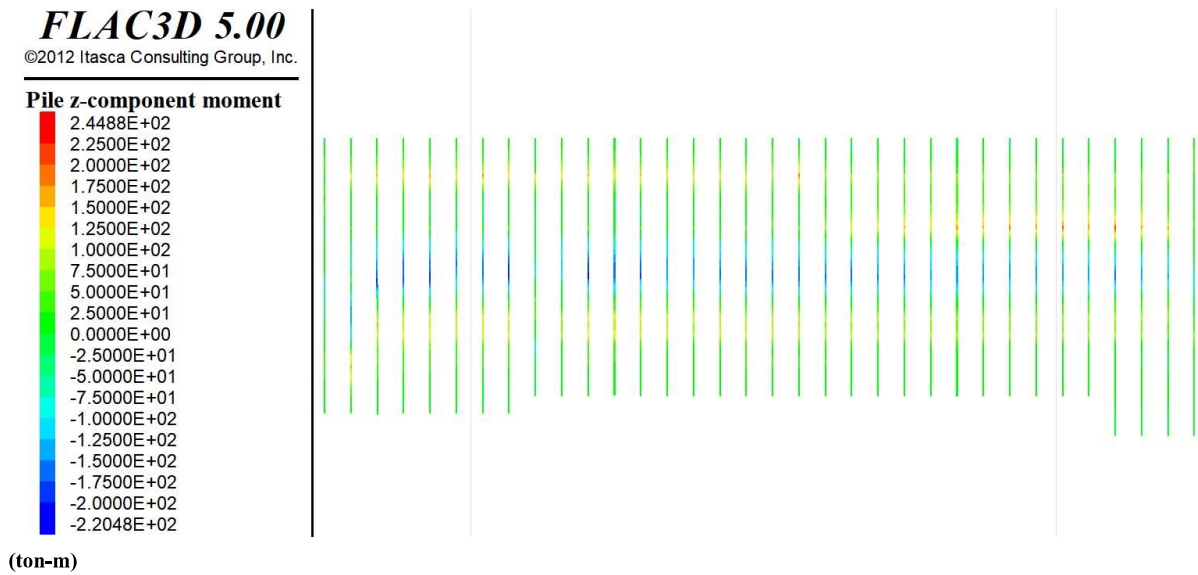


Figura V.40 Momento en z. Pilas cara sur. Modelo calibrado.

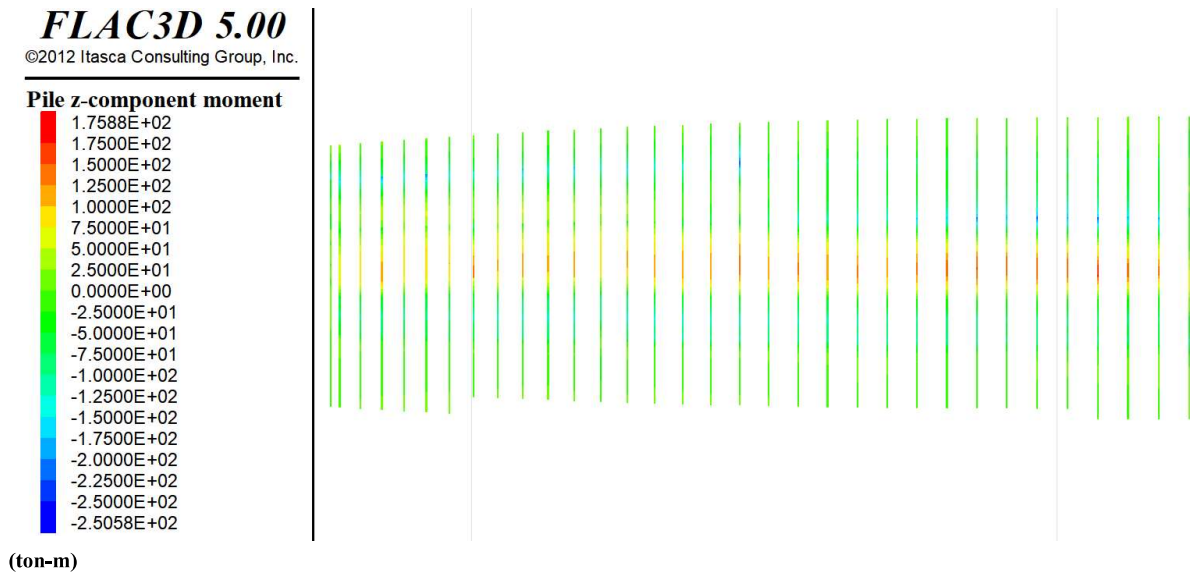


Figura V.41 Momento en z. Pilas cara norte. Modelo calibrado.

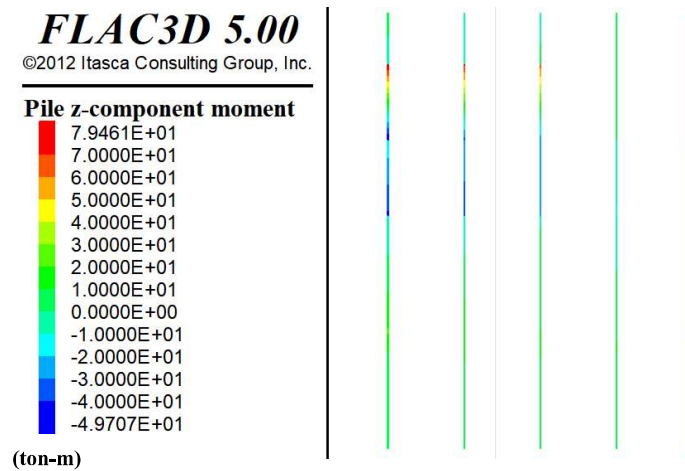


Figura V.42 Momento en z. Pilas eje D. Modelo calibrado.

De acuerdo con las figuras previamente mostradas, se observan diversos cambios en las sollicitaciones de momento y fuerzas axiales que debe de resistir cada pilote y trabe del sistema de contención. Estas modificaciones se vinculan con el aumento en la representatividad de las condiciones de campo, ya que un modelo calibrado logra capturar mejor la heterogeneidad del terreno y la interacción suelo-estructura, lo que resulta en una representación más realista de las fuerzas y momentos actuantes. La utilización de un modelo calibrado por análisis inverso proporciona una mayor precisión en la simulación de las condiciones reales de la excavación, lo que resulta en un aumento en las sollicitaciones

mecánicas identificadas en los elementos de contención. Esto tiene implicaciones significativas para el diseño, la seguridad y la eficiencia de la construcción.

Con base en la modificación de elementos mecánicos previamente mostrada, se concluye que se presentarán cambios en los diagramas de interacción calculados en este caso de estudio. Como se observa en la Figura V.43, posterior a la calibración del modelo, diversas pilas tipo 3, se encuentran sobrepasando los límites del factor de seguridad del diagrama de interacción. Esto indicaría que los armados propuestos deberían modificarse para cumplir con este cambio en las solicitaciones generadas. Es pertinente mencionar que todas las pilas cuentan con armados dentro del límite nominal, sin embargo, la normativa mexicana no considera aceptable dicha situación. Esto con el objetivo de asegurar la seguridad estructural. Así mismo, en la Figura V.44, se observa que las pilas armadas tipo 4 se ubican dentro de los límites de seguridad, por lo que estas pilas no requerirán modificaciones bajo este cambio en las condiciones de análisis. Finalmente, en la Figura V.45, se concluye que esta propuesta de armado es satisfactoria para la totalidad de las pilas que la presentan, integrando las modificaciones del modelo calibrado.

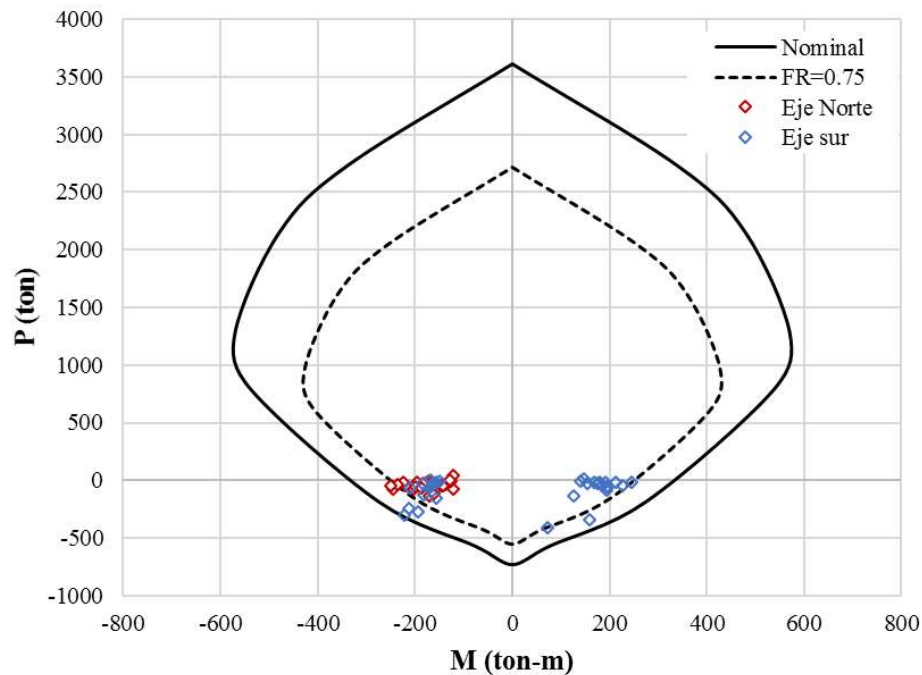


Figura V.43. Pila tipo 3. D - 1.20 m 22 varillas #10. Modelo calibrado.



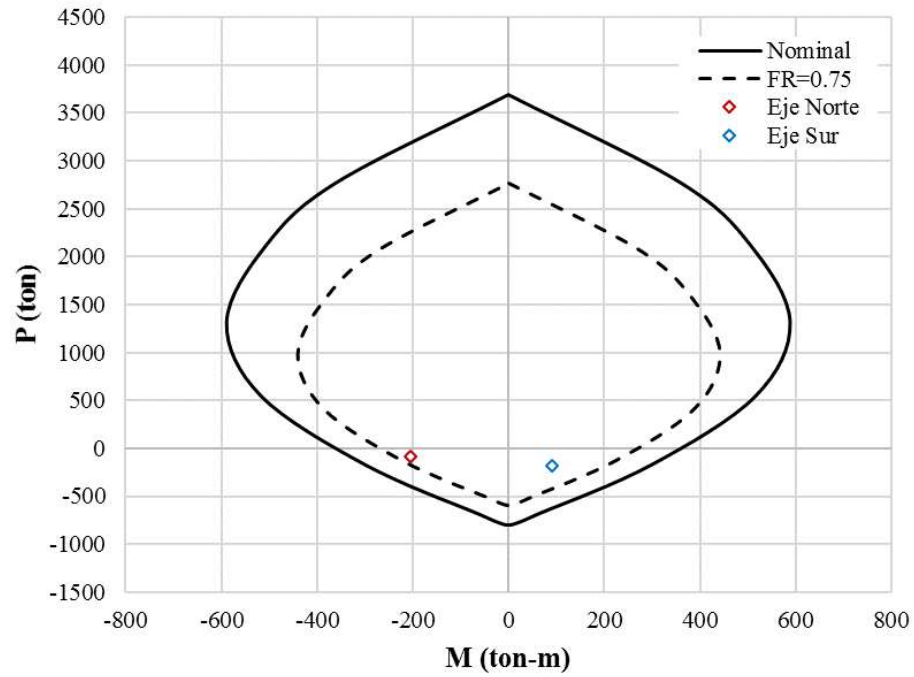


Figura V.44 Pila tipo 4. D - 1.20 m 24 varillas #10. Modelo calibrado

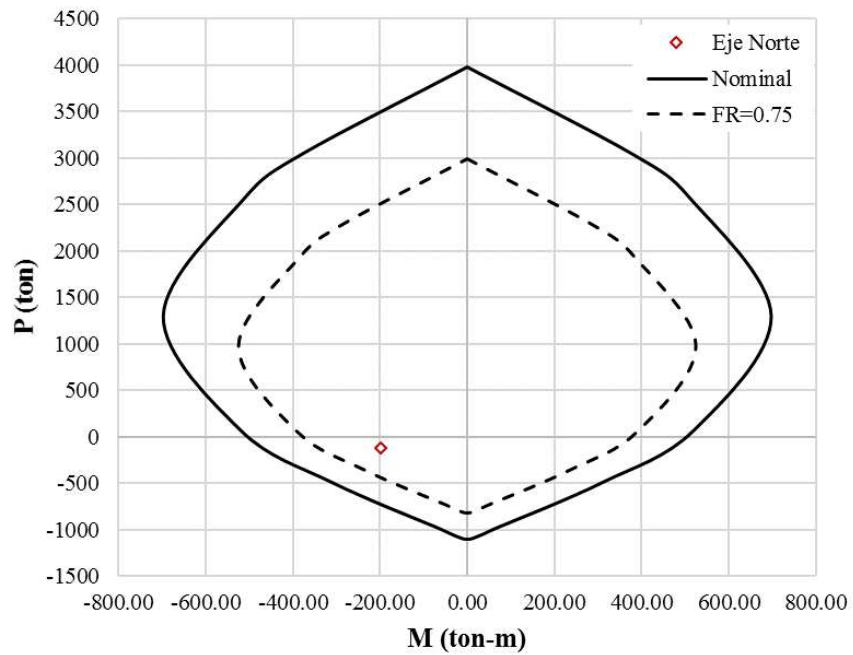


Figura V.45 Pila tipo 5. D - 1.20 m 23 varillas #12. Modelo calibrado.

### V.II.III. Desplazamientos en el suelo

En la Figura V.46, se observan las modificaciones finales que sufrirá el suelo respecto a los desplazamientos del eje vertical en un corte transversal de la zona de excavación. En esta se muestra claramente la longitud donde se ubica la excavación, ya que el desplazamiento es cero. Además, se contempla que aproximadamente 10 m desde las paredes de la excavación hacia el sentido inverso de la zona de trabajo, el suelo presenta valores positivos, lo que representa que las partículas sufren una elevación respecto a su posición original (Figura V.47). Esto es poco representativo de las condiciones reales que se presentarán en el sitio de trabajo debido al cambio de esfuerzos, pues físicamente la falla del sistema de contención implicaría que las paredes colapsarán hacia dentro de la zona de excavación, es decir que se presente una falla convexa o cóncava, presentando valores negativos para el suelo colindante al elemento de retención. Esta situación poco representativa se encuentra vinculada con la ley de esfuerzo-deformación seleccionada, ya que en esta se tiene un solo Módulo de deformación (E), el cual genera el mismo cambio en la ubicación del suelo, sin considerar ampliamente la dirección de la fuerza aplicada, solo analizando el punto en el que el material llega a la falla. Es pertinente mencionar que, debido a que la presente tesis abarca únicamente las contribuciones generadas del modelo analizando la estabilidad o límites de los desplazamientos sin importar su dirección es válido emplear la ley de esfuerzo-deformación de Mohr-Coulomb, sin embargo, si se desea conocer el cambio real de las paredes de excavación se deberá cambiar de ley constitutiva.

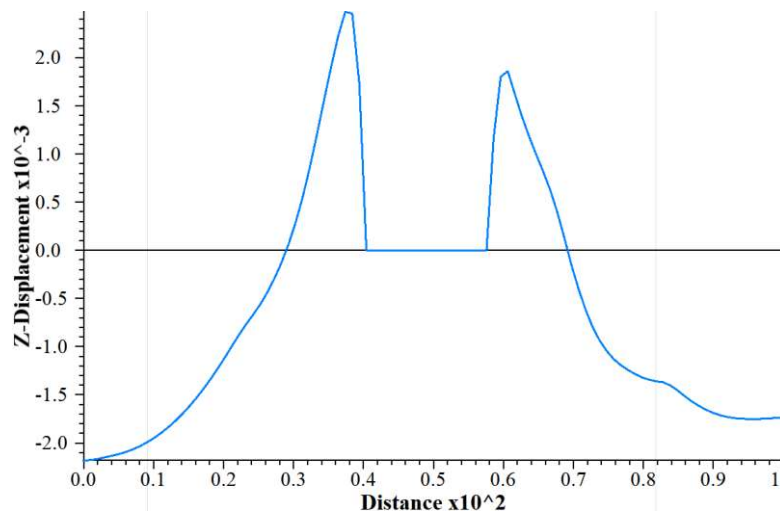


Figura V.46. Gráfica de desplazamientos verticales contra distancia. Corte transversal de la zona de excavación (FLAC 3D).

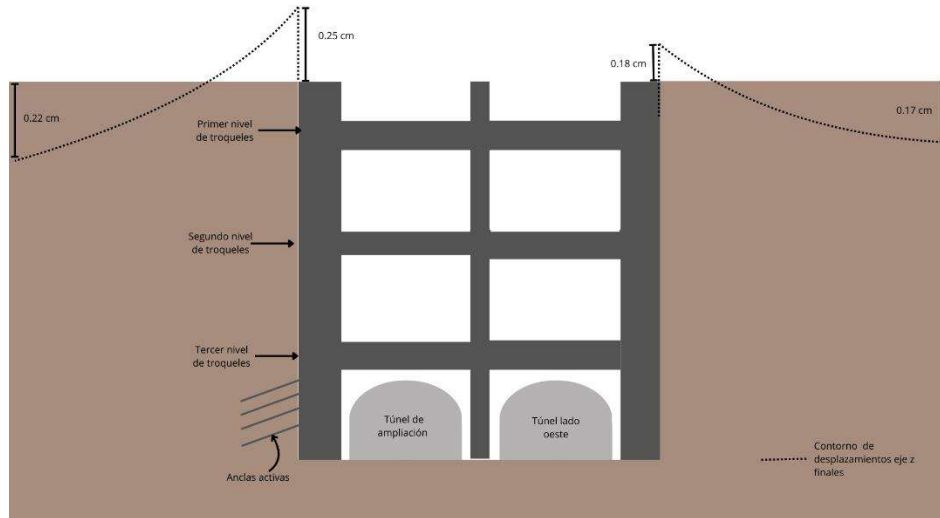


Figura V.47. Cambios en las paredes de excavación con base en desplazamientos en eje Z.

### V.III. Revisión de estados límite de falla

El desarrollo del modelo numérico tridimensional de la excavación a cielo abierto que compete a la presente tesis se realiza con el objetivo de generar un panorama sobre las modificaciones que se presentan en los esfuerzos a los que se encuentra sometido el suelo para lograr identificar de forma oportuna posibles situaciones de riesgo. Es por ello, por lo que, de acuerdo con la normativa vigente en México, se procede a la revisión de estados límite de falla y de servicio, definidos con anterioridad. Se revisan los siguientes tres tipos de falla que son posibles se presenten en las excavaciones de la CDMX.

- i. Colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de ademado de las mismas.

Debido al procedimiento constructivo descrito en la Sección IV.I.V, se considera que la excavación desarrollada será en cantiléver con sistema de contención constituido por elementos de concreto. Dejando al terreno sin retención únicamente en los momentos previos al lanzamiento de los muros curvos de concreto. En esas etapas constructivas, se presenta un desplazamiento máximo menor a 4 centímetros en el eje y de la excavación. Dicho eje se

encuentra vinculado con el movimiento de las paredes de excavación hacia el centro de esta. Concluyendo así que se encuentra cumpliendo la normativa descrita en la Sección I.IV.I.

ii. Falla de los cimientos de las construcciones adyacentes.

Para analizar este tipo de falla, se consideraron como parámetros de referencia los valores límite generados con el modelo numérico tridimensional calibrado. La ubicación de la cimentación del *Anillo Periférico* es visible, sin embargo, debido a que el resto de las construcciones de la zona son viviendas o comercios de uno o dos niveles, se carece de la certeza sobre el tipo de subestructura que los componen, por ello se opta por monitorear un punto central de dichas edificaciones (Figura V.48).



Figura V.48 Ubicación puntos de comparación asentamientos en cimentaciones colindantes (Google Earth, 2024).

Posterior a la determinación de estos parámetros se obtiene el desplazamiento asociado a cada uno para su monitoreo. Además, con base en las NTC 2023 se emplea como punto límite el valor de 2.5 cm para cada una de estas edificaciones. Se conoce que el valor máximo de asentamiento, presente en las paredes de la excavación cumple con este parámetro, por ello, se concluye, previo a su análisis numérico, que de igual forma será aceptable para estas edificaciones (Tabla V.15). Es pertinente mencionar que uno de los puntos focales de



monitoreo es la cimentación de la estructura del segundo piso del *Anillo periférico*, donde se observan valores de asentamientos menores a 1 cm, esto debido a que se está desarrollando la excavación en suelo altamente competente.

Tabla V.15 . Valores de asentamiento cimentaciones de edificaciones colindantes.

<i>Punto de comparación</i>	<i>Asentamiento (cm)</i>	<i>Cumple</i>
1	-0.2415	Sí
2	-0.2398	Sí
3	-0.1988	Sí
4	-0.1738	Sí
5	-0.1474	Sí
6	-0.3482	Sí
7	-0.0118	Sí
8	0.0698	Sí
9	0.1484	Sí
10	0.1940	Sí
11	0.0661	Sí
12	-0.2069	Sí
13	-0.4677	Sí
14	-0.2128	Sí

iii. Falla de fondo de la excavación por subpresión en estratos subyacentes.

El análisis involucrado para la estabilidad de este tipo de falla considera las modificaciones que se pueden generar en estratos permeables o estratos impermeables ubicados sobre estratos permeables debido a la presencia de nivel freático en la zona. Sin embargo, como se mostró en la sección anterior, en este caso de estudio se carece de dicho parámetro en la profundidad de análisis. Es por ello por lo que no se realiza el análisis para esta falla en el presente documento.

iii. Colapso del techo de cavernas o galerías.

La Zona I se caracteriza por contar con suelos firmes colocados fuera del ambiente lacustre, con la posibilidad de que se encuentren depósitos de arena relativamente blandos en su estratigrafía. Además, se pueden presentar oquedades o materiales arcillosos compresibles



debajo de materiales basálticos. Por lo cual resulta fundamental caracterizar el sitio, para que, mediante procedimientos directos e indirectos, se detecten rellenos sueltos, galerías de minas, grietas, oquedades u otras irregularidades. En el presente caso de estudio se carece de estas condiciones, esto con base en los métodos presentados durante la sección *Caso de estudio*.

#### V.IV. Revisión de estados límite de servicio

De acuerdo con la Sección I.IV.II, se revisan los valores verticales y horizontales de los movimientos esperados en la zona de excavación y sus colindancias, esto para evitar la generación de daños en construcciones o servicios públicos adyacentes. De igual forma, la recuperación por recarga no debe de ocasionar movimientos totales o diferenciales que no puedan absorberse por el edificio construido. Por ello, en este apartado se analizan las dos situaciones previamente mencionadas.

##### i. Expansiones instantáneas y diferidas por descarga.

Esta consideración se enfoca en las construcciones que se realizan en suelos de la Zona II o III, que son caracterizados por contar con desplazamientos elásticos y estratigrafía principalmente arcillosa. En Zona I se evalúa en caso de que existan rellenos antropogénicos. Dado que este caso de estudio se presenta en suelos rígidos de la Zona I, este análisis queda fuera del alcance del presente estudio.

##### ii. Asentamiento del terreno natural adyacente a la excavación.

Para estimar los movimientos horizontales y verticales generados por la excavación en los límites de esta, se emplean como punto de comparación los valores obtenidos al final del procedimiento constructivo con el modelo numérico calibrado. Como indica la normativa mexicana, los desplazamientos máximos se calculan conforme la altura de la excavación (Tabla V.16), esto queda definido para evitar que se causen afectaciones negativas en las construcciones e instalaciones adyacentes o servicios públicos del área. En la Tabla V.17 se muestra la comparativa conforme los valores críticos de la presente investigación. Se emplea el valor de 20 m (profundidad mínima) para generar la comparativa sobre los movimientos horizontales del terreno. Sin embargo, debido a que los máximos asentamientos se observan





en la cabecera poniente, se utiliza la profundidad máxima ( $h_{\text{máx}}$ ) para obtener el límite de asentamientos.

Con base en este, se obtiene que el mayor asentamiento en las periferias de la excavación se generó en la cabecera poniente, presentándose 2.607 cm. Como se observa, sobrepasa por 0.07 mm el valor máximo permisible. Sin embargo, debido a la rigidez del suelo, así como a la lejanía de las construcciones colindantes con las paredes de la excavación. Se considera aceptable este valor.

Por otra parte, respecto a los desplazamientos horizontales, se cuenta con un valor máximo de 3.912 cm, que se encuentra cumpliendo el límite de 4 cm establecido por normativa.

Tabla V.16 Desplazamientos máximos tolerables en el borde superior de la excavación, en % de H.

Zona	Horizontales	Verticales
	%	%
I	0.2	0.1
II	0.8	0.6
III	1	0.8

Tabla V.17 Valores máximos permisibles en bordes de la excavación.

Profundidad excavación $h_{\text{mín}} = 20 \text{ m}$ y $h_{\text{máx}} = 30 \text{ m}$		
Zona	Horizontales	Verticales
I	0.20%	0.10%
	4 cm	3 cm

#### V.V. Consideraciones adicionales

Los proyectos de ingeniería civil cuentan con características variables que convierten en una tarea compleja homogeneizar los criterios de análisis para la totalidad de éstos. Sin embargo, se pueden generar grupos generales sobre las consideraciones que se deben de integrar para la evaluación de la seguridad que se muestra en cada obra. Referente a los valores aceptables de asentamientos que se pueden presentar en el sitio de excavación,



diversos autores han generado puntos de comparación. En la Tabla V.18 se muestran los límites de la relación de desplazamiento máximo  $\delta_{hmax}$  entre la profundidad de excavación máxima  $H_e$  para excavaciones a cielo abierto con el método Bottom-up desarrolladas en suelos rígidos. En el presente proyecto el rango de relación presente es de 0.1304%, valor con el cual se genera la comparativa mostrada en la Tabla V.19.

Tabla V.18 Rango de relaciones de deformaciones.

<i>Autor</i>	<i>Rango de relación (<math>\% \delta_{hmax} / H_e</math>)</i>
Carder (1995)	0.125 - 0.4
Fernie (1996)	0.15
Ou <i>et al</i> (1993)	0.2 - 0.5
Clough, O'Rourke (1990)	0.1 - 0.3
Leung (2007)	0.02 - 0.15
Wong <i>et al.</i> (1997)	<0.2
Kung <i>et al.</i> (2007)	0.2 - 0.6

Tabla V.19. Evaluación de rango de relaciones de deformaciones.

<i>Autor</i>	<i>Revisión de Rango de relación (<math>\% h_{max} / H_e</math>)</i>
Carder (1995)	Cumple
Fernie (1996)	No cumple, el real es menor
Ou <i>et al</i> (1993)	No cumple, el real es menor
Clough, O'Rourke (1990)	Cumple
Leung (2007)	Cumple
Wong <i>et al.</i> (1997)	Cumple
Kung <i>et al.</i> (2007)	No cumple, el real es menor



## VI. Conclusiones

El proceso de calibración mediante análisis inverso de un modelo numérico tridimensional para este tipo de obras constituye una herramienta esencial que complementa el proceso de auscultación del comportamiento de una excavación. Esta metodología permite verificar los estados límite de servicio a través del monitoreo constante de los desplazamientos del terreno y las estructuras adyacentes durante todo el procedimiento constructivo. Las contribuciones de este enfoque son notables en la detección de potenciales situaciones de riesgo y en la determinación de la estabilidad de las paredes de la excavación.

La implementación de un modelo numérico tridimensional requiere una cuidadosa selección de parámetros geotécnicos y condiciones de contorno, así como la validación del modelo a través de datos empíricos obtenidos de la instrumentación in situ. El uso de técnicas de monitoreo avanzadas, como el uso de inclinómetros, permite una recopilación de datos precisa y en tiempo real, mejorando así la capacidad del modelo para predecir el comportamiento del terreno y las estructuras adyacentes.

La ley de esfuerzos de Mohr-Coulomb, ha demostrado que es poco representativa de la trayectoria de las partículas del suelo. En ella se muestra que las paredes de la excavación experimentan descompresiones verticales, manifestándose como una elevación del terreno respecto a su posición original. Sin embargo, en la práctica, las fallas en los límites de la excavación generalmente implican un desplazamiento descendente de las paredes. Esta discrepancia se atribuye a la implementación de dicha ley, la cual solo analiza el punto de falla sin considerar cuál esfuerzo principal modificó el estado de esfuerzos. Para abordar esta limitación, es recomendable considerar modelos constitutivos más avanzados, como el modelo de Hardening Soil, los cuales ofrecen una representación más realista del comportamiento no lineal y dependiente del historial de cargas del suelo.

Finalmente, se ha observado una mejora en la capacidad predictiva del modelo numérico. Este avance podría representar una disminución significativa en la incertidumbre asociada a los movimientos del terreno, lo cual, a su vez, puede aumentar la eficiencia de los procedimientos constructivos, reducir los tiempos de construcción, incrementar la eficacia de los armados de elementos estructurales y optimizar el monitoreo de los desplazamientos



de edificaciones colindantes, asegurando así un menor impacto negativo sobre estas estructuras durante el proceso constructivo. La integración de técnicas de modelado numérico avanzadas con métodos de monitoreo continuo no solo mejora la seguridad y la eficiencia de las obras de excavación, sino que también contribuye al desarrollo de estrategias de mitigación de riesgos más efectivas y a la implementación de prácticas de ingeniería más sostenibles y resilientes.



## REFERENCIAS

Alfaro-Alejo, R. y Espinoza-Mamani, A. (2021) *Caracterización geotécnica de suelos mediante ensayos de laboratorio*. Universidad Nacional del Altiplano, Puno.

Baker, B. (1885). *The Metropolitan and Metropolitan District Railways*. Proc. Institution of Civil Engineers, Vol. LXXXI. pp. 1-33.

Bhatkar, D. Barman, A. Mandal y A. Usmani (2017) *Prediction of behaviour of a deep excavation in soft soil: a case study*. International Journal of Geotechnical Engineering

Carder, D.R. (1995) *Ground Movements Caused by Different Embedded Retaining Wall Construction Techniques*; TRL Report, No.172; Transport Research Laboratory: Crowthorne, UK.

Clough, W.; O'Rourke, D (1990) *Construction Induced Movements of In Situ Wall*. Geotechnical Special Publication. Geo-Institute: Reston, VA, USA, pp. 439–470.

Colegio de Ingenieros Civiles de México (CICM). (2022). Revista IC: Ingeniería Civil, número 627. CICM. [https://issuu.com/cicm\\_oficial/docs/ic627\\_final\\_cicm](https://issuu.com/cicm_oficial/docs/ic627_final_cicm)

Comisión Federal de Electricidad (2012). *Proyecto Hidroeléctrico La Yesca*. Consultado de <https://www.cfe.gob.mx>

Corsa, G. (2020) *Muro Berlín*. El futuro se moldea. Manual de asistencia técnica.

Crossrail Ltd. (2020). *Crossrail*. Consultado de <https://www.crossrail.co.uk>

Chen, Z., He, Q., Su, X., Yuan, Y., & Chen, S. (2021). The opening conditions of the metro and its early characteristics: A historical perspective. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 108, 103732.

De la Cruz, P. (2010) *Mecánica de suelos aplicada a cimentaciones y vías de transporte*. Estabilidad de taludes.

Diamond, R. y Kassel, B. (2018) *A History of the Urban Underground Tunnel (4000 B.C.E. - 1900 C.E.)*. Journal of Transportation Technologies, Vol. 8, 11-43



Esparza, E. (2020). Un recorrido histórico por el metro de Londres, una de las obras públicas más influyentes del mundo. Tomorrow.City. <https://www.tomorrow.city/es/un-recorrido-historico-por-el-metro-de-londres-una-de-las-obras-publicas-mas-influyentes-del-mundo/>

Fernández-Magariño, J. (2022) *São Paulo investigará las obras de Acciona en el Metro por un socavón. Cinco días. El País.* [https://cincodias.elpais.com/cincodias/2022/02/01/companias/1643724625\\_905009.html](https://cincodias.elpais.com/cincodias/2022/02/01/companias/1643724625_905009.html)

Fernández-Tadeo, C. (2023) *Los ensayos de integridad estructural de pilotes: 20 años de experiencia en España.* Congreso Latinoamericano de Patología de la Construcción. Congreso de Control de Calidad en la Construcción CONPAT-Colombia. Consultado [https://www.fernandeztadeo.com/Adobe/C1\\_Fernandez\\_Esp.pdf](https://www.fernandeztadeo.com/Adobe/C1_Fernandez_Esp.pdf).

Fernie, R.; Suckling, T. (1996) *Simplified Approach for Estimating Lateral Movement of Embedded Walls in U.K. ground.* In Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground; City University: London, UK. pp. 131–136

García, H. A. (2018). *Excavaciones profundas y soluciones de contención.* Fondo de Cultura Económica.

Gensler. (2015). *Shanghai Tower.* Consultado de <https://www.archdaily.com/624799/shanghai-tower-gensler>

Gue, S.-S. y Tan, Y.-C. (1998) *Design and construction considerations for deep excavations.* SSP Geotechnics SD Bhd.

Hong, W.K. et. al (2010) *Modularized top-down construction technique using suspended pour forms (modularized RC system downward, MRSD).* The structural design of tall and special buildings. Vol. 19 Issue 7. <https://doi.org/10.1002/tal.521>

Itasca Consulting Group INC. (2012), *FLAC3D User's Guide*, Fifth Edition, USA

Instituto Nacional de Antropología e Historia. (2013) *Tajo de Nochistongo.* Mediateca INAH.





Juárez-Badillo, E. (2005) *Mecánica de suelos. Tomo I*. Editorial Limusa. Ciudad de México. Páginas 369 – 372.

Lambrughi, A., Medina-Rodríguez, L. y Castellanza, R. (2012) *Development and validation of a 3D numerical model for TBM–EPB mechanized excavations*. Computers and Geotechnics.

Lehner, M. (1997). *The Complete Pyramids: Solving the Ancient Mysteries*. Thames & Hudson.

Leung, E.H.Y y Ng, C.W.W. (2007) *Wall and ground movements associated with deep excavations supported by cast in situ wall in mixed ground conditions*. J. Geotech. Geoenviron. Eng. Pp.129–143

Li, S.; Ge, C.; Li, P.; Yang, M. *Ground Deformation Associated with Deep Excavations in Beijing, China*. Appl. Sci. 13, 9579. <https://doi.org/10.3390/app13179579>

Linlin Xie, Xinzheng Lu, Hong Guan & Xiao Lu (2015) *Experimental Study and Numerical Model Calibration for Earthquake-Induced Collapse of RC Frames with Emphasis on Key Columns, Joints, and the Overall Structure*, Journal of Earthquake Engineering, 19:8, 1320-1344, DOI: 10.1080/13632469.2015.1040897

Márquez, J. (2024). La historia del primer ferrocarril subterráneo del mundo y cómo acabó convirtiéndose en el metro de Londres. Xataka. <https://www.xataka.com/transporte/historia-primer-ferrocarril-subterraneo-mundo-como-acabo-convirtiendose-metro-londres>

Moh, Z. y Chin, C. (1991) *Deep excavation in soft ground*. Proceeding of Asia. Singapore.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto. (2017). Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Ciudad de México: Gaceta Oficial.

Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones(2017). Reglamento de Construcciones del Distrito Federal. Ciudad de México: Gaceta Oficial.



Nájar-Jimenez, A. y Hachich, W. (2009) *Análisis 3D de Excavaciones de Suelo Clavado*. Universidad de Sao Paulo.

Nisha1, J. y Muttharam, M. (2017) *Deep Excavation Supported by Diaphragm Wall: A Case Study*. Nota técnica. Indian Geotechnical Society.

O'Conner, C. (2003). *Roman Bridges*. Cambridge University Press.

Ossa, A., Giraldo, V. y Botero, E. *Metodología para resolver por diferencias finitas nuevos modelos constitutivos en el programa FLAC3D*. Instituto de Ingeniería. Universidad Nacional Autónoma de México.

Pan, N. (2009) *Selecting an appropriate excavation construction method based on qualitative assessments*.  
[https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0957417408004223?casa\\_token=iJngzFSCjV4AAAAA:rQvQztt1NGLjhxJ7e6q94ri5e8gMw8fm6n9NMO6LIvRA-aix1Ed-IfKAnE74mFPBFQVC\\_2\\_6pykY](https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0957417408004223?casa_token=iJngzFSCjV4AAAAA:rQvQztt1NGLjhxJ7e6q94ri5e8gMw8fm6n9NMO6LIvRA-aix1Ed-IfKAnE74mFPBFQVC_2_6pykY)

Paulín-Aguirre, J. (2016) *Excavaciones Urbanas Profundas: Sistemas de contención en excavaciones profundas para edificaciones*.

Peck, R. B. (1969). *Deep excavations and tunneling in soft ground*. Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, 1969, 225-290.

Peck, R. B. (1948) *The measurement of earth pressures on the Chicago subway*. American Society for Testing and Materials (ASTM)

Pelli, C. (2019). *Torre Obispado*. Recuperado de <https://www.torreobispado.com>

Pérez López, C. (2019). *Innovaciones en métodos constructivos para excavaciones*. Editorial Trillas.

Qi, J., Zhao, X. y Yag, H. (2020) *Selection of Deep Excavation Construction Methods in Building Construction*. International Conference of Architecture, Construction, Environment and Hydraulics 2020.



Quispe-Camacho, V. (2020) *Estructuras de contención o anclaje*. Universidad Nacional Autónoma de San Cristóbal de Huamanga.

Rastbood, B.A. et. Al (2017) *Prediction of ground settlement by Peck-Fujita and numerical methods*. International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering

Rodio Kronsa (2024) *Pantalla de pilotes secantes*. Método de ejecución.

Rodríguez-Granados, M. y Sánchez-Salinas, M. (2012) *Análisis de respuesta dinámica tridimensional para excavaciones profundas*. Universidad Pedagógica y Tecnológica de Colombia. Repositorio Institucional.

Ruiz, J. (2012) *Excavaciones de túneles en México*. Universidad Nacional Autónoma de México.

Santillana-Rivero, A. y Silva-Trebejo, L.J. (2018) *Análisis y propuesta de mejora del método de excavación con presencia de agua para fundaciones de puentes en la costa de la región Arequipa*. Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas (UPC), Lima, Perú.

Secretaría de Comunicaciones y Transporte (2015). *Túnel Lomas-Verdes*. Consultado de <https://www.infraestructuramexico.gob.mx>

Seguí, P. (2021) *Construcción Top Down en edificios; más barato, más rápido y con menos trabajo*. OVACEN, Construcción y obras.

Smith, A. y Gill, G. (2015). *The Jeddah Tower*. Consultado de <https://www.archdaily.com/777847/the-jeddah-tower-by-adrian-smith-plus-gordon-gill-architecture>

Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica. (2016). *Revista Geotecnia, Número 240*. SMIG. Pruebas de carga en pilas de cimentación de la Torre Mayor <https://issuu.com/smigorg/docs/revista-geotecnia-smig-numero-240>

Schmitter, J. (2016) *Túneles en suelos blandos. Experiencias en la Ciudad de México* Colegio de Ingenieros Civiles de México. Publicación Grupo Visión Prospectiva de México 2030.



Slope Indicator. (1994). *Application guide*. Slope Indicator: 12-16

Suárez Mendoza, J. R., & Martínez Rodríguez, P. (2020). *Técnicas de excavación y contención en la construcción moderna*. Editorial Limusa.

Tamez, E. (2001) *Ingeniería de Cimentaciones*, TGC Geotecnia, México, DF

TVO. (2012). *Olkiluoto Nuclear Plant*. Consultado de <https://www.tvo.fi/en/index.html>

VFO Arquitectos. (2017). *Torre Koi*. Consultado de <https://www.torrekoii.com>

Yepes-Piqueras, V. (2020). *Clasificación de las técnicas de control del agua en las excavaciones*. Universitat Politècnica de València.

Yepes-Piqueras, V. (2016) *Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención*. Universitat Politècnica de València.

Yepes-Piqueras, V. (2020). *Procedimientos de construcción de cimentaciones y estructuras de contención*. Colección Manual de Referencia, 2ª edición. Editorial Universitat Politècnica de València, 480 pp. Ref. 328. ISBN: 978-84-9048-903-

Youssef, M., et al. (2006) *Novel Approach to Integration of Numerical Modeling and Field Observations for Deep Excavations*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. ASCE. DOI: 10.1061/ASCE1090-02412006132:81019

Weissenbach, A., Hettler, A., y Simpson, B. (2003). *Stability of Excavations*. En Smoltczy, y Ulrich, *Geotechnical Engineering Handbook* (págs. 273- 409). München: Ernst y Sons.

Zeevaert, L. (s.f.) *Foundation, design and behavior of Tower Latino Americana in Mexico City*.

Zhang, W., y Liu, H. (2022). *Design of Deep Braced Excavation and Earth Retaining Systems Under Complex Built Environment*. Science Press Beijing.



## GLOSARIO

$\tau$ : Esfuerzo cortante.

$\sigma$ : Esfuerzo total.

$\phi$ : Ángulo de fricción interno.

$\sigma'$ : Esfuerzo efectivo.

$\gamma$ : Peso específico.

$\delta$ : Deformación.

$\delta_{hmáx}$ : Asentamiento máximo.

$\varepsilon$ : Deformación unitaria.

$\beta_1$ : Factor de reducción.

$f'_c$ : Resistencia del concreto.

$A_g$ : Área total de la sección.

$A_s$ : Área de acero.

$f_y$ : Resistencia de acero.

$a$ : Ancho de sección de elemento estructural.

$B$ : Ancho de excavación.

$b$ : Ancho de sección de elemento estructural.

$c$ : Cohesión.

$c_1$ : Distancia a eje neutro.

$d$ : Peralte efectivo sección.

$FS$ : Factor de seguridad del suelo.

$FS_1$ : Factor de seguridad para diagrama de interacción.



**H:** Profundidad de excavación.

**H<sub>e</sub>:** Profundidad de excavación máxima.

**N<sub>c</sub>:** Factor de capacidad de carga.

**P<sub>s</sub>:** Carga variable externa.

**P:** Carga por peso del suelo.

**q<sub>u</sub>:** Capacidad última del suelo.

**q<sub>a</sub>:** Cargas actuantes.

**TBM (Tunnel Boring Machine):** Tuneladora.

**u:** Presión de poro.