



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

DESEMPEÑO DE EXCAVACIONES
ANCLADAS EN SUELOS RÍGIDOS

TESIS
QUE PARA OBTENER EL
TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL
PRESENTA:
LUIS ARTURO RESÉNDIZ SÁNCHEZ

DIRECTOR DE TESIS:
**DR. JUAN MANUEL MAYORAL
VILLA**



MÉXICO, DF., AGOSTO DE 2015



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

DIVISIÓN DE INGENIERÍAS CIVIL Y GEOMÁTICA
COMITÉ DE TITULACIÓN
FING/DICyG/SEAC/UTIT/054/15

Señor
LUIS ARTURO RESÉNDIZ SÁNCHEZ
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor DR. JUAN MANUEL MAYORAL VILLA, que aprobó este Comité, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

"DESEMPEÑO DE EXCAVACIONES ANCLADAS EN SUELOS RÍGIDOS"

- INTRODUCCIÓN
- I. ANTECEDENTES
 - II. MARCO METODOLÓGICO
 - III. CASO DE ESTUDIO: EXCAVACIONES ANCLADAS EN LA ZONA DE LOMAS DE LA CIUDAD DE MÉXICO
 - IV. CONCLUSIONES

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el Título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"
Cd. Universitaria a 8 de junio del 2015.
EL PRESIDENTE


M.I. GERMÁN LÓPEZ RINCÓN

GLR/MTH*gar.

Dedicados a mis mentores de toda la vida,
esa familia que ha estado siempre presente.

Un enorme sentimiento de gratitud a la Universidad Nacional Autónoma de México, al Instituto de Ingeniería de la UNAM, al Dr. Juan Manuel Mayoral Villa ya que sin sus asesorías enseñanzas y consejos no hubiera sido posible realizar este trabajo, a los compañeros del Instituto de Ingeniería en especial al Ing. Damián Vital, a los profesores a lo largo de mi trayectoria universitaria que han llegado a ser más que solo catedráticos.

Gracias a mis padres que me han llevado a ser lo que soy: Diana, Catalina y Katy, a mis padrinos que me han estado en mis aciertos y errores.

Agradezco a Daniel Serrano, Jesús Aburto y René Peralta por tantas alegrías y risas. A Marco Torres y Ronaldo Chausseett por la compañía en momentos importantes.

A mis amigos de la universidad con esas travesías inolvidables.



ÍNDICE	i
RESUMEN.....	iii
OBJETIVOS.....	v
ALCANCES.....	v
INTRODUCCIÓN.....	1
1 ANTECEDENTES.....	3
1.1 <i>Sistemas de contención en excavaciones</i>	<i>4</i>
1.2 <i>Sistemas de anclaje.....</i>	<i>7</i>
1.2.1 Partes de un ancla	8
1.2.2 Según su vida útil	13
1.2.3 Según su funcionamiento.....	14
1.2.4 Según la presión de inyección	14
1.3 <i>Diseño de excavaciones ancladas.....</i>	<i>16</i>
1.3.1 Factores de Seguridad.....	18
1.4 <i>Ley de resistencia al esfuerzo cortante</i>	<i>19</i>
1.5 <i>Teorías de empuje de tierras.....</i>	<i>20</i>
1.5.1 Estado de empuje en reposo	20
1.5.2 Estado de empuje activo	20
1.5.3 Estado de empuje pasivo	21
1.5.4 Teoría de Rankine.....	22
1.6 <i>Empuje de tierras (Diagramas de presión aparente).....</i>	<i>24</i>
1.6.1 Modelo de Terzaghi, 1967	26
1.7 <i>Diseño de las anclas</i>	<i>28</i>
1.8 <i>Mecanismos de falla</i>	<i>29</i>
1.8.1 Fallas locales por falta de resistencia del suelo	29
1.8.2 Falla general	32
1.8.3 Falla estructural	33
1.9 <i>Historia y casos de falla en excavaciones.....</i>	<i>33</i>
1.10 <i>Estado Límite</i>	<i>39</i>
1.10.1 Estado límite de falla.....	39
1.10.2 Estado límite de servicio	40
2 MARCO METODOLÓGICO	43
2.1 <i>Procedimientos para encontrar propiedades mecánicas del suelo.....</i>	<i>43</i>
2.2 <i>Análisis estadístico de las propiedades del suelo</i>	<i>45</i>
2.3 <i>Revisión de anclas.....</i>	<i>47</i>
2.3.1 Cálculo de empuje redistribuido.....	47
2.3.2 Diseño de la longitud de bulbo	48
2.3.3 Cálculo de número de cables	48
2.4 <i>Modelos numéricos</i>	<i>49</i>
2.5 <i>Función de desempeño.....</i>	<i>50</i>
2.6 <i>Método de estimación de dos variables</i>	<i>51</i>



2.7	<i>Método de estimación generalizado</i>	54
2.8	<i>Distribución normal</i>	55
2.9	<i>Probabilidad de falla</i>	57
2.10	<i>Índice de confiabilidad</i>	57
3	CASO DE ESTUDIO: EXCAVACIONES ANCLADAS EN LA ZONA DE LOMAS DE LA CIUDAD DE MÉXICO	59
3.1	<i>Aspecto General del proyecto</i>	59
3.1.1	Ubicación del proyecto.....	61
3.1.2	Descripción general del proceso constructivo de excavaciones	62
3.1.3	Trabajos de campo.....	64
3.1.4	Estratigrafía del sitio SM12 y SM23	66
3.1.5	Condiciones geotécnicas de las zonas en excavación.....	67
3.1.6	Geometría de los modelos de excavaciones.....	68
3.2	<i>Análisis estadístico de las propiedades mecánicas de los sondeos</i>	69
3.3	<i>Revisión de anclas</i>	72
3.3.1	Empuje lateral en las paredes de las excavaciones	72
3.3.2	Diseño de la longitud de bulbo	74
3.3.3	Cálculo de número de cables	75
3.4	<i>Generación de modelos numéricos</i>	77
3.4.1	Procedimiento constructivo	77
3.4.2	Estado límite de servicio.....	86
3.4.3	Estado límite de falla	97
3.5	<i>Análisis por desempeño (Revisión estados límite de falla)</i>	101
3.5.1	Aplicación del Método estimación puntual generalizado	101
3.5.2	Distribución normal y probabilidad de falla	110
3.5.3	Confiabilidad de la excavación.....	113
3.6	<i>Factor de seguridad por métodos analíticos</i>	114
4	CONCLUSIONES	121
5	REFERENCIAS	123



RESUMEN

En grandes metrópolis como la Ciudad de México, el análisis de excavaciones requiere de mayor fineza y predicciones que asemejen al comportamiento real; para ello se utilizan herramientas que modelen adecuadamente los materiales que componen el suelo, sistemas de contención así como la geometría y procesos constructivos para determinar de manera precisa deformaciones que puedan causar daño a estructuras colindantes. El caso estudio corresponde a excavaciones en el poniente de la Ciudad de México.

En esta tesis se presenta un análisis por desempeño de excavaciones temporales a cielo abierto sostenidas a base de pilas y anclas, con el fin de revisar los estados límite de falla y servicio. Los parámetros de deformación y de resistencia del suelo se obtuvieron por medio de un análisis estadístico de las propiedades de tres estratos y dos estratos, posteriormente se usó el Método de Estimación Puntual de Dos Variables (BPEM) para un caso general, auxiliado de modelos tridimensionales de diferencias finitas para obtener: factores de seguridad, asentamientos y deformaciones en el fondo y la pared de excavación. La zona de estudio está ubicada en el poniente de la Ciudad de México donde se presentan suelos rígidos, se tienen dos secciones críticas, una con 18 m de profundidad y 22 m de ancho que presenta tres estratos para la primer excavación, la otra sección crítica posee una profundidad de 28 m y 54 m de ancho con dos estratos bien diferenciados para la segunda excavación. Los modelos de diferencias finitas fueron desarrollados con el software FLAC^{3D}. Los resultados obtenidos ayudan entender mejor los comportamientos de excavaciones temporales en suelos rígidos y la aportación del sistema de contención a base de pilas y anclas.

Ante las incertidumbres en los parámetros de resistencia y deformabilidad del suelo, derivados de los trabajos de campo y laboratorio, se requirió estimar la variación estadística de propiedades medias y extremas a partir de un análisis estadístico. Para el caso de las excavaciones se determinaron factores de seguridad y deformaciones con series de modelos tridimensionales de diferencias finitas, siguiendo la metodología de análisis por desempeño propuesta por Mayoral (2014) se evaluó el riesgo asociado a cada excavación con ayuda del Método de Estimación Puntual Generalizado (GPEM).

Además, se revisó la evolución del factor de seguridad durante las diferentes etapas de construcción, encontrándose mínimo de 1.2, que se considera aceptable considerando la temporalidad de la obra. No obstante, debido a la erraticidad encontrada en las propiedades, es indispensable un monitoreo continuo del comportamiento del terreno durante la etapa constructiva que permita implementar las medidas correctivas requeridas.



Continuando con la metodología de Mayoral (2014), se obtiene el nivel de desempeño y el índice de confiabilidad de las excavaciones estudiadas, esos valores pueden ir desde un desempeño alto para obras muy seguras o peligrosas para aquellas que probablemente presenten problemas en ejecución o durante su vida útil.



OBJETIVOS

La tesis tiene como objetivo proponer una metodología con base en el método de estimación puntual de dos variables, revisando los estados límite de falla y servicio en conjunto de excavaciones con diferente estratificación y geometría. Reportar el comportamiento del sistema de contención a base de anclas y pilas en excavaciones ubicadas en la zona de lomas de la Ciudad de México, se plantea ampliar el análisis por desempeño para dos y tres estratos, metodología propuesta por Mayoral (2014).

ALCANCES

Se presenta un planteamiento de la metodología propuesta por Mayoral (2014) para suelos de grano fino cementado, se desarrolla y aplica el método a un caso estudio de excavaciones en el poniente de la Ciudad de México. Ampliación de la metodología propuesta por Mayoral (2014) a dos y tres estratos para calcular la probabilidad de falla de frente y fondo en las excavaciones.

Evaluación del comportamiento ante carga sostenida, así mismo se desarrollan modelos numéricos tridimensionales de diferencias finitas para simular el proceso constructivo, con ellos estimar factores de seguridad y deformaciones presentes en cada etapa.



INTRODUCCIÓN

La necesidad de realizar excavaciones en ciudades densamente pobladas como lo es la Ciudad de México requiere evaluar el riesgo, además de un correcto análisis y ejecución para evitar deformaciones que puedan causar daños en estructuras colindantes.

Las cimentaciones como caso particular en la Ciudad de México están normadas para evitar asentamientos excesivos en estructuras cercanas según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF) en las Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcción de Cimentaciones. En el caso estudiado las excavaciones a cielo abierto requieren de una evaluación de las deformaciones durante el proceso constructivo y un monitoreo continuo.

Antes del desarrollo de la mecánica de suelos como rama formal de la ingeniería civil, la mayoría de los problemas de ingeniería se resolvían de forma intuitiva, lo que generaba grandes riesgos en la seguridad y economía de las obras, con el paso del tiempo y el avance de la tecnología es posible realizar un análisis del comportamiento del suelo cada vez más preciso. Tal es el caso del método por desempeño aportado por Mayoral (2014), el cual es una nueva metodología para la revisión de los estados límite de falla y de servicio que toman en cuenta la incertidumbre en la determinación de las propiedades mecánicas del suelo. Este método ha sido empleado en artículos publicados para revistas internacionales y aplicado tanto a túneles como a excavaciones e incluso a presas.

Las incertidumbres en las propiedades de resistencia y deformabilidad se traducen en una posible erraticidad en la deducción del comportamiento del suelo. El ingeniero geotecnista ha lidiado con estos problemas a lo largo de su historia desde los primeros trabajos; y seguirá enfrentándose a estos problemas aceptando las incertidumbres que siempre estarán presentes en el desarrollo de sus trabajos y cálculos, más que en otros campos de la ingeniería.

Existen diversos sistemas de contención para resistir el empuje que se presenta en las paredes de la excavación, el seleccionado para usarse fue el sistema a base de anclas y pilas en conjunto; seleccionado con base en las características que presenta la zona en que se encuentran las excavaciones, se tienen materiales tobáceos en la zona I (RCDF) denominada Zona de Lomas; estos hacen factible la elección del sistema de contención a base de anclas.



En las obras de ingeniería civil, es común la ejecución de cortes y excavaciones; ambos tipos de trabajo requieren la remoción de cierta cantidad de suelo y la consecuente pérdida de confinamiento en la periferia. El ingeniero verifica si la estructura puede ser estable sin ayuda externa, o si es necesario, emplear un muro de contención o formar un talud. Esto último solo puede lograrse si el espacio disponible lo permite. Cuando no es así, el corte se efectúa dejando paredes verticales. En esta condición, el suelo puede sufrir fuertes desplazamientos horizontales e inclusive llegar a la falla. Hasta principios del siglo pasado, el método más empleado para restringir el movimiento del suelo en las excavaciones era mediante el uso de puntales de madera o metálicos, que se iban agregando conforme avanzaba la excavación. Esta forma de proceder, tiene la desventaja de reducir el espacio de trabajo en el interior, limitando las maniobras de construcción. Además, el cambio constante en la distribución de la presión en las paredes soportadas, conducía a que algunos puntales se descargaran y cayeran (esto se solucionó presforzándolos y sujetándolos). La aparición de las anclas para roca y para suelo, representó un importante avance tecnológico para todos los trabajos relacionados con la estabilización de una masa de roca o suelo. Las anclas, al estar totalmente embebidas en el suelo no interfieren con las maniobras de construcción en el interior de las excavaciones.

Existen diversos sistemas de contención para resistir el empuje que se presenta en las paredes de la excavación, el seleccionado para usarse fue el sistema a base de anclas y pilas en conjunto; seleccionado con base en las características que presenta la zona en que se encuentran las excavaciones, se tienen materiales tobáceos en la zona I (RCDF) denominada zona de Lomas; estos hacen factible la elección del sistema de contención a base de anclas.

Los anclajes se utilizan para aplicar fuerzas dentro de una masa de suelo o roca para mantener o restablecer su estabilidad. Proporcionan fuerzas externas para lograr estabilidad de taludes, excavaciones a cielo abierto o túneles y galerías subterráneas y pueden utilizarse solas o con complemento de otras estructuras como muros de contención, tablestacas, muros Milán o pilas como es el caso de estudio de ésta tesis. Son una alternativa al uso de troqueles o puntales en excavaciones a cielo abierto. En el Valle de México se han utilizado principalmente en suelos que favorezcan su uso, es decir suelos con presencia de materiales tobáceos o granulares con cementación

El primer capítulo trata las teorías clásicas de resistencia de suelo, así como los conocimientos bases necesarias para la aplicación del método por desempeño.

El marco metodológico explica detalladamente y paso a paso el método que se aplicó en el caso estudio de las excavaciones. Posteriormente se realizan los cálculos del caso estudio y en el mismo capítulo se muestran los resultados obtenidos.

Finalmente en el capítulo 4 se exponen las conclusiones que arrojó este trabajo de acuerdo a los resultados obtenidos.



1 ANTECEDENTES

A lo largo de la historia la ingeniería ha tratado de encontrar modelos tanto analíticos como experimentales que simulen el comportamiento del suelo durante las excavaciones como después de estas. Con el avance de la tecnología surgieron métodos de análisis y procedimientos constructivos más avanzados con los cuales se puede realizar un diseño más racional de las excavaciones.

Las excavaciones tienen dos importantes efectos. El primero es que al quitar el material se produce una disminución en el esfuerzo vertical del suelo debajo del nivel de terreno natural, lo que provoca expansiones en el fondo de la excavación y desplazamientos horizontales en las paredes de excavación. El segundo es que el cambio en el estado de esfuerzos produce una pérdida en la resistencia del suelo cercano a la excavación.

Cuando no se dispone de espacio suficiente alrededor de una excavación para alojar un talud; como en ciudades densamente pobladas como la Ciudad de México, se hace necesario excavar en cortes verticales, los cuales son más desfavorables para la estabilidad general, estos requieren algún tipo de estructura de retención para soportar el empuje horizontal ejercido por la masa de tierra contenida.

El uso de anclas en suelo y roca es un método seguro y confiable para la estabilización de dichos materiales en diversas obras de ingeniería. Se utilizan de forma temporal o permanente. El primer anclaje permanente en roca lo llevó a cabo el ingeniero francés Coyne en 1930 (Juran, 1982), la estructura anclada fue el faro “La Jeumont”, ubicado en la costa noroeste de Francia. Sin embargo, la primera estabilización y refuerzo de una masa de roca por medio de anclas pretensadas, con tecnología moderna, se aplicó en forma exitosa durante la construcción de la presa “Cheurfas” (Argelia) en 1934 (Mohammed *et al*, 1969).

Dentro de este capítulo primero se abordara el tema de los sistemas de contención de las excavaciones, posteriormente se tiene una introducción al tema de anclas, después se citan las teorías que se usan para diseñar sistemas de contención en excavaciones, así como los mecanismos de falla que pueden presentarse para las excavaciones ancladas. Se finaliza el capítulo con historia de falla de excavaciones en años recientes.



1.1 Sistemas de contención en excavaciones

Hoy en día se optan por diversos tipos de sistemas de retención, que por lo general se clasifican en dos tipos los muros y los soportes; los primeros por lo general son rígidos y los segundos tienen una mayor flexibilidad. Los principales tipos de muros son: los de concreto, tablestacas, pilas tangentes, pilas secantes. Los principales tipos de soporte son las anclas y troqueles o puntales.

El diseño de excavaciones es principalmente problema del tipo interacción suelo-estructura; debido a las limitaciones de métodos analíticos y las hipótesis que realizan no representan el comportamiento con precisión requerida para asegurar un comportamiento seguro en algunos proyectos.

A lo largo de la historia la ingeniería ha tratado de resolver los problemas presentes en excavaciones encontrando modelos analíticos y experimentales que asemejen el comportamiento que tiene el suelo durante las excavaciones así como después de la realización de estas. Con el avance de la tecnología surgieron métodos de análisis y procedimientos constructivos más avanzados con los cuales se puede realizar un diseño más racional de las excavaciones.

Se presenta un resumen de elementos de retención en excavaciones (Godberg *et al*, 1976) que han sido usados y probados a lo largo de la historia con resultados satisfactorios ya sea para excavaciones temporales o a largo plazo.

Muros de gravedad

Depende principalmente de la acción del peso propio y que evite deslizamiento y volteo que pueden provocar las fuerzas de empuje del suelo, véase en la figura 1.1.

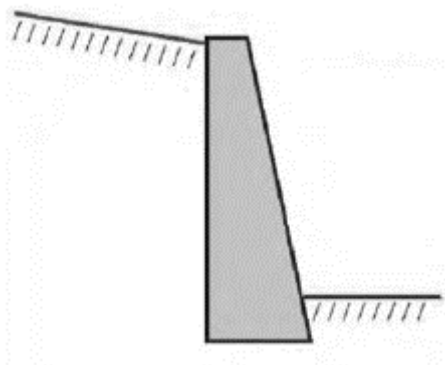


Figura 1.1 Muro de gravedad.



Tablestacas

Son elementos hincados en el terreno por golpes o vibración (figura 1.2) con el fin de formar pantallas que ayuden a la resistencia y/o impermeabilización del suelo. Las más comunes son las de acero y las de concreto armado.

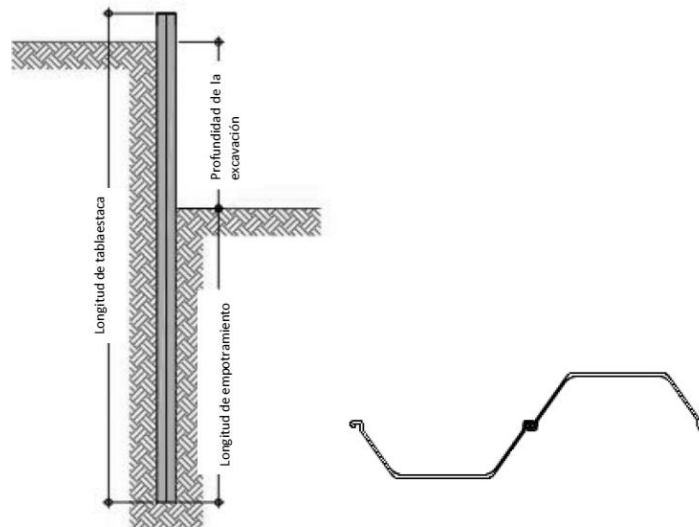


Figura 1.2 Sistema de retención a base de tablestaca.

Pilas

Este tipo de muros se extienden por debajo del nivel máximo de excavación se clasifican en pilas secantes y pilas tangentes, este sistema de retención tiene más rigidez en comparación con otras estructuras de retención (figura 1.3).

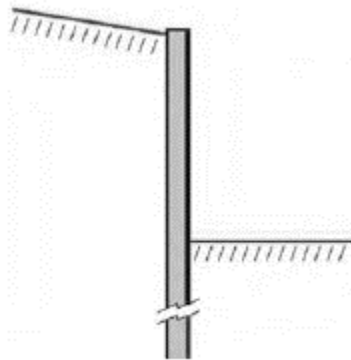


Figura 1.3 Sistema de retención a base de pilas.



Muros anclados

Los anclajes (figura 1.4) son utilizados para aplicar fuerzas con el fin de mantener o restablecer su estabilidad y se pueden utilizar en conjunto con muros, tablestaca, pilas, etc.

La descripción básica es inclusión de barras de acero con un recubrimiento, espaciadas de forma simétrica en la pared de la excavación,

Tiene varias ventajas entre ellas dejar libre la zona de excavación como alternativa al uso de troqueles o puntales.

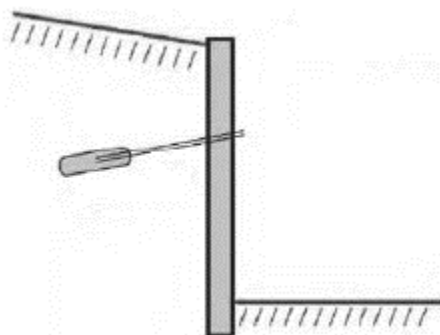


Figura 1.4 Muros anclados.

Soil Nailing

El soil nailing es una técnica de refuerzo de suelos in situ, que se ha utilizado desde los 1970's, principalmente en Francia y Alemania, para la contención de excavaciones y estabilización de taludes. El concepto fundamental del soil nailing consiste en reforzar el suelo, con inclusiones pasivas, para incrementar la resistencia global del suelo en el sitio y que la fricción entre el suelo y las anclas restrinja los desplazamientos del suelo antes y después de la construcción. En la figura 1.5 se muestran algunas aplicaciones típicas del soil nailing.

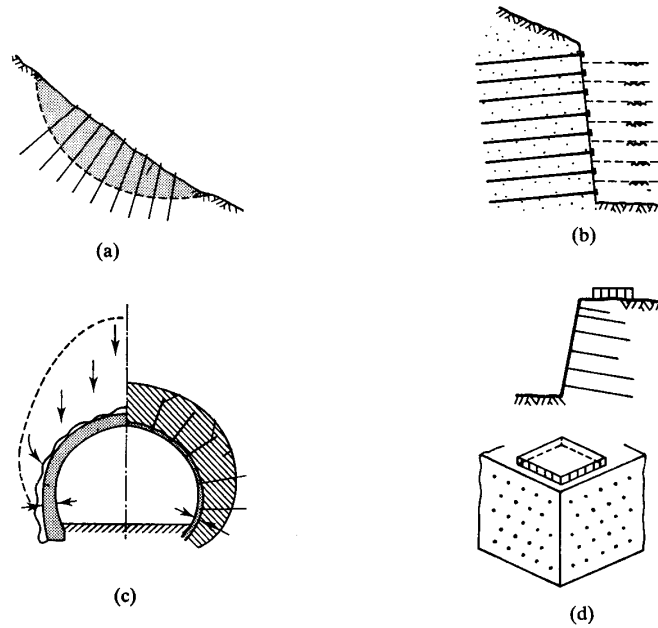


Figura 1.5, Aplicaciones típicas del soil nailing:

- a) en una ladera; b) en una excavación; c) en el portal de un túnel; d) el estribo de un puente

1.2 Sistemas de anclaje

El objetivo de los sistemas de anclaje es restablecer el confinamiento del suelo en la vecindad de un corte y con ello garantizar la estabilidad de una excavación, restablecer el equilibrio en taludes inestables o aumentar la seguridad de laderas o cortes.

El uso de estas tiene ventajas como limitantes, dentro de las primeras es que pueden adaptarse a condiciones geotécnicas muy variadas, aprovechar las propiedades del suelo o roca que presenten mayor capacidad, ocupa menor espacio comparado a sistemas similares (troqueles, puntales, taludes temporales).

Las limitaciones pueden deberse a la forma de trabajo de los sistemas de anclaje, a los procedimientos constructivos o a la existencia de ambientes agresivos.

La primer limitante tiene que ver con la transferencia de las fuerzas de tensión que las barras o torones transfieren al suelo cuando estas se encuentran en suelos arcillosos, estas cargas están limitadas por las propiedades mecánicas de dichos suelos.



Tabla 1.1, Aplicación de sistemas de anclaje en diferentes suelos

Aplicable	No aplicable
Arcillas duras Suelos granulares Roca alterada, depósitos de piemonte Suelos heterogéneos y estratificados Cementados	Arcillas plásticas blandas Suelos orgánicos, turba Suelos granulares sueltos ($N < 10$), y/o Suelos saturados

En la tabla 1.1 se recomienda la aplicación o no aplicación de sistemas de anclaje en diversos tipos de suelo. Esto debido a las propiedades que presentan cada tipo de suelo que pueden ser favorables o desfavorables para la aplicación de un sistema de anclaje.

1.2.1 Partes de un ancla

Un ancla de tensión consta de tres partes principales: longitud de anclaje o bulbo, longitud libre y la longitud de tensado (figuras. 1.6 y 1.7):

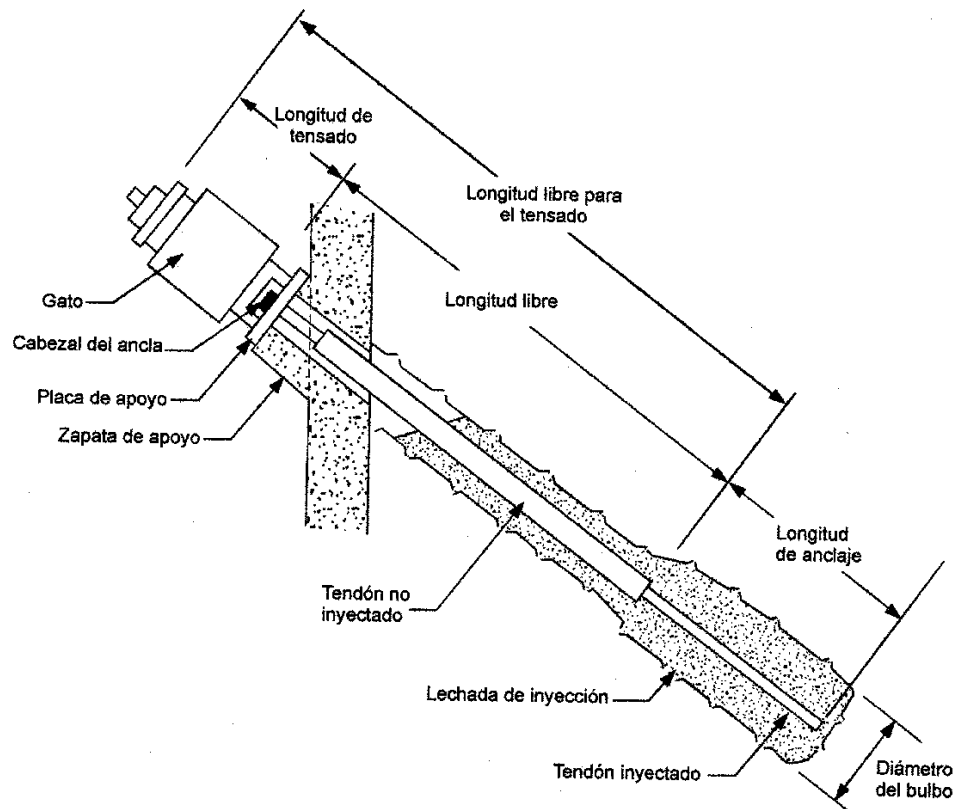
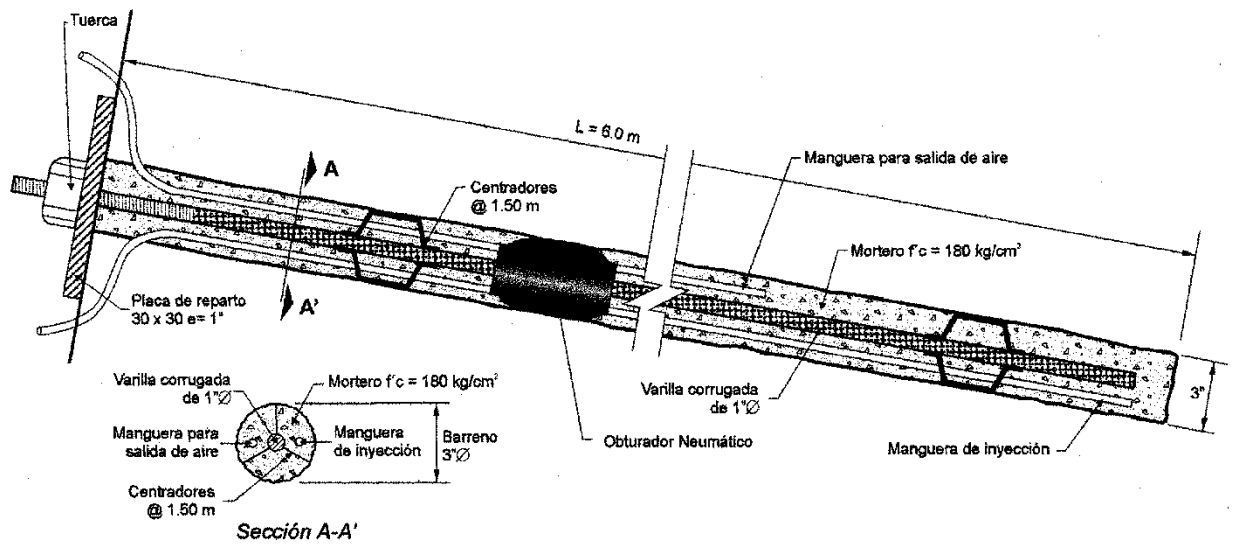


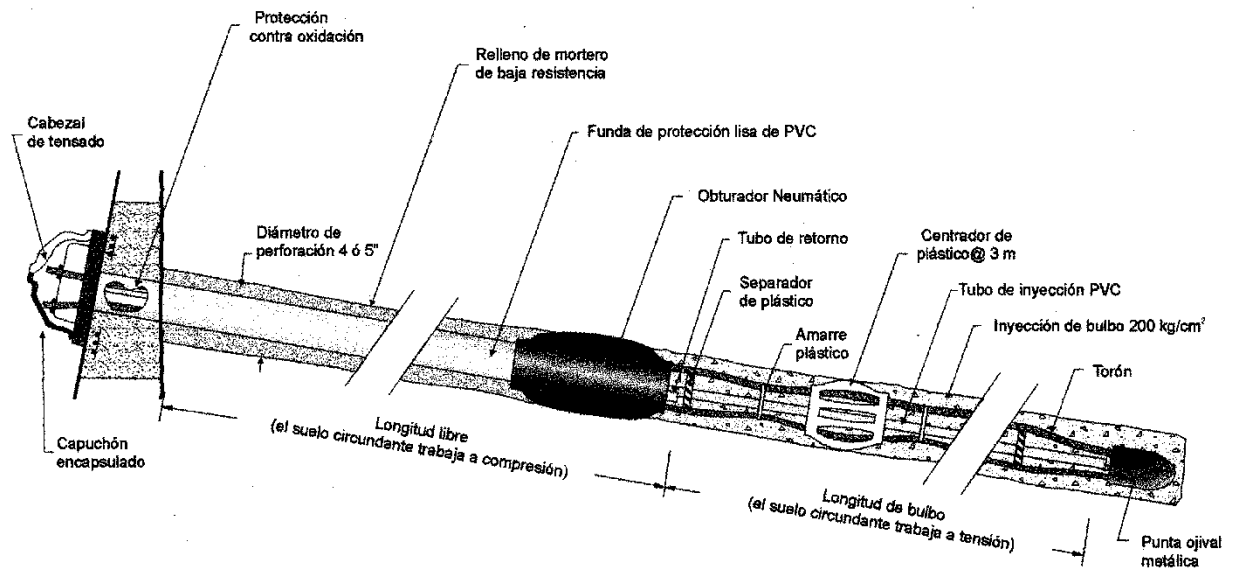
Figura 1.6 Principales componentes de un ancla.



- 1) Bulbo de inyección (define la longitud de anclaje). Queda en el fondo del barreno y se extiende una longitud suficiente para que se desarrollen las fuerzas de diseño; el terreno que circunda al bulbo está sometido a esfuerzos cortantes en la interfaz bulbo-suelo que equilibran a las fuerzas de tensión en torón o barra. Dentro de este bulbo se inyecta mortero a presión (lechada principal), con objeto de incrementar los esfuerzos dentro del mismo y en el terreno circundante. El bulbo de inyección queda cerrado por un obturador que permite la presurización y, al mismo tiempo, lo aísla de la parte exterior del barreno.
- 2) Longitud libre. Es la longitud del barreno en la cual no se aplica mortero o lechada a presión, por lo cual también se le denomina lechada secundaria. La longitud libre se puede rellenar con mortero de menor calidad que el que se utiliza en el bulbo de inyección; suele colocarse vaciándolo por gravedad. En la zona comprendida por la longitud libre no hay transferencia de cargas entre el ancla y el terreno circundante.
- 3) Longitud de tensado. Es la longitud expuesta que se requiere para tensar el ancla o para efectuar pruebas de carga.



a) Ancla de barra



b) Ancla de torones

Figura 1.7 Anclas de barra de acero y de torones



La función de la lechada principal es transferir la fuerza de anclaje al medio circundante; la lechada secundaria se coloca después del tensionado para proteger el ancla contra la corrosión. En la figura 1.7 se muestran las anclas de barra de acero y de torones con los dispositivos necesarios para su instalación, algunos de los cuales también se pueden ver en las figuras. 1.8 a 1.10.

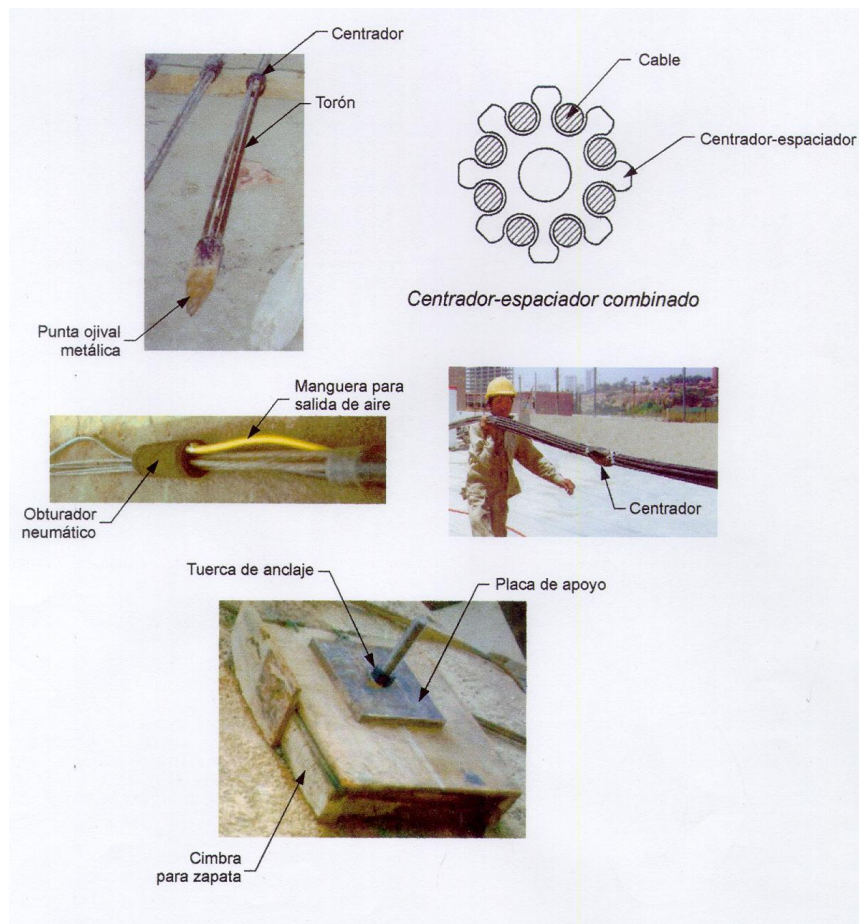


Figura 1.8 Diversos dispositivos auxiliares en sistemas de anclaje

Dispositivos auxiliares

Los torones, cables o barras requieren de los siguientes dispositivos auxiliares para protegerlos y para lograr que su trabajo sea eficiente:



- 1) Funda de protección. Es un tubo liso, comúnmente de PVC, dentro del cual se alojan los torones o las barras, en la longitud libre del barreno, según se ilustra en la figura 1.7. Esta funda comienza en la boca del barreno y termina conectada firmemente al obturador; se rellena con lechada secundaria o bien, con grasa, para evitar la corrosión de las barras o los torones.
- 2) Tubo de inyección. Es un tubo provisto de manguitos (una serie de agujeros cubiertos por bandas de hule), como se ve en la figura 1.7; el tubo de inyección se coloca en el centro del barreno y la lechada de inyección sale a través de esos agujeros. Los torones o barras de acero se instalan alrededor del tubo de inyección, el cual abarca toda la longitud del barreno, desde su boca hasta el fondo del mismo.
- 3) Obturador. Su función es sellar y aislar al bulbo de inyección del resto del barreno. Está constituido por un tapón de hule por el cual pasa el tubo de inyección (figuras. 1.8 y 1.10). El obturador se infla con aire para lograr un sello adecuado, lo cual se puede complementar inyectando el tramo superior del bulbo.
- 4) Separadores. Se trata de placas de material plástico con perforaciones circulares de sección circular o sección tipo “estrella” (figuras 1.7 a 1.9). El tubo de manguitos pasa por la perforación central de los separadores y las barras o torones por las perforaciones a su alrededor. Se colocan dentro del bulbo de inyección, a distancias suficientes para evitar que las barras se toquen entre sí durante su manejo y para evitar que toquen al tubo de inyección.
- 5) Opresores. Su función es oprimir los cables o torones para evitar movimientos no deseados durante la instalación (figura 1.7).



Figura 1.9 Colocación de centradores y espaciadores.

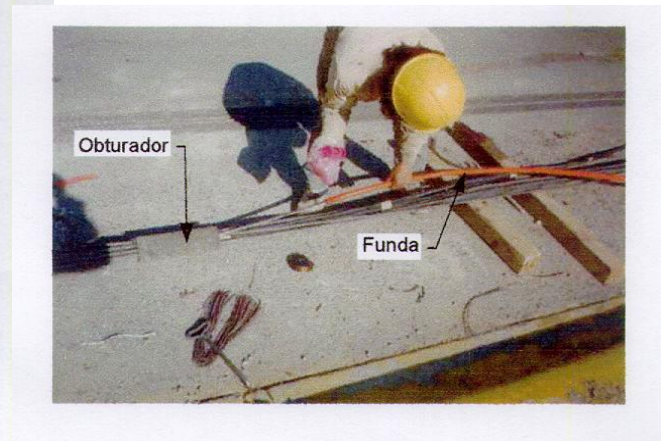


Figura 1.10 Colocación de la funda en la longitud libre (se aprecia el obturador).

Sabiendo la definición de un ancla y conociendo las partes que la conforman así como de sus dispositivos auxiliares necesarios para una correcta operación del sistema de anclaje, podemos dividirlos según:

1.2.2 Según su vida útil

Un primer criterio de clasificación de los sistemas de anclaje se basa en su vida útil; así, pueden clasificarse como temporales o permanentes.

Anclajes temporales. Se utilizan para estabilizar taludes o cortes verticales en excavaciones que después se cierran o bien que después se sostienen con otras estructuras de carácter permanente. En el caso de excavaciones para cimentaciones de edificios, el anclaje ofrece una solución en donde las deformaciones del corte son, en general, menores que las que se obtienen con troqueles o puntales. La vida útil de una ancla temporal es de algunos meses, cuando mucho un par de años.



Anclajes permanentes. La permanencia de un sistema de anclaje debe garantizarse protegiendo los elementos degradables (aceros y morteros o lechadas de inyección) contra el ataque de agentes agresivos. En algunos proyectos su permanencia depende de las previsiones que se tomen para darles mantenimiento, incluido en este rubro la posibilidad de ajustar las cargas de tensión en las anclas.

1.2.3 Según su funcionamiento

Desde el punto de vista de su funcionamiento, las anclas se pueden clasificar en activas o pasivas. Las primeras se conocen comúnmente como anclas de tensión y las segundas como anclas de fricción. Las diferencias de funcionamiento deben reconocerse explícitamente en el diseño pues mientras las anclas de tensión son fuerzas actuantes, cuya proyección a lo largo de la superficie de deslizamiento es de sentido contrario a las que provocan el deslizamiento, las de fricción contribuyen a aumentar las fuerzas resistentes.

Anclas de fricción. Son elementos pasivos que proporcionan fuerzas externas para lograr la estabilidad de taludes. Las anclas de fricción trabajan cuando el suelo o roca que las circunda sufre desplazamientos o deformaciones, no antes; de ahí que se les clasifique como elementos pasivos de refuerzo.

Anclas de tensión. Proporcionan activamente fuerzas externas para lograr la estabilidad de taludes o excavaciones. Las anclas de tensión comienzan a trabajar cuando se aplican fuerzas axiales mediante dispositivos especiales, por lo que se les clasifica como elementos activos de refuerzo.

1.2.4 Según la presión de inyección

La presión de inyección que se aplica en el bulbo depende del tipo de material en el que se perfora el barreno y constituye el factor limitante de su magnitud. De ahí que las anclas también puedan clasificarse como de presión alta, intermedia o baja. Algunas de éstas se ilustran en la Fig. 1.11.

Anclas de alta presión. Se utilizan en rocas, gravas o en suelos arenosos compactos. La presión de inyección excede 10 kg/cm^2 con objeto de lograr optimizar la transferencia de carga del ancla al medio circundante. Este efecto se logra por el incremento de esfuerzos normales en la vecindad del bulbo inyectado y por el incremento de diámetro producido en el mismo. Los barrenos pueden no requerir ademe y suelen perforarse con brocas helicoidales o con ademes del mismo tipo. La inyección se efectúa con el sistema de manguitos (*tubes à manchette*).



Anclas de baja presión con bulbo recto. Se instalan en rocas, suelos cohesivos o bien en materiales arenosos o con gravas. La barrenación se puede efectuar empleando una diversidad de técnicas de perforación e inyección; la presión generalmente no excede de 10 kg/cm² y se requiere de un obturador. Se utilizan en prácticamente cualquier tipo de suelo o roca fisurada.

El barreno puede requerir ademe, dependiendo de las condiciones del medio. La lechada inyectada en el bulbo aumenta y mejora la transferencia de carga pues la fuerza máxima de anclaje depende básicamente de la resistencia friccionante que se moviliza en la interfaz entre la lechada y el medio circundante.

Anclas con inyección posterior. En estas anclas se efectúa una primera etapa de inyección por gravedad; posteriormente, se reinyecta el bulbo sucesivamente, dejando de uno a dos días entre cada etapa de reinyección. Las reinyecciones se llevan a cabo con un tubo sellado instalado junto con el tendón. El tubo está provisto de válvulas *check* a lo largo de la longitud del bulbo de inyección. La lechada reinyectada fractura la lechada inicial vaciada por gravedad para ensanchar el bulbo. El tubo de inyección suele estar provisto de obturadores para aislar cada válvula. Alternativamente se puede emplear un sistema de tubos de manguitos para efectuar las reinyecciones.

Anclas con reinyección posterior. Se usan en suelos cohesivos de baja plasticidad. En suelos granulares o en rocas las reinyecciones se aplican para mejorar la transferencia de carga entre el bulbo inyectado y el material circundante.

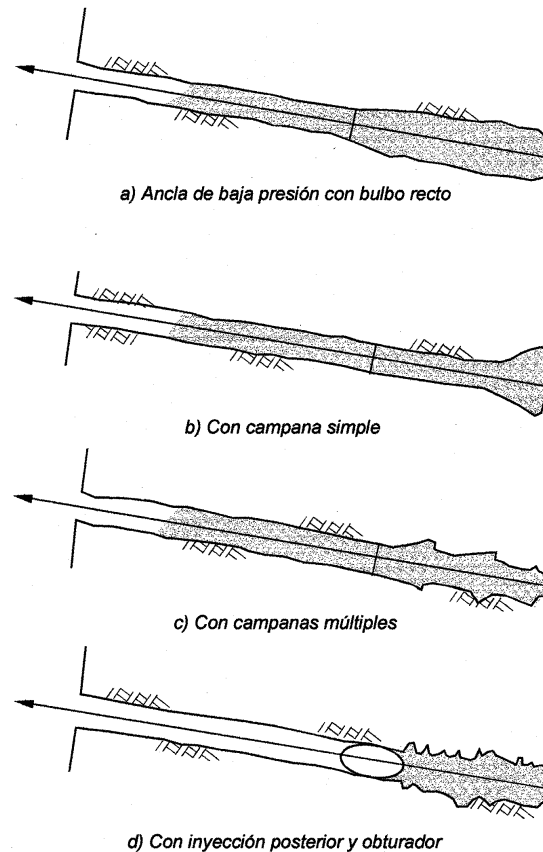


Figura 1.11 Anclas de presión y con campana.

1.3 Diseño de excavaciones ancladas

El reporte del arte publicado por Peck (1969) fue el primer análisis de excavaciones en suelos, y es un punto de referencia para entender los factores que rigen el comportamiento de estructuras de retención. En él se habla que son dos los factores importantes que influyen en el desempeño de las excavaciones; la primera es el tipo de suelo junto con sus propiedades y la segunda es la profundidad de las excavaciones.

Terzaghi (1943) presentó un método para la estabilidad de la base de excavaciones. Ahora se sabe que la estabilidad de la base es el factor de diseño más importante de una excavación sobre todo en suelos blandos. Las deformaciones asociadas a la excavación son dependientes de la estabilidad de la base.



El proceso constructivo para realizar excavaciones ancladas puede ser variado dependiendo del proyecto, el proyectista y las características que presenta el suelo en la zona donde se realizará la obra. Al momento de la ejecución del proyecto es conveniente mantener un orden y una metodología que nos guíe para el buen desempeño y comportamiento de las excavaciones ancladas.

Para cumplir lo anterior se recomienda que el diseño de las anclas deba seguir una secuencia con el fin de obtener valores realistas de las fuerzas actuantes, según se muestra en el esquema de la figura 1.12.

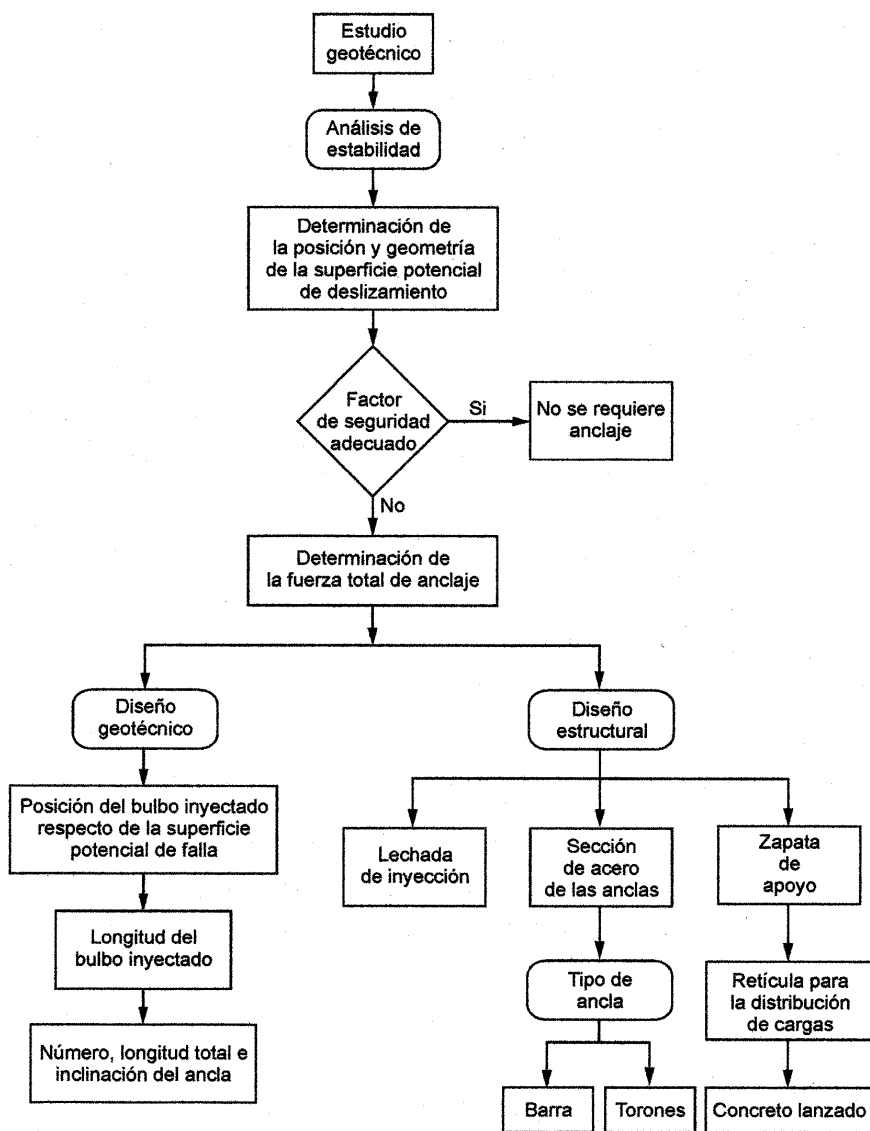
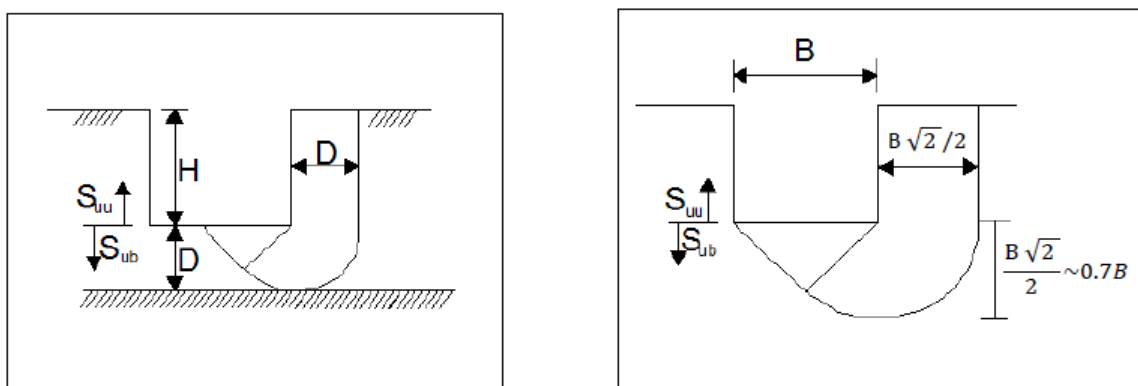


Figura 1.12 Mapa conceptual para el diseño de excavaciones ancladas.



1.3.1 Factores de Seguridad

Como ya se mencionó la parte de mayor inestabilidad en una excavación se presenta en la base de la misma, como lo estudio Terzaghi. Bjerrum y Eide (1956) presentaron mejoras del análisis de estabilidad en la base propuesto por Terzaghi, e incluyeron factores de capacidad de carga, N_c , para el análisis de la estabilidad de base en suelos blandos. Las mejoras incluyen la consideración de los valores de N_c , de los efectos de las dimensiones de la excavación y la geometría en términos de la relación longitud-ancho (L/B) y profundidad-ancho (H/B)



(a) $D < (\sqrt{2}/2) B$

(b) $D > (\sqrt{2}/2) B$

Factor de seguridad contra falla de fondo		
Caso	(a)	(b)
Terzaghi (1943)	$F_s = \frac{1}{H} x \frac{N_c S_{ub}}{\gamma - S_{uu}/D}$	$F_s = \frac{1}{H} x \frac{N_c S_{ub}}{\gamma - 2S_{uu}/\sqrt{2} B}$
Bjerrum and Eide (1956)	$F_s = \frac{1}{H} x \frac{N_c S_{ub}}{\gamma}$	

Figura 1.13 Análisis de falla de fondo en arcillas

El reporte del estado del arte de Peck en 1969, fue el primer análisis de una excavación con el método observacional, titulado “Ventajas y limitaciones del Método Observacional aplicado a la Mecánica de Suelos”.



1.4 Ley de resistencia al esfuerzo cortante

Los parámetros cohesión (c) y ángulo de fricción interna (ϕ) son fundamentales en la determinación de la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. La teoría de falla al esfuerzo cortante es la más aceptada en el campo de la geotecnia, entre las teorías de resistencia al esfuerzo cortante destaca la ley de Mohr-Coulomb, utilizada en suelos y rocas.

La determinación correcta de este concepto es la base para la seguridad en la construcción de obras civiles. La ley de resistencia al esfuerzo cortante propuesta por Coulomb (1776) sigue una relación lineal y es:

$$s = \sigma \tan\phi \quad \text{ec. 1.1}$$

donde:

s es la resistencia al corte

σ esfuerzo normal exterior

ϕ ángulo de fricción interna del material

Coulomb definió a la constante de proporcionalidad entre la resistencia al esfuerzo cortante (s) y el esfuerzo normal exterior (σ) en términos de un ángulo de fricción interna (ϕ), que lo definió como constante del material. Sin embargo existen materiales que no se rige por la anterior relación, por ejemplo la arcillas que presentan una resistencia al corte aun cuando el esfuerzo normal sea nulo; Coulomb observó que en arcillas francas, la resistencia parecía ser independiente de cualquier presión exterior actuante en ellas; esto daba indicios de que en dichos materiales parecía existir solo cohesión como si en ellos $\phi=0$, por lo tanto la ley de resistencia para este tipo de suelo es:

$$s = c \quad \text{ec. 1.2}$$

En general los suelos presentan características mixtas, es decir presentan cohesión y fricción interna a la vez por lo que se les puede asignar una ley de resistencia que sea una combinación de las ecuaciones 3.2 y 3.3; conocida generalmente como la ley de Coulomb:

$$s = c + \sigma \tan\phi \quad \text{ec. 1.3}$$

Los parámetros mecánicos que determinan la resistencia del material son la cohesión y el ángulo de fricción interna, estos parámetros se obtienen a partir de pruebas de laboratorio realizadas a muestras obtenidas del lugar del proyecto mediante exploraciones geotécnicas.



1.5 Teorías de empuje de tierras

Un aspecto importante para el análisis de excavaciones y sobretodo el diseño de anclas es el empuje de tierras que se presentan al realizar el movimiento de material, es importante determinar con precisión las presiones que la tierra ejerce sobre elementos de retención encargados de soportarla. En la actualidad las estructuras de soporte han sido diseñadas a partir de las teorías expuestas por Rankine y Coulomb, distan de ser óptimas y están afectadas de hipótesis que están lejos de representar un ideal de perfección en lo que refiere un acercamiento a la realidad; pero, en muchos casos, son las de más fácil aplicación y manejo, en principio, resulta animador para el ingeniero (E. Juárez,).

Los diagramas de presión aparente en elementos de retención han ido evolucionando y sufrido cambios desde aquel remoto modelo de Terzaghi en 1967. Estos son la herramienta de mayor uso para el diseño de sistemas de retención.

1.5.1 Estado de empuje en reposo

Empuje en reposo se refiere al estado de esfuerzos o de deformaciones que existen en la masa de suelo antes de realizar una excavación o construir una estructura. Este estado de esfuerzos se muestra como el círculo “O” del diagrama de Mohr de la Fig. 1.14

El coeficiente de empuje en reposo K_0 ha sido determinado con la siguiente relación:

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad \text{ec. 1.4}$$

Donde:

ϕ ángulo de fricción efectivo del suelo

1.5.2 Estado de empuje activo

Es el valor mínimo posible que el empuje horizontal puede alcanzar a cualquier profundidad. Este estado se desarrolla cuando la pared, muro o ademe se desplaza o gira hacia afuera del suelo, permitiendo que el suelo se expanda horizontalmente en la dirección del movimiento



del muro. El estado de esfuerzos resultante se presenta en el diagrama de Mohr de la figura 1.14 como el círculo “A”. Cuando un plano vertical, como lo es un muro flexible se flexiona por la acción del empuje horizontal cada elemento de suelo se expande lateralmente en dirección del movimiento, movilizand su resistencia al esfuerzo cortante, produciendo una consecuente reducción del empuje lateral. El valor mínimo posible se alcanza cuando se moviliza el máximo esfuerzo cortante y se presenta un estado de falla.

En la figura 1.14 se muestra la orientación del plano de falla referido al círculo de Mohr, cuyo coeficiente se expresa como:

$$K_a = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{ec. 1.5}$$

1.5.3 Estado de empuje pasivo

Es el valor máximo posible que el empuje horizontal puede desarrollar cuando la pared, muro o ademe se desplaza o gira contra el suelo, comprimiendo a éste horizontalmente. El estado resultante es el empuje pasivo. En la figura 1.13 del diagrama de Mohr el círculo “P” representa este estado. Si el plano vertical del muro se desplaza contra el suelo, como en el caso del empotramiento de una tablestaca o la reacción de un muerto de anclaje, el empuje lateral se incrementa hasta alcanzar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo. El valor máximo posible se alcanza cuando se moviliza el máximo esfuerzo cortante y se presenta un estado de falla.

El coeficiente de empuje pasivo se presenta gráficamente en la figura 1.14 y cuyo valor respecto al círculo de Mohr es:

$$K_p = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad \text{ec. 1.6}$$

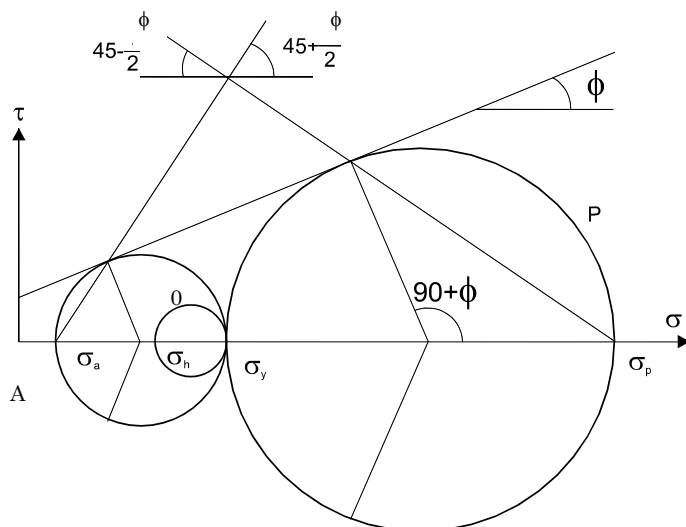


Figura 1.14 Estado activo, pasivo y reposo

1.5.4 Teoría de Rankine

La teoría de Rankine se fundamenta en la suposición de que el muro o ademe no produce cambios en el plano de contacto entre muro y suelo; también supone que en la corona del muro o ademe la superficie del terreno es un plano, horizontal o inclinado y la superficie de falla también es plana. Cuando en la teoría de Rankine se alcanza uno de los estados límite se desarrollan las superficies de falla que se presentan en la figura 1.15.

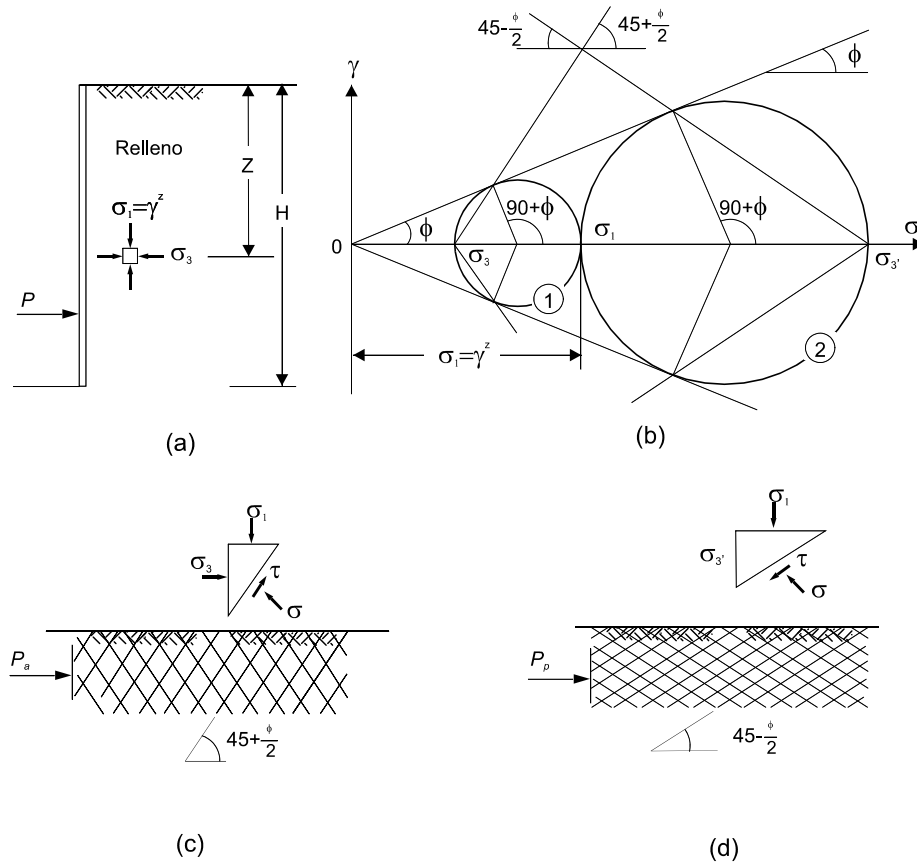


Figura 1.15 Estados límite de falla de Rankine. (a) elemento en suelo granular; (b) círculos de Mohr para los casos activo y pasivo; (c) y (d) planos de deslizamiento para los casos activo y pasivo

La teoría de Rankine se caracteriza por los dos estados límite de equilibrio plástico, el estado natural del suelo se representa por un prisma a cierta profundidad sometido a una presión vertical la cual es el producto de su peso específico por la profundidad a la que se encuentra el prisma.

$$\sigma_v = \gamma h \tag{ec. 1.7}$$

Esta presión vertical está asociada a una presión horizontal σ_h . La relación entre la presión vertical y horizontal es un coeficiente K que en el estado de reposo se le denomina K_0 .

El empuje de reposo se refiere al estado en que los desplazamientos del elemento de retención son igual a cero, para su cálculo se utiliza la ec. 3.9.

$$E_0 = \frac{1}{2} \gamma_m K_0 H^2 \tag{ec. 1.8}$$

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \tag{ec. 1.9}$$



donde:

K_0 coeficiente de presión de tierras en reposo

σ_h esfuerzo horizontal

σ_v esfuerzo vertical

γ_m peso volumétrico del suelo

Suponiendo un elemento de retención en una masa semi-infinita de suelo como se muestra en la figura 1.14. Si el elemento de retención se mueve hacia la izquierda, se producirá una reducción de la presión horizontal. A medida que el elemento de retención se desplaza, la masa de suelo entra en equilibrio plástico, llegando al límite de falla, en ese momento la relación entre la presión horizontal y la presión vertical se indica con el coeficiente de presión de tierras activo k_a .

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{ec. 1.10}$$

Si el elemento de retención se mueve en dirección de la masa de suelo, la presión vertical permanecería constante y la presión horizontal aumentaría hasta llegar a la línea de falla, en este caso la presión horizontal será mayor que la presión vertical, la relación entre ambas presiones está dada por el coeficiente de presión de tierras pasivo, k_p .

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{ec. 1.11}$$

1.6 Empuje de tierras (Diagramas de presión aparente)

Los diagramas de presión aparente actúan en las paredes verticales de la excavación, para diseñar cualquiera de los sistemas de contención mencionados dentro de los subcapítulos anteriores, es indispensable determinar las fuerzas producidas por el empuje lateral de la tierra contenida.

El tema del diseño de soporte lateral de las excavaciones con paredes verticales es un tema que ha mantenido ocupada la atención de ingenieros constructores desde hace ya un par de siglos, Charles Coulomb propuso en 1776 un método para determinar el empuje lateral de la tierra sobre muros de contención rígidos, al aplicar este método se encontraron que los valores de los empujes teóricamente calculados eran, generalmente, menores que los reales; derivó en algunas fallas de las excavaciones debidas a la ruptura de puntales. El método de Coulomb fue abandonado debido a las respuestas que habían tenido las estructuras que siguieron este método, que siguieron usando el método empírico basado en experiencia y observaciones anteriores.



Años más tarde, Rankine en 1857, publicó su nuevo modelo teórico basado en un análisis matemático más elegante; esta nueva teoría corrió en el mismo destino que la de Coulomb. Evidentemente fue abandonada la teoría y se siguieron realizando excavaciones en base al conocimiento empírico.

Fue hasta 1936, cuando el padre de la mecánica de suelos K. Terzaghi, en el Instituto Tecnológico de Massachusetts, demostró la influencia de los desplazamientos de la estructura de contención en la magnitud y distribución de la presión lateral ejercida por la tierra sobre la propia estructura.

Midió las reacciones en los apoyos de una pared móvil en una caja llena de arena, y comparándola con los valores teóricos obtenidos de las ecuaciones de Rankine, estableció dos conclusiones de relevancia en la práctica.

1.-Si la pared rígida se desplaza paralelamente a sí misma como se observa en el diagrama (a) de la figura 1.16, en un orden de $0.001H$ a $0.002H$, donde H es la altura de la pared, la magnitud del empuje total y la distribución de la presión lateral son iguales a las obtenidas con el modelo teórico de Rankine. Implica que basta un pequeño desplazamiento lateral del muro para crear en la masa de suelo el estado de deformación plástica ideal que supone la teoría.

2.-Cuando el desplazamiento de la pared rígida se produce girando alrededor de un eje horizontal coincidente con su lado inferior, en una cantidad δl , como se muestra en el diagrama (b) de la figura 1.16, se obtiene el mismo diagrama de distribución lineal con igual magnitud del empuje total que se obtiene con la teoría de Rankine.

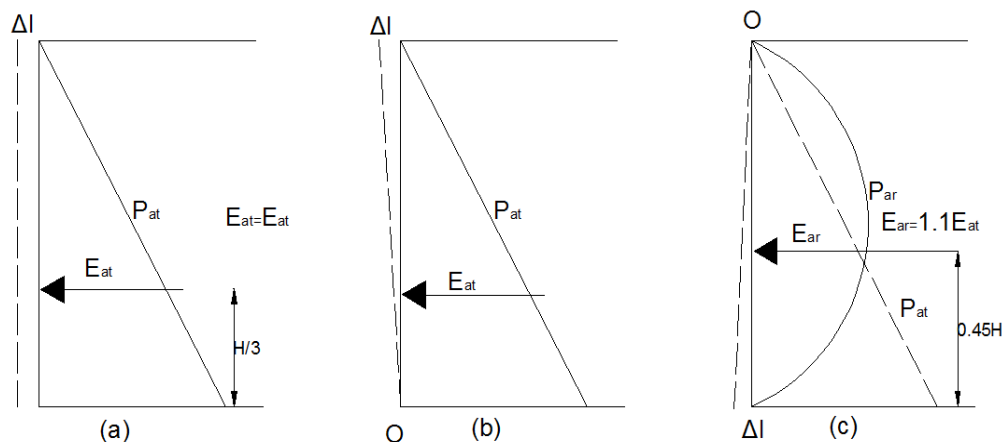


Figura 1.16 Influencia del desplazamiento del muro en la distribución de la presión lateral activa.



Estas dos formas de desplazamiento: traslación y rotación respecto a la base, se presentan en muros de contención rígidos; es decir de mampostería y concreto, en los que la estabilidad depende solamente del peso propio, es decir que en la cara libre no existe algún soporte que restrinja el desplazamiento.

En cambio en excavaciones con un sistema de contención a base de soportes como lo pueden ser anclas, puntales, troqueles o ademadas, que son más flexibles, al ir colocando los elementos de la parte superior se restringe el desplazamiento en esta parte y, a medida que continúa profundizándose la excavación y se van colocando más elementos de contención, la parte inferior del ademe o pila se desplaza girando alrededor del punto de apoyo de los elementos de contención superiores.

3.-Las mediciones experimentales del empuje ejercido por el suelo indican que si la pared se desplaza en su parte inferior la distribución de la presión sigue una ley curva, semejante a una parábola; como se ilustra en el diagrama (c) de la figura 1.16. La magnitud del empuje total observado E_{ar} , dado por el área bajo la curva, llega a ser aproximadamente 10% mayor que la del diagrama triangular teórico de Rankine E_{at} . El punto de aplicación del empuje E_{ar} se encuentra a una altura aproximada de 0.45H sobre la base de la pared móvil.

La flexibilidad de los elementos verticales induce desplazamientos adicionales del suelo en contacto con el elemento, formando superficies de curvatura variables, dependiendo de la flexibilidad de estos elementos, de la posición de elementos de apoyo (ancas, puntales) y de la carga aplicada al ser colocados. Tal heterogeneidad de los desplazamientos del sistema de soporte origina igual heterogeneidad de las curvas de distribución de la presión de la tierra.

Ante esto se han ido realizando y proponiendo diagramas de presión simplificados para el diseño de sistemas de soporte temporal de excavaciones.

1.6.1 Modelo de Terzaghi, 1967

El primer diagrama en realizarse fue el propuesto por Terzaghi y Peck derivado de las excavaciones hechas en las arcillas de Chicago, que es un diagrama trapecial.

Para un caso más general de un suelo cuya resistencia al corte está constituida por cohesión y fricción presentaron los diagramas que se muestran en la figura 1.17.

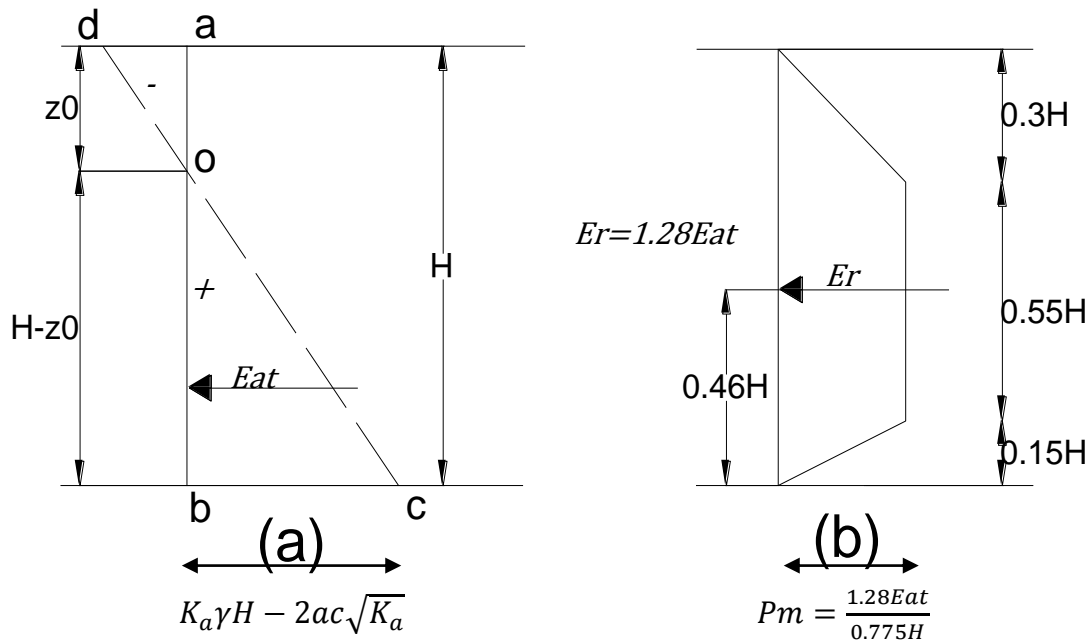


Figura 1.17 a) Diagrama teórico de Rankine para suelo cohesivo-friccionante b) Diagrama trapecial envolvente de presión redistribuida obtenido de (a)

El valor del empuje activo teórico es el área del triángulo de presiones, OBC expresado por:

$$E_{at} = 0.5(\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}) \left(H - \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \right) \quad \text{ec. 1.12}$$

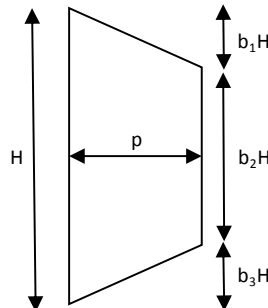
Esta ecuación permite definir el diagrama trapecial de presión redistribuida para cualquier caso de suelo homogéneo, cuya resistencia al corte pueda variar entre la de una arena sin cohesión ($c=0$) y una arcilla sin fricción ($\phi=0$), cuando el nivel freático es más profundo que la excavación.

Al paso de los años se han cuestionado y estudiado las publicaciones de grandes investigadores y científicos, esto ocurre también en la geotecnia, donde los diagramas publicados por Terzaghi y Peck en el ya lejano 1967 han sufrido modificaciones por diversos autores. En la tabla 1.2 se presenta una comparativa evolutiva del cálculo de empuje lateral en las paredes de excavación, comenzando por la propuesta por Terzaghi y Peck y su trabajo en el metro de Chicago, hasta la propuesta por Sabatini en 1999 publicado por la FHWA.



Tabla 1.2 Resumen de diagramas de presión aparente para excavaciones temporales en arcillas duras

Referencia	b_1	b_2	b_3	Rango de la máxima presión, p	Carga total
Terzaghi y Peck (1967)	0.25	0.5	0.25	$0.2\gamma H - 0.4\gamma H$	$0.15\gamma H^2 - 0.30\gamma H^2$
Schabel (1982)	0.2	0.6	0.2	$0.2\gamma H$	$0.16\gamma H^2$
Winter (1990)	0.2	0.6	0.2	$0.2\gamma H - 0.32\gamma H$	$0.16\gamma H^2 - 0.26\gamma H^2$
Ulrich (1989)	0.25	0.5	0.25	$0.2\gamma H - 0.4\gamma H$	$0.15\gamma H^2 - 0.30\gamma H^2$
FHWA-RD-75-130 (1976)	0	1	0	$0.15\gamma H - 0.30\gamma H$	$0.15\gamma H^2 - 0.30\gamma H^2$
Sabatini (1999)	0.17	0.66	0.17	$0.2\gamma H - 0.4\gamma H$	$0.17\gamma H^2 - 0.33\gamma H^2$



1.7 Diseño de las anclas

Para realizar el diseño de un ancla se requiere haber estudiado con anterioridad el suelo que servirá de soporte al ancla, haber realizado una correcta y adecuada caracterización del suelo de acuerdo a las pruebas de campo y resultados de pruebas de laboratorio, identificar la temporalidad de la obra, también es indispensable calcular el empuje que genera el estado en que se encuentra el suelo que debe soportar cada nivel de anclas; todo lo anterior influye para calcular la longitud del ancla. Para encontrar la longitud del bulbo (l_a) se emplea la siguiente ecuación:



$$l_a = \frac{Pu * F.S.}{\pi D(\alpha c + p_i \tan \phi)} \quad \text{ec. 1.13}$$

$$T = Pu * F.S. \quad \text{ec. 1.14}$$

La longitud del bulbo es l_a . En donde T necesariamente debe ser menor que la capacidad del ancla P_u , pues está afectada por el factor de seguridad; p_i es el esfuerzo normal actuante en la superficie del bulbo (presión de inyección), D es el diámetro efectivo del bulbo, αc y ϕ son los parámetros de resistencia representativos de la interfaz entre el medio circundante y el barreno inyectado.

1.8 Mecanismos de falla

Los modos de falla que se pueden presentar en un sistema de anclaje son variados y dependen de las características del sistema, así como las del medio circundante. En este subcapítulo se explica los tipos de falla que existen y se describen a continuación.

1.8.1 Fallas locales por falta de resistencia del suelo

Falla rotacional del elemento de retención hacia la excavación antes de la instalación del ancla (figura 1.20a). Este tipo de falla ocurre cuando la primera etapa de excavación no se planea adecuadamente, es decir, cuando la profundidad del corte es mayor que la mínima necesaria para conservar su estabilidad. También puede presentarse cuando una excavación se deja abierta, sin las fuerzas estabilizadoras de anclaje, por periodos de tiempo suficientes para que ocurra una redistribución de presiones de poro que desestabilice a toda la excavación o bien, para que se generen deformaciones diferidas (*creep*) en la masa de suelo no retenida.

Falla en la masa de suelo. Se refiere a la falla que resulta por la aplicación de fuerzas excesivas en el ancla o tendón como las que ocurren durante un deslizamiento y no a la que resulta por fuerzas externas. Este tipo de falla es el que se presenta en anclas de poca profundidad y se caracteriza por el levantamiento del suelo frente al ancla. Eventualmente se forma una superficie de falla frente al ancla hasta que se moviliza la resistencia pasiva del suelo. En general, para fines prácticos, este tipo de falla no es un factor que suela ser importante en anclas colocadas a más de unos 4 a 5 m de profundidad.



Falla por extracción del bulbo (figura 1.20b). Ocurre cuando se excede la resistencia friccionante en la interfaz entre el bulbo inyectado y el suelo circundante. En anclas acampanadas, esta resistencia se moviliza en el perímetro del área aumentada por la campana. En un suelo uniforme, la resistencia se moviliza progresivamente conforme se aplican las cargas, dependiendo de las elongaciones que sufra el tendón; una vez que los esfuerzos que resultan de estas elongaciones llegan al extremo del ancla, puede excederse la resistencia friccionante en la interfaz suelo-mortero o suelo-lechada.

Este mecanismo ha sido verificado mediante pruebas de campo en anclajes instrumentados e implica que la distribución de cargas a lo largo del bulbo inyectado dista de ser uniforme. Como la resistencia de la interfaz se moviliza progresivamente desde el extremo superior hasta el inferior del bulbo inyectado, puede ocurrir que las zonas cercanas al punto de aplicación de la carga sufran deformaciones de magnitud suficiente como para exceder la resistencia máxima en la interfaz y que trabajen con la resistencia residual.

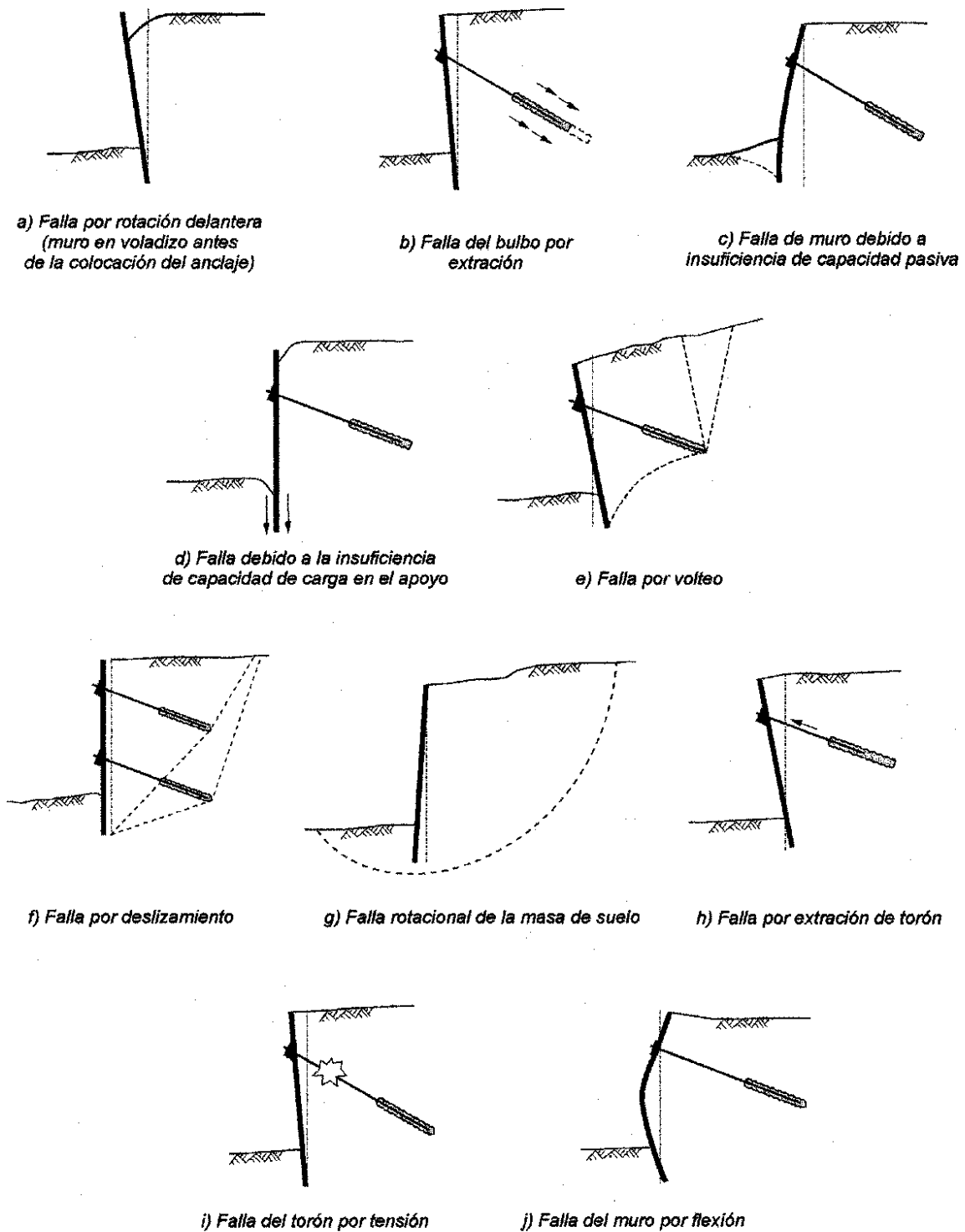


Fig. 1.20 Modos de falla en un tablestacado con anclaje



Por otra parte, las elongaciones del ancla pueden producir la falla progresiva en la interfaz acero-mortero. Todo esto limita la longitud de los bulbos inyectados que efectivamente trabaja, la cual de acuerdo con Sabatini *et al.* (1999) varía entre 9 y 12 m en anclajes en suelos. Este mecanismo de falla también ocurre cuando se presentan deformaciones diferidas (*creep*) las cuales son más severas en suelos orgánicos o cohesivos de alta plasticidad.

Falla rotacional del elemento de retención por falta de resistencia pasiva (figura 1.20c). La estabilidad de muchos sistemas de retención anclados requiere de la movilización de la resistencia pasiva del suelo localizado frente al empotramiento. En general debe revisarse que ocurran las condiciones para que se movilice esta resistencia pasiva con un factor de seguridad adecuado que garantice que las deformaciones del suelo se mantengan dentro de límites aceptables.

Falla por falta de capacidad de carga en la base del elemento de retención (figura 1.20d). En este caso deben considerarse la resultante de los empujes actuando en el extremo inferior del elemento de retención, el cual debe estar apoyado sobre un material suficientemente resistente.

1.8.2 Falla general

Erróneamente, la revisión de estos mecanismos suele pasarse por alto, pues las superficies potenciales de deslizamiento pasan por fuera de los bulbos de inyección.

Falla generalizada por volteo (figura 1.20e). En este caso se deben tomar en cuenta todas las fuerzas que actúan sobre el elemento de retención. De ser necesario se debe analizar la posibilidad de que el volteo ocurra a diferentes profundidades, alrededor de uno o más puntos de giro.

Falla generalizada por deslizamiento (figura 1.20f). Para prevenir este modo de falla se efectúan análisis convencionales en la base de la estructura de retención en los que intervengan todas las fuerzas actuantes. En este caso resulta crítico contar con estimaciones razonables de la resistencia del suelo involucrado.

Falla generalizada rotacional (figura 1.20g). Aquí pueden aplicarse los métodos convencionales para el análisis de la estabilidad global del sistema. Conviene revisar la estabilidad antes y después de la instalación de las anclas.



1.8.3 Falla estructural

Falla de adherencia entre el tendón y el mortero de inyección (figura 1.20h). Ocurre cuando se presentan desplazamientos relativos entre el acero del ancla y el mortero inyectado en el bulbo. Involucra tres factores: la adherencia, la fricción y la trabazón mecánica. El primero depende de la coalescencia microscópica entre el acero y el mortero; se requieren deformaciones muy pequeñas para movilizarla. Una vez que se ha vencido la resistencia por adherencia, se moviliza la fricción entre el acero y el mortero; sin embargo, puede ocurrir que la falla se presente a lo largo de una superficie de deslizamiento dentro del mortero únicamente. La trabazón mecánica impide el deslizamiento relativo entre el mortero y el ancla debido a la rugosidad microscópica y macroscópica de la superficie potencial de deslizamiento. En sistemas de anclaje instalados en suelo, este modo de falla normalmente no es el más crítico pero en anclajes embebidos en materiales rocosos de buena calidad o en suelos cementados muy competentes su probabilidad de ocurrencia es mayor. Para evitarlo se procura que la fuerza de anclaje no exceda un cierto porcentaje de la resistencia al esfuerzo cortante del mortero.

Falla por tensión en el ancla o tendón (figura 1.20i). Ocurre cuando se excede la capacidad estructural del tendón. Usualmente se recomienda que la carga de diseño final, a largo plazo, no sea mayor que el 60% de la resistencia nominal mínima; para condiciones de carga temporal (por ejemplo, durante pruebas de carga) esta carga puede ser del 80 % de la resistencia nominal mínima.

Falla por flexión en la tablestaca (figura 1.20j). Este es un problema estructural cuyo análisis depende fundamentalmente de la distribución de presiones supuestas. Las envolventes de empuje del subcapítulo 2.6, proporcionan bases semiempíricas para la obtención de los elementos mecánicos de sistemas de retención, la cual se puede revisar planteando el problema como uno de interacción suelo-estructura y resolviéndolo numéricamente con programas de elementos finitos, algunos de ellos de uso rutinario en empresas de consultoría geotécnica; este último método de análisis es indispensable en obras de importancia.

1.9 Historia y casos de falla en excavaciones

Se tienen documentados en la literatura internacional varios incidentes en excavaciones de gran envergadura durante los últimos diez años, estos se mencionan a continuación:



- Excavación Hangzhou, China.
- El muro Milán de la excavación de la estación del metro Nicoll Highway localizado en Singapur durante marzo de 2004. El muro de la excavación para la construcción de la estación del metro Xianghu en noviembre de 2008.
- La excavación para la construcción de la estación del metro Severinstrasse, la cual estaba sostenida por un muro anclado, provocó el desplome del edificio del Archivo Histórico en la ciudad de Colonia en marzo de 2009.
- La excavación apuntalada para la construcción en Xi'an en agosto de 2009.

Cuando desgraciadamente ocurren fallas o colapsos de obras civiles, en estas normalmente se obstaculiza la circulación de información ya sea por procesos legales o políticos. De los casos mencionados el único que se presentó la investigación y resultados del colapso fue en la excavación en la estación del metro Nicoll Highway en Singapur, figura 1.21, donde el gobierno de Singapur permitió la realización de una revisión encontrando problemas en el diseño donde se identificaron dos orígenes cruciales:

- Mala caracterización de la arcilla blanda de Singapur, lo anterior llevó a una sobreestimación de su resistencia no drenada por un factor aproximadamente de 2 y llevó a una sub-estimación de los momentos de flexión en la pared.
- Mal diseño de las conexiones de acero entre puntales y los largueros, las cuales fallaron por pandeo a la mitad de su capacidad prevista.

En cuanto a los otros colapsos solo se podrían adjudicarse a las hipótesis o a la combinación de ellas:

- Mala caracterización del suelo, es decir, errores en el espesor de los estratos, incorrecta correlación de propiedades mecánicas, lo que puede derivar una menor resistencia del suelo.
- Errónea localización del nivel de aguas freáticas, de manera que se presentó de forma desfavorable a la estabilidad de la excavación.
- Cargas aplicadas en la superficie de retención son mayores a las consideradas para el diseño.
- Error en el procedimiento constructivo; en la colocación de los soportes, o mala ejecución del sistema de contención.
- La resistencia de uno o más componentes del sistema de contención fue de baja calidad y menor a la considerada en el diseño.
- El modelo constitutivo asignado a los materiales difiere del comportamiento real del material.



Figura 1.21 Colapso del muro de retención de la estación Nicoll Highway en Singapur, marzo de 2004.

En cuanto al giro nacional se tiene registrado una falla en una excavación para un conjunto habitacional a finales de julio de 2009. Se suscitó en el poniente de la Ciudad de México, cuando se presentó una precipitación pluvial extraordinaria en esa zona; originando deslizamiento en uno de los taludes de la excavación que colinda con la autopista México-Toluca, la localización se encuentra en la figura 1.22.



Figura 1.22 Localización del predio ubicado en Mario Pani #100

Se realizaron las investigaciones pertinentes para determinar las causas que originaron el problema del deslizamiento. El sitio en estudio se encuentra en la zona geotécnica conocida como Zona de Lomas, que está caracterizada por suelos compactos, arena limosos, con alto contenido de gravas, y por tobas pumíticas bien cementadas (Jaime, 1988). Los materiales en la zona del talud que colinda con Prolongación Reforma se caracterizan por un espesor de relleno artificial y posteriormente por una secuencia de tobas arena limosas y roca fracturada.



Figura 1.23 Vistas exterior e interior del deslizamiento.



El informe de mecánica de suelos se utilizó para el proyecto en general y para la ejecución del sistema de anclaje; el modelo geotécnico se muestra en la figura 1.24.

Para el manejo del agua que pudiera infiltrarse por fuera del talud, se recomendaron dos acciones: la primera fue cubrir la berma del talud (en todo el perímetro) con concreto hidráulico; la segunda, en caso de presentarse humedades en la cara del talud, colocar drenes en las zonas que así lo requiriesen. Con base en el modelo estratigráfico señalado, se proyectó el sistema de estabilización, con base en anclas postensadas, y concreto lanzado reforzado con malla electrosoldada.

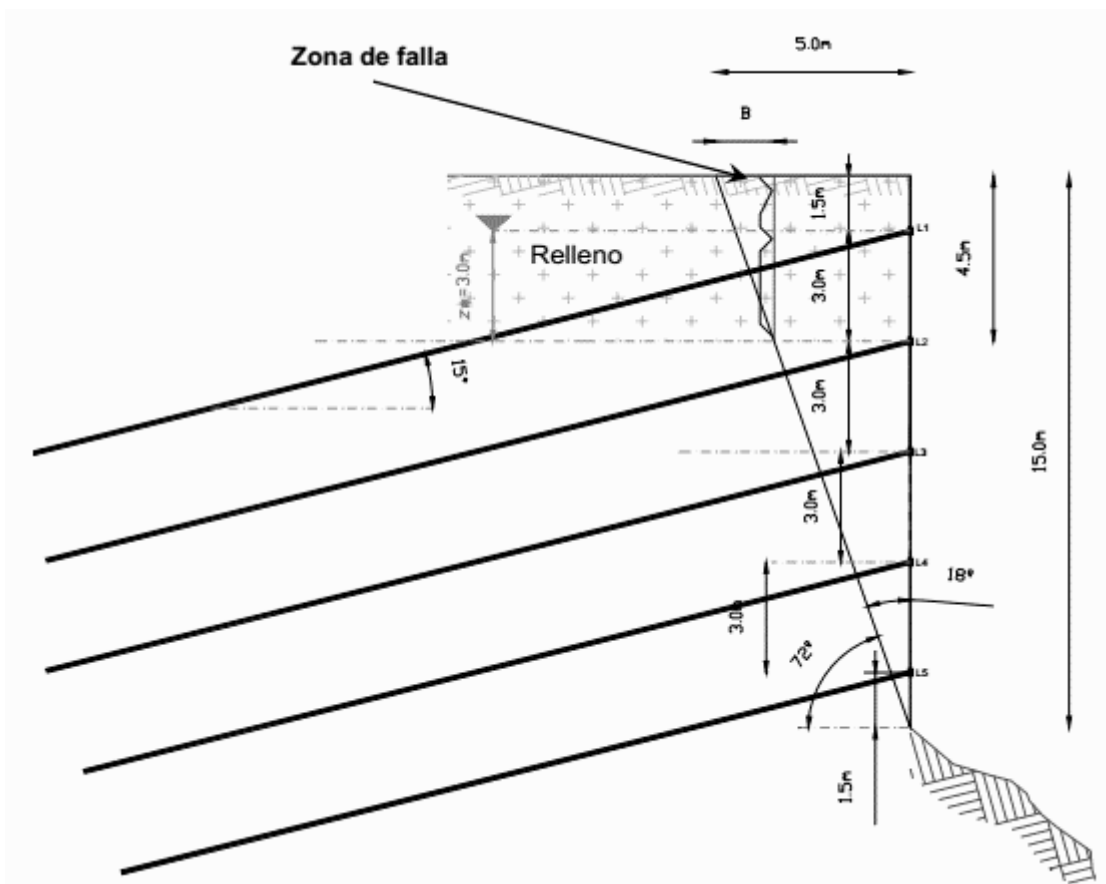


Figura 1.24 Geometría del caído y niveles de anclaje.



Se realizaron retro-análisis con las posibles condiciones de falla del talud, afectadas por diferentes variantes, las cargas a las que estaban sometidas las anclas que conformaban el talud, y tirantes de agua variables, y ángulo de fricción cero, debido a que la falla se presentó después de una precipitación pluvial. Partiendo de esto, el parámetro crítico para la estabilidad del talud se debió a la fuerza de anclaje, que debió ser menor a las 40 t indicadas en el proyecto. Se dedujo que para anclas de 40 t, aun con las condiciones más críticas de agua y ángulo de fricción, no debió presentarse el mecanismo de falla de cuña que se describió y analizó. La combinación de menor fuerza de anclaje con tirantes variables de agua, produjo condiciones inestables en la cuña.

1.10 Estado Límite

En el tema de construcción y obras civiles, se dice que se alcanza un estado límite de comportamiento en una construcción cuando se presenta una combinación de fuerzas, desplazamientos, niveles de fatiga, o varios de ellos, que determina el inicio o la ocurrencia de un modo de comportamiento inaceptable de dicha construcción.

De acuerdo con los artículos 148 y 149 del RCDF, tales estados límite se clasifican en dos grupos: estados límite de falla y estados límite de servicio. Los primeros se refieren a modos de comportamiento que ponen en peligro la estabilidad de la construcción o de una parte de ella, o su capacidad para resistir nuevas aplicaciones de carga, es decir, que la estructura tiene la seguridad necesaria para evitar el colapso. Los segundos incluyen la ocurrencia de daños económicos o la presentación de condiciones que impiden el desarrollo adecuado de las funciones para las que se haya proyectado la construcción, quiere decir que las deformaciones no interfieren con el servicio de la estructura.

1.10.1 Estado límite de falla

Se define como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente su resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

En excavaciones se considera como colapso de los taludes o de las paredes de la excavación o del sistema de ademado de las mismas, falla de los cimientos de las construcciones adyacentes y falla de fondo de la excavación por corte o por subpresión en estratos subyacentes, y colapso del techo de cavernas o galerías (RCDF, 2004).



La verificación de la seguridad respecto a los estados límite de falla incluirá la revisión de la estabilidad de los taludes o paredes de la excavación con o sin ademes y del fondo de la misma. El factor de resistencia será de 0.6; sin embargo, si la falla de los taludes, ademes o fondo de la excavación no implica daños a los servicios públicos, a las instalaciones o a las construcciones adyacentes, el factor de resistencia será de 0.7. La sobrecarga uniforme mínima a considerar en la vía pública y zonas próximas a excavaciones temporales será de 15 kPa (1.5 t/m²) con factor de carga unitario.

En caso de usar anclas temporales para el soporte de ademes deberá demostrarse que éstas no afectarán la estabilidad ni inducirán deformaciones significativas en las cimentaciones vecinas y/o servicios públicos. El sistema estructural del ancla deberá analizarse con el objetivo de asegurar su funcionamiento como elemento de anclaje. El análisis de las anclas deberá considerar la posibilidad de falla por resistencia del elemento tensor, de la adherencia elemento tensor–lechada, de la adherencia lechada–terreno y de la capacidad de carga del terreno en el brocal del ancla. La instalación de anclas deberá realizarse con un control de calidad estricto que incluya un número suficiente de pruebas de las mismas, de acuerdo con las prácticas aceptadas al respecto. Los anclajes temporales instalados en terrenos agresivos podrán requerir una protección especial contra corrosión (RCDF, 2004).

1.10.2 Estado límite de servicio

Se define como estado límite de servicio la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

En excavaciones se considera estado límite de servicio a los movimientos verticales y horizontales inmediatos y diferidos por 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. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables para las estructuras que se desplantan en el sitio (RCDF, 2004).

Los valores esperados de los movimientos verticales y horizontales en el área de excavación y sus alrededores deberán ser suficientemente pequeños para que no causen daños a las construcciones e instalaciones adyacentes ni a los servicios públicos. Además, la recuperación por recarga no deberá ocasionar movimientos totales o diferenciales intolerables en el edificio que se construye.



Tabla 1.3 Límites máximos para movimientos y deformaciones originados en la
cimentación (RCDF 2004).

a) Movimientos verticales (hundimiento o emersión)		
Concepto		Límite
En la zona I:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	5 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	2.5 cm
En las zonas II y III:		
Valor medio en el área ocupada por la construcción:		
Asentamiento:	Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	15 cm
Emersión:	Construcciones aisladas	30 cm ⁽²⁾
	Construcciones colindantes	15 cm



2 MARCO METODOLÓGICO

En el presente trabajo se presenta un método novedoso para el análisis de excavaciones, fundamentado en el análisis por desempeño, que se basa en evaluar el estado límite de falla y servicio simultáneamente. Este método toma en cuenta las incertidumbres de las propiedades mecánicas que se presentan en los suelos; para ello realiza un análisis estadístico de éstas.

La valoración del riesgo potencial y la planeación de medidas de mitigación apropiadas son fundamentales en el diseño de estructuras subterráneas. Es necesario hacer una evaluación del riesgo de cada excavación. El análisis de riesgo se realiza tomando en cuenta la probabilidad de falla del sistema y la cuantificación del daño que se tendrá en caso de que la estructura falle.

La Tabla 2.1 muestra el nivel de desempeño esperado asociado a la probabilidad de falla (US ARMY, 1997).

Tabla 2.1 Confiabilidad de estructuras

Nivel de desempeño esperado	Probabilidad de falla (%)
Alto	0.00003
Bueno	0.003
Superior al promedio	0.1
Debajo del promedio	0.6
Pobre	2.3
Insatisfactorio	7.0
Peligroso	16

2.1 Procedimientos para encontrar propiedades mecánicas del suelo

La Mecánica de Suelos es una rama de la ingeniería civil que va más ligada al conocimiento empírico y de campo en comparación con otras, los métodos de investigación de laboratorio figuran enormemente en la rutina de esta ciencia. Por ello, es fundamental que en cualquier trabajo de mecánica de suelos realizar pruebas de campo que arrojen resultados aceptables sobre las propiedades mecánicas del suelo.



Los parámetros que rigen el comportamiento del suelo, según la ley de resistencia al esfuerzo cortante son el ángulo de fricción interna y la cohesión del material. Los parámetros elásticos, módulo de Poisson y módulo de elasticidad del suelo se pueden determinar a partir de correlaciones empíricas con la prueba de penetración estándar o mediante pruebas de laboratorio.

Existen diferentes correlaciones entre los parámetros de resistencia c y ϕ de suelos competentes, y el número de golpes obtenidos en la prueba de penetración estándar, SPT. La Tabla 2.2 resume algunas de las expresiones más comunes disponibles en la literatura técnica.

Tabla 2.2 Correlaciones de los parámetros de resistencia del suelo con el número de golpes SPT.

Parámetro	Referencia	Correlación	Unidades	Observaciones
Cohesión, c	Terzaghi y Peck (1967)	$c_u = 0.06 p_a N_{60}$	[lb/in ²]	N, número de golpes de la prueba SPT N ₆₀ , número de golpes corregido a un 60% de energía.
	Hara et al., (1974)	$c_u = 0.29 p_a (N_{60})^{0.72}$		
	Brown y Hettiarachi (2008)	$c_u = \frac{1}{a} \left(\frac{p_a}{8.5} N_{60} \right)$		
Fricción, ϕ	Wolff (1989)	$\phi = 27.1 + 0.3 N_{60} - 0.00054 N_{60}^2$	[°]	N ₇₀ , número de golpes corregido a un 70% de energía.
	Shioi y Fukui (1982)	$\phi = 0.36 N_{70} + 27$		
	Shioi y Fukui 1982)	$\phi = \sqrt{18 N_{70}} + 15$		
Módulo de Young, E	Bowles (1997)	$E = 500(N_{60} + 15)$	[KPa]	$\alpha = 2.82$ Pa= Presión atmosférica (Pa=13.89)
	Bowles 1997)	$E = 7000 \sqrt{N_{60}}$		
	Yoshida y Yoshinaka	$E = 687 N$		

Para el caso estudio se utilizó la relación de Brown y Hettiarachi(2008) para el parámetro de cohesión y Wolf(1989) para encontrar el ángulo de fricción interna.

Los módulos de elasticidad se estimaron empleando la ecuación 2.1, propuesta por Vital y Mayoral (2014). La cual se determinó mediante una regresión lineal múltiple entre los parámetros mecánicos de resistencia c y ϕ y el parámetro de deformabilidad, E_{50} , recopilados de trabajos de investigación previos de proyectos que se desarrollaron en la zona poniente del D.F., en donde se encontraron materiales similares a los detectados en la zona de excavaciones.



$$E_{50} = 277.3c + 59.05\phi + 397.9 \quad \text{ec. 2.1}$$

donde:

E_{50} es el módulo de elasticidad al 50% de deformación [t/m^2]

c es la cohesión [t/m^2]

ϕ es el ángulo de fricción interna [$^\circ$]

2.2 Análisis estadístico de las propiedades del suelo

Existen variables que llegan a relacionarse entre sí, estas variables puede relacionarse mediante una función matemática que dependa de las variables independientes, para encontrar los coeficientes de correlación entre distintas variables se empleó la ecuación 2.2.

$$\rho_{xy} = \frac{n \sum x_i y_i - \sum x_i \sum y_i}{\sqrt{n \sum x_i^2 - (\sum x_i)^2} \sqrt{n \sum y_i^2 - (\sum y_i)^2}} \quad \text{ec. 2.2}$$

donde:

n es el número de muestras

x, y variables independientes

El coeficiente de correlación ρ es una medida de la magnitud de la relación entre las variables independientes, el cual tiene un rango de valores entre -1 y 1, el valor de -1 nos hace ver que la correlación es inversamente proporcional entre las variables independientes y el valor de 1 representa una correlación directa; mientras que el valor de 0 significa que no existe relación entre las variables analizadas.

Para realizar el análisis estadístico adecuado, se realizan combinaciones a partir de los valores promedio, afectados por la desviación estándar de cada parámetro de resistencia que presentan los estratos. Recordando que los parámetros que rigen el comportamiento del suelo son la cohesión y el ángulo de fricción interna (según la ley de resistencia al esfuerzo cortante), estas combinaciones se presentan de acuerdo al número de parámetros que influyen en el caso a estudiar. Las tablas 2.3 y 2.4 presentan la combinación de parámetros mecánicos para los casos estudiados en el presente trabajo.



Tabla 2.3 Combinación de parámetros mecánicos para 16 combinaciones (2 estratos)

Combinación	$(c_1, c_2, \phi_1, \phi_2)$
(+, +, +, +)	$(\mu[c_1] + \sigma[c_1]), (\mu[c_2] + \sigma[c_2]), (\mu[\phi_1] + \sigma[\phi_1]), (\mu[\phi_2] + \sigma[\phi_2])$
(-, +, +, +)	$(\mu[c_1] - \sigma[c_1]), (\mu[c_2] + \sigma[c_2]), (\mu[\phi_1] + \sigma[\phi_1]), (\mu[\phi_2] + \sigma[\phi_2])$
(+, -, +, +)	$(\mu[c_1] + \sigma[c_1]), (\mu[c_2] - \sigma[c_2]), (\mu[\phi_1] + \sigma[\phi_1]), (\mu[\phi_2] + \sigma[\phi_2])$
(-, -, +, +)	$(\mu[c_1] - \sigma[c_1]), (\mu[c_2] - \sigma[c_2]), (\mu[\phi_1] + \sigma[\phi_1]), (\mu[\phi_2] + \sigma[\phi_2])$
⋮	
(-, -, -, -)	$(\mu[c_1] - \sigma[c_1]), (\mu[c_2] - \sigma[c_2]), (\mu[\phi_1] - \sigma[\phi_1]), (\mu[\phi_2] - \sigma[\phi_2])$

Tabla 2.4 Combinación de parámetros mecánicos para 64 combinaciones (3 estratos)

Combinación	$(c_1, c_2, c_3, \phi_1, \phi_2, \phi_3)$
(+, +, +, +, +, +)	$(\mu[c_1] + \sigma[c_1]), (\mu[c_2] + \sigma[c_2]), (\mu[c_3] + \sigma[c_3]), (\mu[\phi_1] + \sigma[\phi_1]),$ $(\mu[\phi_2] + \sigma[\phi_2]), (\mu[\phi_3] + \sigma[\phi_3])$
(-, +, +, +, +, +)	$(\mu[c_1] - \sigma[c_1]), (\mu[c_2] + \sigma[c_2]), (\mu[c_3] + \sigma[c_3]), (\mu[\phi_1] + \sigma[\phi_1]),$ $(\mu[\phi_2] + \sigma[\phi_2]), (\mu[\phi_3] + \sigma[\phi_3])$
(+, -, +, +, +, +)	$(\mu[c_1] + \sigma[c_1]), (\mu[c_2] - \sigma[c_2]), (\mu[c_3] + \sigma[c_3]), (\mu[\phi_1] + \sigma[\phi_1]),$ $(\mu[\phi_2] + \sigma[\phi_2]), (\mu[\phi_3] + \sigma[\phi_3])$
⋮	
(-, -, -, -, -, -)	$(\mu[c_1] - \sigma[c_1]), (\mu[c_2] - \sigma[c_2]), (\mu[c_3] - \sigma[c_3]), (\mu[\phi_1] - \sigma[\phi_1]),$ $(\mu[\phi_2] - \sigma[\phi_2]), (\mu[\phi_3] - \sigma[\phi_3])$

El objetivo de realizar la combinación de parámetros es para no pasar desapercibida la incertidumbre que se tiene en la determinación de las propiedades mecánicas del suelo. La combinación de estos parámetros sirve para generar modelos tridimensionales de elemento finito que se generan en FLAC^{3D}



2.3 Revisión de anclas

Se hizo una revisión del sistema de anclaje propuesto por el proyectista, para la cual se repasaron las teorías de empuje de tierras y con ellas se realizó la comparación de las geometrías de anclas propuestas por el proyectista contra las obtenidas en este trabajo.

Se aplicaron las teorías explicadas en el capítulo anterior para encontrar el empuje activo y los diagramas de presión aparente para posteriormente encontrar la fuerza necesaria que debe suministrar cada nivel de anclas para resistir dicho empuje.

La longitud de bulbo de las anclas se determina en función del área tributaria de cada ancla, misma que se encuentra en función de su distribución vertical y horizontal, que en este caso es de 4 y 3 m, respectivamente, también depende de su diámetro (D_a), que es de 4" y de la presión de inyección (p_{iny}) que en este caso es de 5 kg/cm².

2.3.1 Calculo de empuje redistribuido

Para encontrar la fuerza necesaria que debe resistir cada nivel de anclas se optó por usar los diagramas de Terzaghi y Peck para suelos cohesivo-friccionante, que son los de mayor uso se tiene en la práctica.

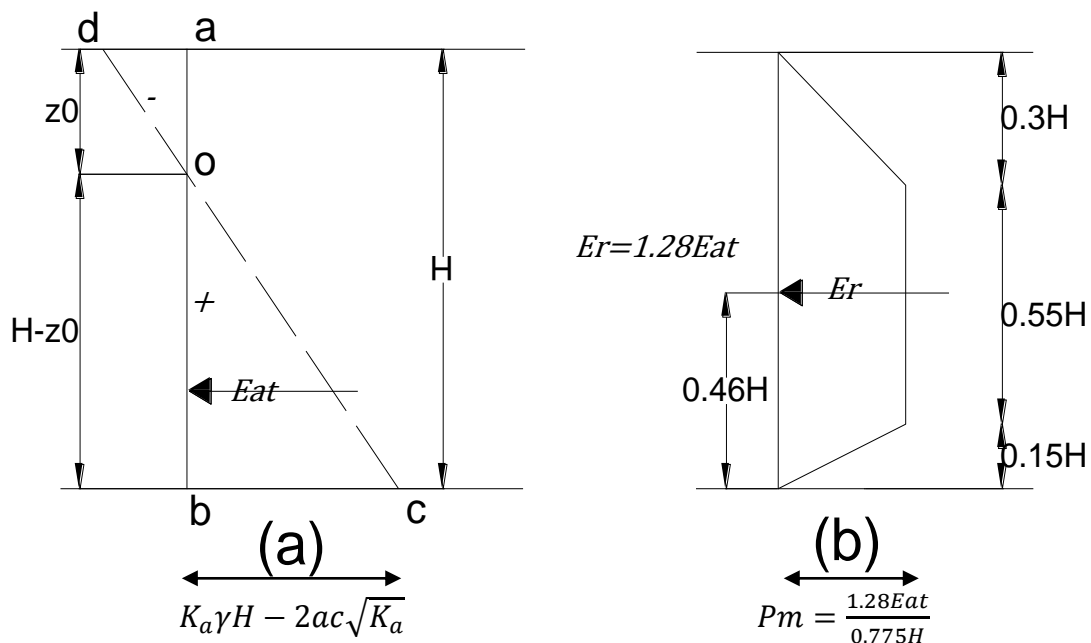


Figura 2.1 a) Diagrama teórico de Rankine para suelo cohesivo-friccionante b) Diagrama trapecial envolvente de presión redistribuida obtenido de (a)



El valor del empuje activo teórico es el área del triángulo de presiones, OBC expresado por:

$$E_{at} = 0.5(\gamma H K_a - 2c\sqrt{K_a}) \left(H - \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \right) \quad \text{ec. 2.3}$$

2.3.2 Diseño de la longitud de bulbo

Para la determinación de la longitud de anclaje activa (l_a) se emplea la expresión siguiente:

$$l_a = FS \frac{F_s}{P_a s} \quad \text{ec. 2.4}$$

Donde F_s es la fuerza que deberá resistir cada ancla, P_a es el perímetro del ancla, FS es el factor de seguridad (para la revisión se emplea un valor de 1.5, valor comúnmente empleado para anclas temporales) y s es la resistencia al esfuerzo cortante del suelo.

Cabe señalar que en la determinación de F_s se emplea el diagrama de presiones redistribuidas más desfavorable, sin embargo, para determinar la longitud de anclaje se emplean valores de cohesión y fricción en conjunto, es decir, se emplea la siguiente ley de resistencia:

$$s = c + p_{in} \tan \phi \quad \text{ec. 2.5}$$

2.3.3 Cálculo de número de cables

Para realizar el análisis del número de cables o torones que debe llevar cada ancla, se necesita saber qué tipo y grado de acero es con el que se trabajará, la norma N CMT 2 03 002/204, que contiene las características de los materiales para estructuras de acero productos de acero indica que existen dos grados según su resistencia última, el 176 y 190

Tabla 2.5 Clasificación de los torones según su resistencia última(N CMT 2 03 002/204)

Grado	Resistencia última MPa (kg/cm ²), mínimo
176	1 725 (17 590)
190	1 860 (18 967)

Conociendo el tipo de acero se elegirá un diámetro nominal y consultando la resistencia a la ruptura dentro de la norma, podremos encontrar el número de torones necesarios para la exigencia del nivel de anclaje, la ecuación 2.6 sirve para culcar dicho número de torones.



$$Nt = \frac{Pa}{Ta} \quad \text{ec. 2.6}$$

donde:

Pa Es la fuerza última admisible que debe resistir el ancla, es la capacidad del ancla afectada por un factor de seguridad FS

Ta Tensión admisible por torón

2.4 Modelos numéricos

Actualmente en el mundo de la ingeniería y haciendo énfasis en la geotecnia, existen variedad de métodos analíticos o numéricos que pueden auxiliar para solucionar uno o varios problemas que se presentan al momento de proyectar o llevar a la ejecución de obras civiles.

Los métodos analíticos se suelen aplicar cuando se poseen ecuaciones que de manera explícita involucran las variables que intervienen en el problema; sin embargo no todos los problemas de ingeniería se pueden resolver de esta manera, para estos casos es aconsejable utilizar un método numérico para resolver el problema.

Los métodos numéricos consisten en la discretización del medio para obtener resultados particulares y sumando estos se obtiene la solución general, entre los métodos numéricos se encuentra el método de diferencias finitas, el cual se encuentra implementado en el software FLAC^{3D}, herramienta utilizada en esta tesis para el análisis de la variación espacial de los factores de seguridad y las deformaciones.

El sistema de contención de la excavación se analizó numéricamente utilizando un enfoque Lagrangiano del método de diferencias finitas explícitas. El análisis se enfoca en el movimiento y utiliza una perspectiva basa en objetos, lo que da la capacidad de analizar problemas sujetos a grandes deformaciones. Esto se logra al corregir la posición de los nodos de la discretización del medio, y con base en ello aplicar correcciones a los esfuerzos por efecto de los gradientes de desplazamiento y rotación.

FLAC^{3D} es un software tridimensional de diferencias finitas que simula el comportamiento de estructuras tridimensionales construidas de suelo, roca y otros materiales que presentan flujo plástico cuando se alcanzan sus límites de resistencia. Los materiales son representados por elementos poliédricos dentro de una cuadrícula de tres dimensiones que es ajustada a la forma del objeto modelado. Cada elemento se comporta de acuerdo a una ley de esfuerzos lineales o no lineales en respuesta a fuerzas aplicadas o restricciones de frontera establecidas



por el usuario. El material puede ceder y fluir, y la cuadrícula se puede deformar y mover con el material que está representado.

El cálculo Lagrangiano proyectado y la técnica de zonificación discretizada-mezclada usada en FLAC^{3D} aseguran que el comportamiento del suelo durante el proceso de excavación sea modelado con mucha precisión. En física, un lagrangiano es una función escalar a partir de la cual se puede obtener la evolución temporal, las leyes de conservación y otras propiedades importantes de un sistema dinámico. En física moderna el lagrangiano se considera el operador más fundamental que describe un sistema físico.

Los parámetros mecánicos y elásticos que alimentan los modelos numéricos de las excavaciones son los mostrados en la tabla 2.3 y 2.4 que presentan 16 y 64 combinaciones respectivamente, mostradas en el subcapítulo de análisis estadístico de las propiedades del suelo.

2.5 Función de desempeño

Para realizar exitosamente el análisis por desempeño de las excavaciones es necesario identificar a la función de desempeño. La función de desempeño será el factor de seguridad, que evalúa el estado límite de falla de la excavación. Se define como:

$$FS = \frac{F_R}{F_A} \quad \text{ec. 2.7}$$

donde

F_R Fuerzas resistentes

F_A Fuerzas actuantes

En ingeniería civil la evaluación del riesgo de falla se hace en base al análisis de los factores de seguridad. Se considera que el diseño es aceptable si el valor del factor de seguridad que se obtiene en el diseño es mayor a otros obtenidos anteriormente mediante experiencias previas.



Las fuerzas actuantes son función de la demanda, la cual se obtiene a partir de factores inciertos, como cargas accidentales, cargas vehiculares, gastos, cargas permanentes, entre otros, de igual forma las fuerzas resistentes que son función de la capacidad y parámetros mecánico del material, de la calidad en las pruebas de laboratorio, del procedimiento constructivo, etcétera. Además de que ambas funciones son obtenidas a partir de ecuaciones empíricas desarrolladas hace décadas por lo tanto es difícil decir que ambas fuerzas (actuantes y resistentes) se obtengan de manera precisa y con exactitud. Por esto resulta impensable esperar que los diseños realizados con estas fórmulas empíricas tengan una confiabilidad del 100%.

2.6 Método de estimación de dos variables

El método de estimación de dos variables, BPEM, por sus siglas en inglés, fue desarrollado por Rosenblueth en 1975 y extendido por él mismo en 1981. Permite estimar puntos de una función de desempeño basada en momentos de una variable aleatoria.

Para dos variables aleatorias, Rosenblueth consideró la distribución de probabilidad análoga a la carga vertical distribuida que actúa en una viga rígida como se muestra en la figura 2.2

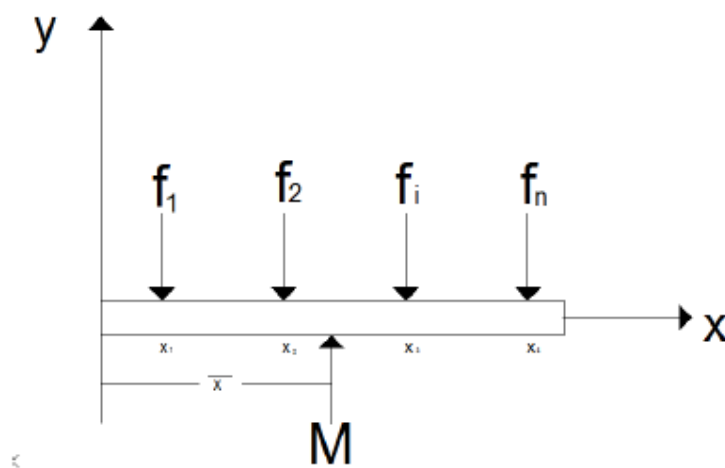


Figura 2.2 Sistema de fuerzas verticales en una viga.

Si tenemos una viga cargada por f_i , la fuerza equilibrante es igual a la suma de todas las fuerzas (f) y su punto de aplicación es:

$$\bar{x} = \frac{\sum_i^n x_i f_i}{\sum_i^n f_i} \quad \text{ec. 2.8}$$



Rosenblueth sugiere aplicar esta información pero con la viga soportada en dos reacciones x_+ y x_- ; estas reacciones son dos puntos estimados de la distribución $f(x)$ con concentraciones de probabilidad p_+ y p_- respectivamente como se muestra en la figura 2.3

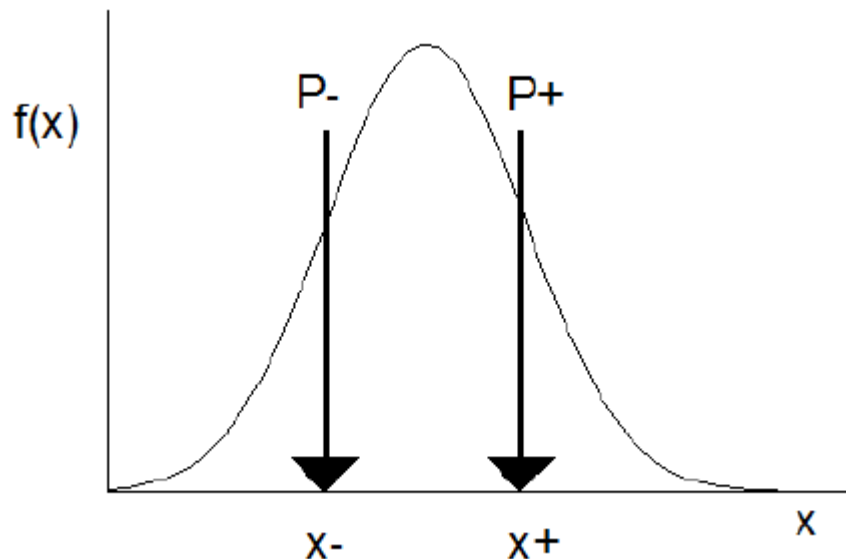


Figura 2.3 Modelo del método de estimación puntual

Los puntos estimados interpretados en la simbología probabilística común, especifican cuatro ecuaciones con cuatro incógnitas.

$$p_+ + p_- = 1 \quad \text{ec. 2.9}$$

$$p_+x_+ + p_-x_- = E[f(x)] = \bar{x} \quad \text{ec. 2.10}$$

$$p_+(x_+ - \bar{x})^2 + p_-(x_- - \bar{x})^2 = \sigma[f(x)]^2 = \sigma^2[x] \quad \text{ec. 2.11}$$

$$p_+(x_+ - \bar{x})^3 + p_-(x_- - \bar{x})^3 = \beta(1)\sigma^3[x] \quad \text{ec. 2.12}$$

Las cuales se pueden escribir en las expresiones siguientes

$$p_- = 1 - p_+ \quad \text{ec. 2.13}$$

$$x_+ = \bar{x} + \sigma[x] \sqrt{\frac{p_-}{p_+}} \quad \text{ec. 2.14}$$

$$x_- = \bar{x} - \sigma[x] \sqrt{\frac{p_+}{p_-}} \quad \text{ec. 2.15}$$

$$p_+ = \frac{1}{2} \left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{1}{1 + (\beta(1)/2)^2}} \right) \quad \text{ec. 2.16}$$



Donde $\beta(1)$ es el coeficiente de asimetría, si $f(x)$ es simétrica entonces $\beta(1)=0$ y las ecuaciones se reducen a las siguientes:

$$p_- = p_+ = 1/2 \quad \text{ec. 2.17}$$

$$x_- = \bar{x} - \sigma[x] \quad \text{ec. 2.18}$$

$$x_+ = \bar{x} + \sigma[x] \quad \text{ec. 2.19}$$

Las estimaciones puntuales y sus puntos de aplicación sirven para transferir información de la distribución de la variable. La información de la variable es transferida a través de la relación entre x y $f(x)$ para proporcionar los dos valores de $f(x)_+$ y $f(x)_-$. Las dos funciones ponderadas p_- y p_+ escalan estas estimaciones.

$$\mu[y^M] = p_- y_-^M + p_+ y_+^M \quad \text{ec. 2.21}$$

Para dos variables aleatorias. Rosenblueth consideró la distribución de probabilidad análoga a la carga vertical distribuida actuando sobre una losa, soportada en cuatro puntos $p_{++}, p_{+-}, p_{-+}, p_{--}$. Conociendo los puntos estimados y sus probabilidades, el valor esperado puede ser calculado evaluando la función para cada posible combinación, multiplicando cada resultado por el producto de su concentración de probabilidad asociada y sumando los términos resultantes. Para dos variables resulta una combinación de 4 términos, el valor esperado de la función $f(x_1, x_2)$ es:

$$\mu[y^M] = p_{++} y_{++}^M + p_{+-} y_{+-}^M + p_{-+} y_{-+}^M + p_{--} y_{--}^M \quad \text{ec. 2.21}$$

donde:

$$y_{\pm\pm} = y(x_1 \pm \sigma[x_1], x_2 \pm \sigma[x_2]) \quad \text{ec. 2.22}$$

$$p_{++} = p_{--} = \frac{1+\rho}{4} \quad \text{ec. 2.23}$$

$$p_{+-} = p_{-+} = \frac{1-\rho}{4} \quad \text{ec. 2.24}$$

ρ es el coeficiente de correlación entre las variables aleatorias (x_1 y x_2), que se obtiene en los análisis estadísticos de las propiedades del suelo

La varianza puede ser obtenida con la siguiente ecuación con la diferencia del valor esperado de Y^2 y el cuadrado del valor esperado.



$$VAR [Y] = \mu[Y^2] - (\mu[Y])^2 \tag{ec. 2.25}$$

La desviación estándar es la raíz cuadrada de la varianza y se muestra en al ecuación 2.26.

$$\sigma(y) = \sqrt{VAR[Y]} \tag{ec. 2.26}$$

2.7 Método de estimación generalizado

En el caso estudio se toman en cuenta más de dos variables aleatorias para cada excavación analizada debido a su estratificación, 4 variables en el caso de la excavación más profunda y 6 para la excavación de menor profundidad; lo que requiere usar el caso generalizado de Rosenblueth. El número de términos en las ecuaciones del valor esperado depende del número de variables aleatorias como se muestra en la figura 2.4

		Número de Variables Aleatorias					
		1	2	3	4	...	n
Número de Términos	2 ¹	1	-	-	-	-	
		2	+	-	-	-	
		3	-	+	-	-	
	2 ²	4	+	+	-	-	
		5	-	-	+	-	
		6	+	-	+	-	
	2 ³	7	-	+	+	-	
		8	+	+	+	-	
		9	-	-	-	+	
		10	+	-	-	+	
		11	-	+	-	+	
		12	+	+	-	+	
	2 ⁴	13	-	-	+	+	
		14	+	-	+	+	
		15	-	+	+	+	
		16	+	+	+	+	
2 ⁿ	.						
	.						
	.						

Figura 2.4 Número de términos en la ecuación de valor esperado para el método de estimación puntual generalizado.



Para n variables aleatorias la distribución de probabilidad será soportada en 2^n puntos. Para n variables resulta una combinación de términos, el valor esperado de la función $f(x_1, x_2, \dots, x_n)$ es:

$$E[y^M] = p_{++++}y^M_{++++} + p_{-++++}y^M_{-++++} + \dots + p_{-----}y^M_{-----} \quad \text{ec. 2.27}$$

donde:

$$p_{++++} = p_{-----} = \frac{1}{2^n} (1 \pm \rho_{ij}) \quad \text{ec. 2.28}$$

$$p_{++++-} = p_{-----+} = \frac{1}{2^n} (1 \pm \rho_{ij}) \quad \text{ec. 2.29}$$

p es la probabilidad de ocurrencia de cada combinación

ρ es el coeficiente de correlación entre las variables aleatorias (x_1, x_2, \dots, x_n) , que se obtiene en los análisis estadísticos de las propiedades del suelo

Para n variables hay 2^n términos y $n(n-1)/2$ coeficientes de correlación.

La varianza puede ser obtenida con la siguiente ecuación con la diferencia del valor esperado de Y^2 y el cuadrado del valor esperado.

$$VAR [Y] = \mu[Y^2] - (\mu[Y])^2 \quad \text{ec. 2.30}$$

La desviación estándar es la raíz cuadrada de la varianza.

$$\sigma(y) = \sqrt{VAR[Y]} \quad \text{ec. 2.31}$$

2.8 Distribución normal

Distribución normal, distribución de Gauss o distribución gaussiana, a una de las distribuciones de probabilidad de variable continua que con más frecuencia aparece aproximada en fenómenos reales.

La gráfica de su función de densidad tiene una forma acampanada y es simétrica respecto de un determinado parámetro estadístico. Esta curva se conoce como campana de Gauss. La importancia de esta distribución radica en que permite modelar numerosos fenómenos naturales, sociales y psicológicos.



Una variable aleatoria continua, X , sigue una distribución normal de media μ y desviación típica σ , y se designa por $N(\mu, \sigma)$, si se cumplen las siguientes condiciones:

1. La variable puede tomar cualquier valor: $(-\infty, +\infty)$
2. La función de densidad, es la expresión en términos de ecuación matemática de la curva de Gauss:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu}{\sigma}\right)^2} \quad \text{ec. 2.32}$$

La figura 2.5 muestra la curva de la distribución normal:

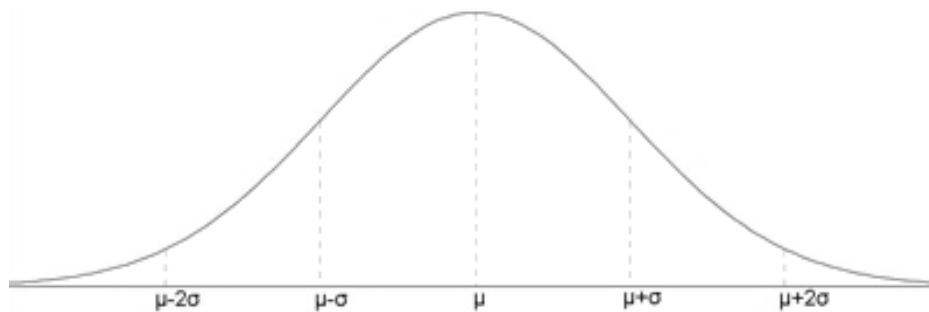


Figura 2.5 Curva de la distribución normal

El campo de existencia es cualquier valor real, es decir, $(-\infty, +\infty)$.

Es simétrica respecto a la media μ .

Tiene un máximo en la media μ .

Crece hasta la media μ y decrece a partir de ella.

En los puntos $\mu - \sigma$ y $\mu + \sigma$ presenta puntos de inflexión.

El eje de abscisas es una asíntota de la curva.

El área del recinto determinado por la función y el eje de abscisas es igual a la unidad.

Al ser simétrica respecto al eje que pasa por $x = \mu$, deja un área igual a 0.5 a la izquierda y otra igual a 0.5 a la derecha.



2.9 Probabilidad de falla

El factor de seguridad debe ser mayor o igual a 1 para considerar que el diseño es confiable. Por lo tanto, el área debajo de la curva de distribución normal entre los valores de factor de seguridad 0 y 1 representa la probabilidad de falla del sistema de retención, es decir:

$$P(f) = P[FS < 1]$$

2.10 Índice de confiabilidad

El índice de confiabilidad (β), es una medida de la distancia entre el valor esperado del factor de seguridad y el valor límite ($FS=1$), se toma el límite como 1 ya que un valor inferior significaría la falla del sistema debido a que las fuerzas resistentes son menores a las actuantes; por lo tanto puede decirse que el índice de confiabilidad (β) está definido como el número de unidades de desviación estándar entre el valor promedio del margen de seguridad S . Esto es:

$$\beta = \frac{S}{\sigma[S]} \quad \text{ec. 2.33}$$

donde

S margen de seguridad de la función de desempeño

$\sigma[S]$ desviación estándar de la función de desempeño



3 CASO DE ESTUDIO: EXCAVACIONES ANCLADAS EN LA ZONA DE LOMAS DE LA CIUDAD DE MÉXICO

3.1 Aspecto General del proyecto

El Distrito Federal la ciudad más grande de América Latina a su vez es la capital política y económica de México por lo que presenta grandes crecimientos en población, lo que genera alta demanda para uso de suelo poblacional, por ello la metrópoli necesita más y mejores vías de transporte que permitan la movilidad de personas con comodidad en menor tiempo posible. Las excavaciones forman parte de un proyecto de transporte al poniente de la zona metropolitana de la Ciudad de México.

Por cuestiones de practicidad en el presente trabajo se denomina a la excavación de mayor profundidad como número 2 y a la de menor profundidad número 1.

La profundidad, medida del nivel máximo de excavación hacia el NTN, varía hasta 30 m, la excavación se realizará por etapas dejando cortes verticales. En la estabilización de las paredes se emplearán simultáneamente pilas circulares de 90 cm y 70 cm de diámetro para las pilas de sacrificio, anclas de tensión y concreto lanzado reforzado con malla electrosoldada y en algunos casos vigas mdrinas con puntales.

En la figura 3.1 se muestra el trazo del proyecto.



Figura 3.1 Trazo de la obra de caso estudio.



3.1.1 Ubicación del proyecto

El desarrollo de la obra se ubica dentro de la zonificación de lomas (Zona I) según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF), como se observa en la Figura 3.2.

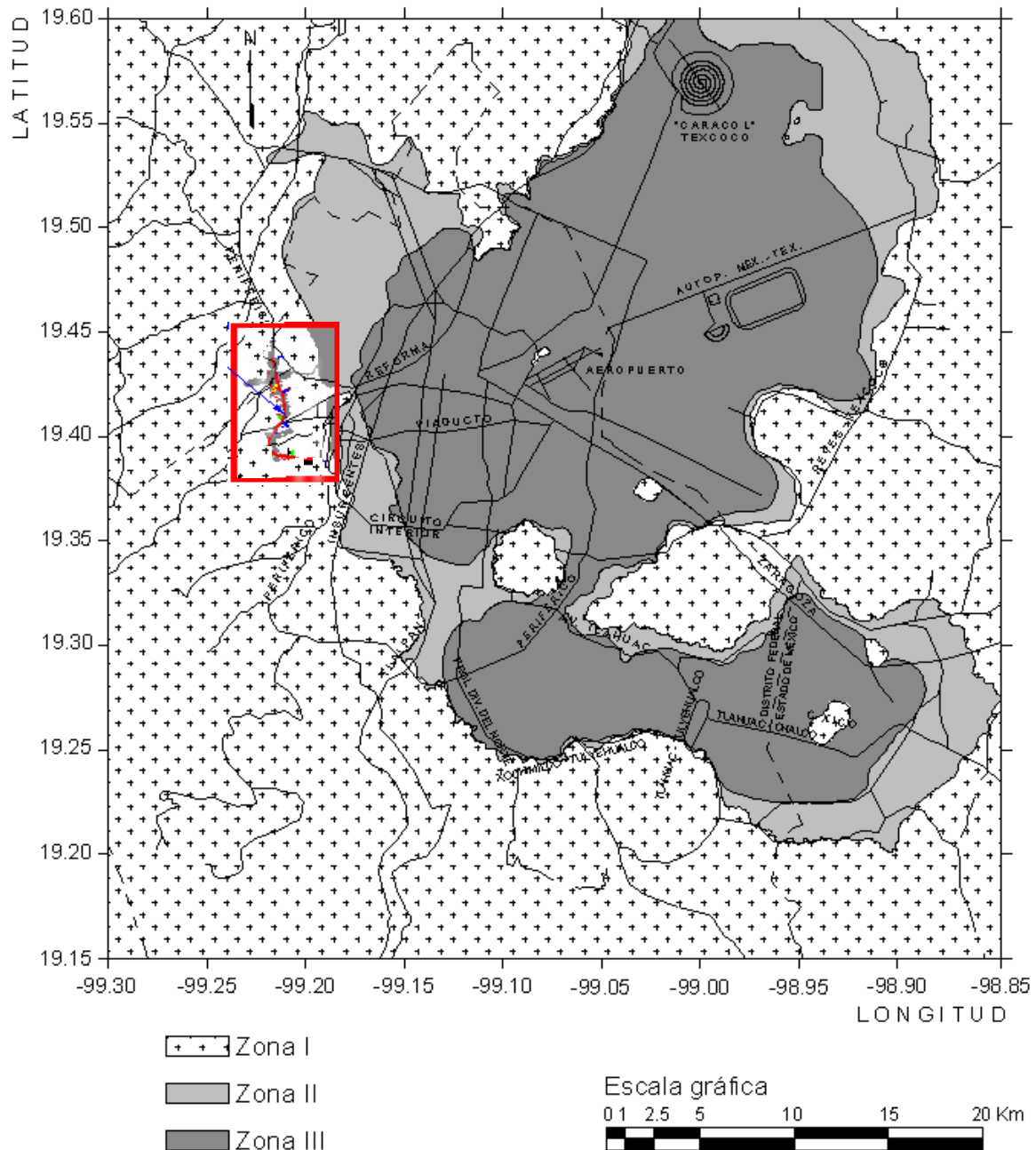


Figura3.2 Ubicación del proyecto.



3.1.2 Descripción general del proceso constructivo de excavaciones

La construcción del proyecto se llevará a cabo a partir de excavaciones a cielo abierto cuya profundidad, medida del nivel máximo de excavación hacia el NTN, varía entre 19 y 30 m, la excavación se realizará por etapas dejando cortes verticales. En la estabilización de las paredes se emplearán simultáneamente pilas circulares, de 90 cm de diámetro, anclas de tensión y concreto lanzado reforzado con malla electrosoldada (Figura 3.3).

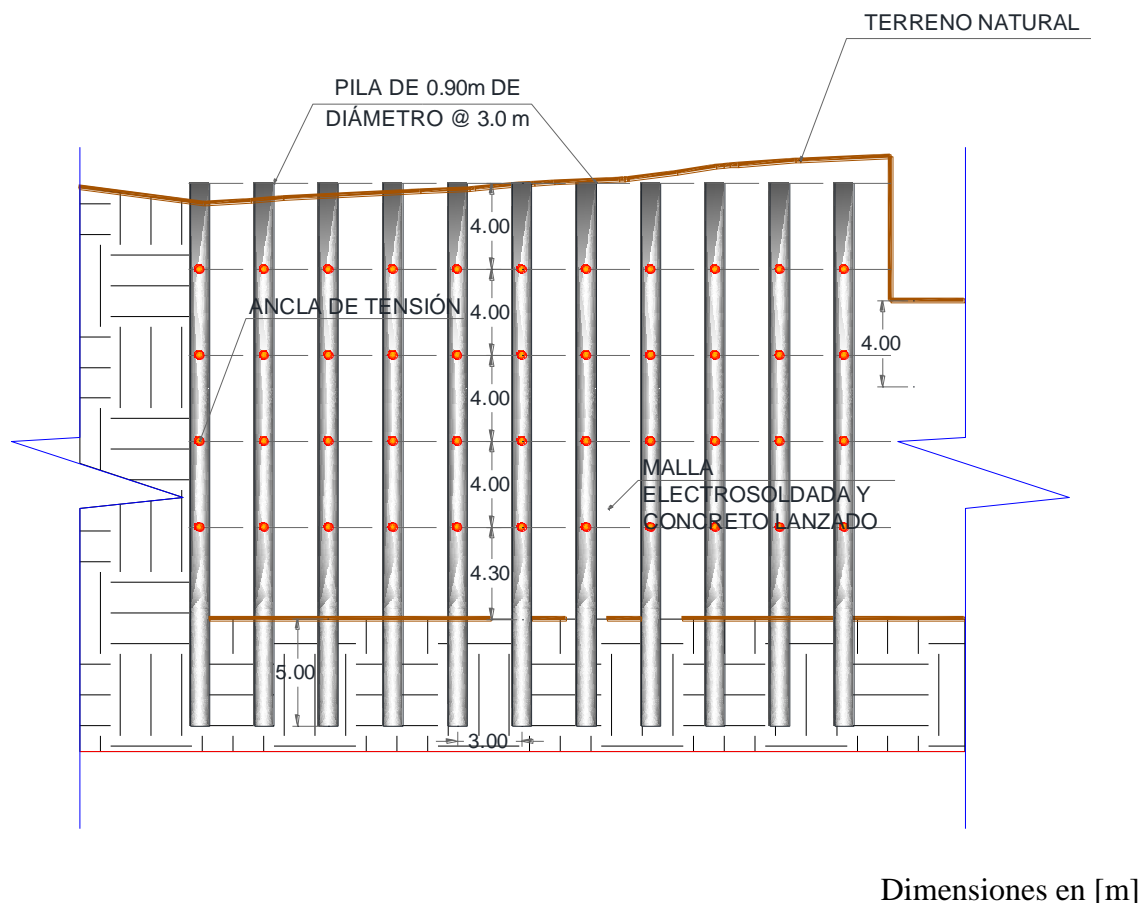
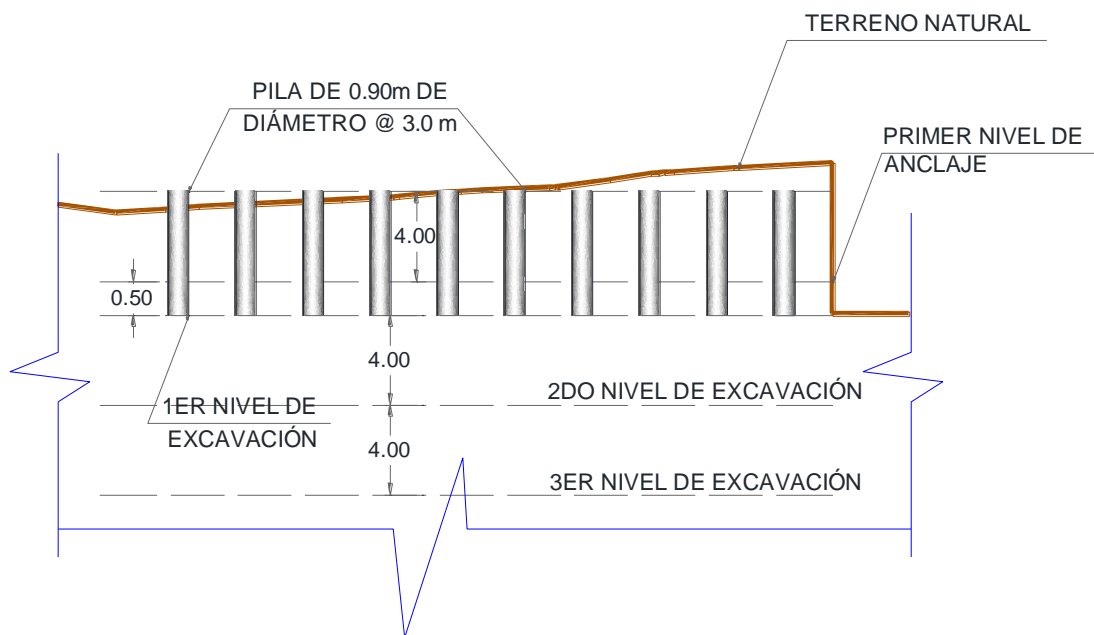


Figura 3.3 Esquema del sistema de protección y estabilización de los cortes.

El proceso constructivo planteado inicia con la construcción de las pilas en línea con el borde de la excavación, su longitud será variable y estará definida en función del nivel máximo de excavación, ya que las pilas deberán empotrarse 5 m medidos a partir de este nivel.



Construidas las pilas se procederá con la excavación por etapas, la primera de ellas se realizará hasta una profundidad de 4.5 m, medio metro bajo el primer nivel de anclaje, las etapas sucesivas se llevarán a cabo en avances constantes de 4 m, colocando entre cada una de ellas la línea de anclaje correspondiente y la protección del material entre pilas mediante la colocación de concreto lanzado reforzado con malla electrosoldada (Figura 3.4).



Dimensiones en [m]

Figura 3.4 Esquema del sistema de protección y estabilización de los cortes.

En la Tabla 3.1 se muestran los cadenamientos donde la construcción se realiza por medio de excavaciones a cielo abierto, en ellas se aplica el mismo sistema de protección y contención de la excavación.

Tabla 3.1 Diferentes tramos del trazo donde se realizan excavaciones.

Parte del trazo	Cadenamiento	
	Inicial (km)	Final (km)
Sitio 1	32+124.72	32+311.21
Sitio 2	32+905.14	32+602.63



3.1.3 Trabajos de campo

Para caracterizar las condiciones geotécnicas encontradas a lo largo del proyecto, se llevaron a cabo 23 sondeos mixtos con recuperación de muestras, la extracción de muestras se realizó con barril Denison y Tubo Shelby. En la figura 3.5 se muestra la ubicación en planta de los sondeos mixtos.

Dichos sondeos sirvieron para la caracterización en tres estratos de acuerdo al número de golpes, 1) Relleno, 2) Toba blanda y 3) Toba competente.

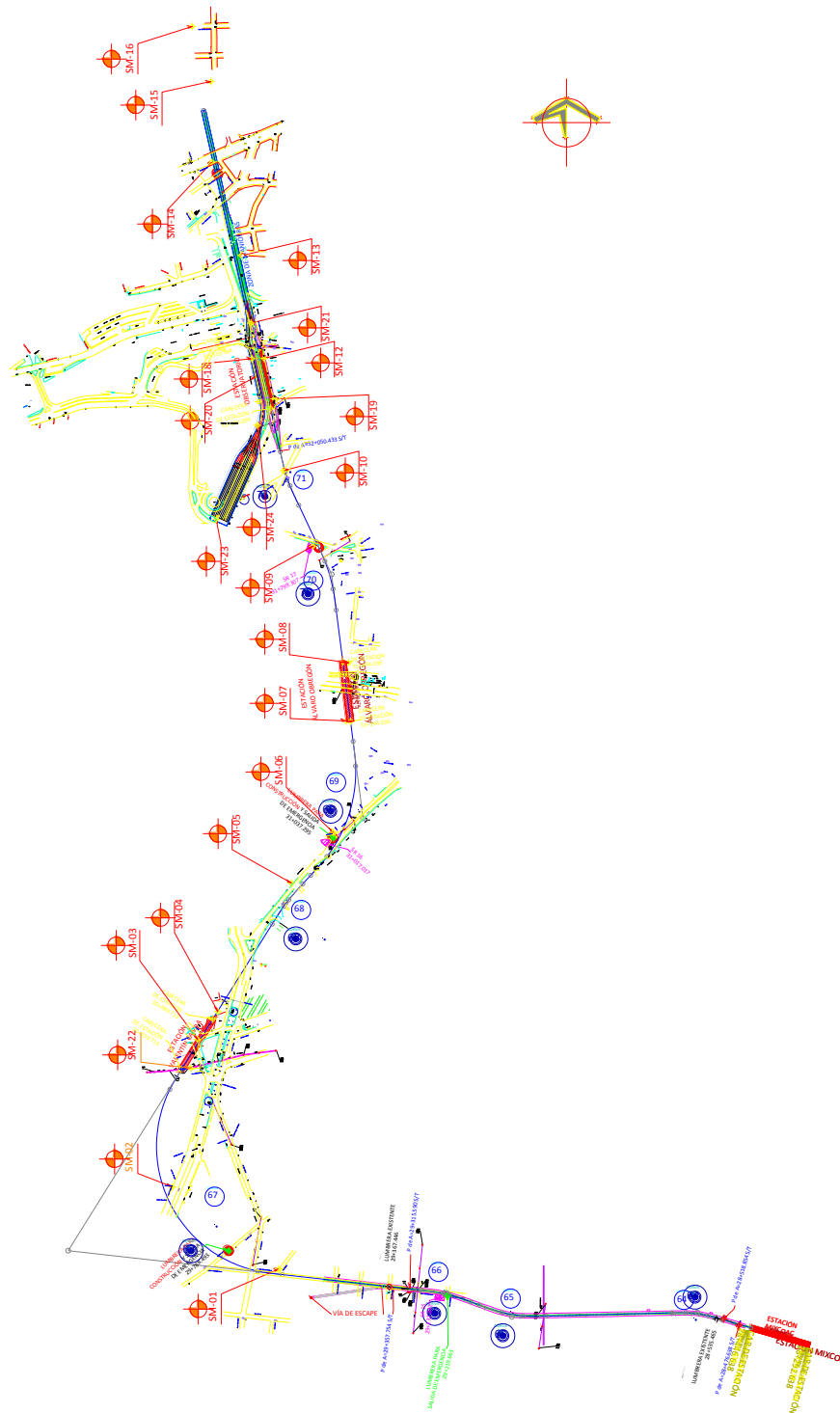


Figura 3.5 Ubicación de sondeos realizados en el trazo.



En la tabla 3.2 se presenta al número de sondeo que se presenta en cada diferente zona de excavación:

Tabla 3.2 Sondeos en cada zona de excavación.

Excavación	Sondeo más cercanos	Profundidad máxima excavación [m]
Sitio 1	SM-12	19
Sitio 2	SM-23 SM- 24	28

3.1.4 Estratigrafía del sitio SM12 y SM23

En las Figuras 3.6 y 3.7 se muestran los perfiles estratigráficos del suelo encontrado de acuerdo a los sondeos SM 12 (Sitio 1) y SM 23 (Sitio 2).

Se muestra el nivel máximo de excavación correspondiente a cada zona en el costado derecho.

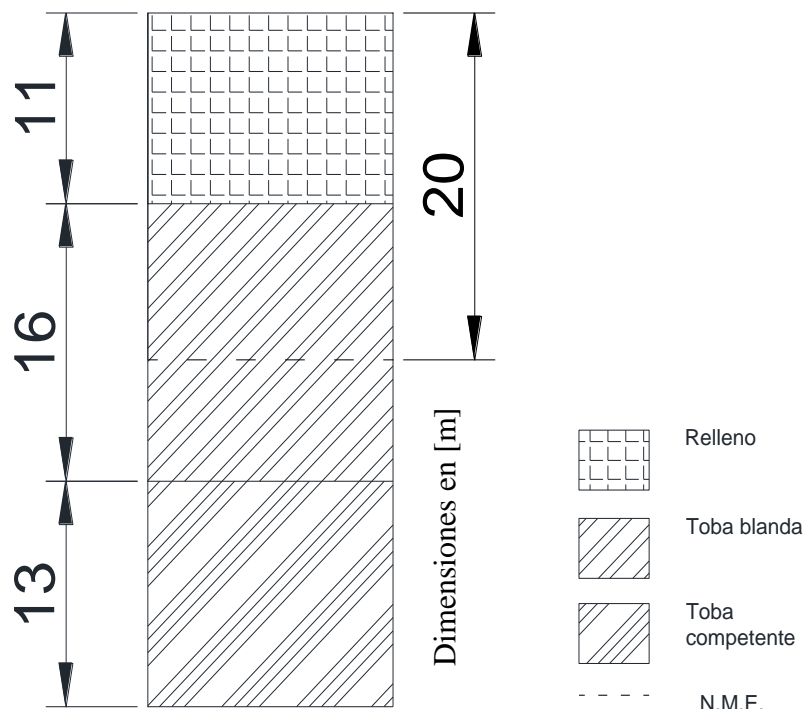


Figura 3.6 Estratigrafía en la excavación de la excavación 1 correspondiente al SM 12.

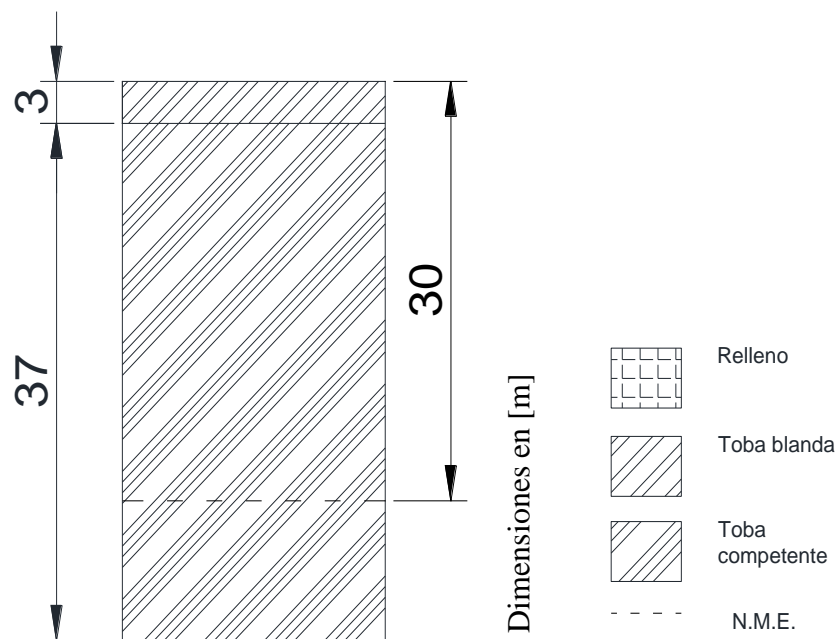


Figura 3.7 Estratigrafía en la excavación 2 correspondiente al SM 23.

3.1.5 Condiciones geotécnicas de las zonas en excavación

El proyecto se desarrolla en la denominada zona de Lomas, donde se encuentran elementos litológicos llamados tobas, producto de erupciones de los grandes volcanes de la Sierra de las Cruces. Las tobas son suelos compuestos por arenas limosas, o limos arenosos fuertemente cementados. Eventualmente se encuentran rellenos no compactados, utilizados para nivelar terrenos cerca de las barrancas y tapar accesos y galerías de minas antiguas.



3.1.6 Geometría de los modelos de excavaciones

Las dimensiones de la excavación en el sitio 1 son las que se muestran en la figura 3.8 sirven para alimentar los 64 modelos tridimensionales que se generan en Flac^{3D}.

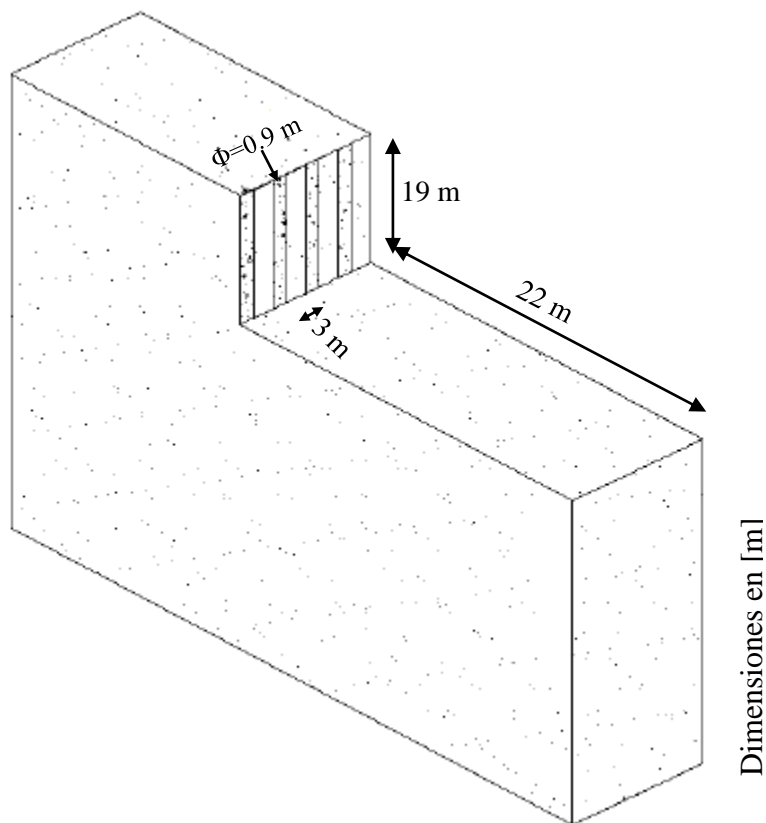


Figura 3.8 Dimensiones de la excavación en la excavación en el sitio1 (Dibujo fuera de escala)



Las dimensiones de la excavación en el sitio 2 son las que se muestran en la figura 3.9 y sirven para alimentar los 16 modelos tridimensionales que se generan en Flac^{3D}.

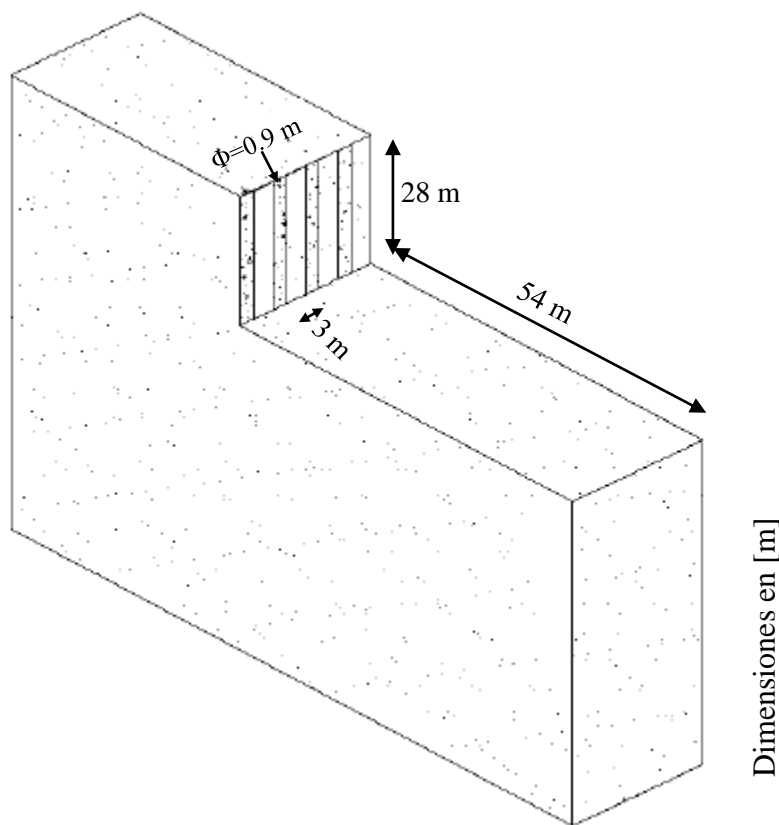


Figura 3.9 Dimensiones de la excavación en el sitio 2. (Dibujo fuera de escala)

3.2 Análisis estadístico de las propiedades mecánicas de los sondeos

Para poder tomar en cuenta explícitamente en el análisis geotécnico la heterogeneidad inherente de la formación geológica de las tobas, en donde el grado de cementación y compacidad de los materiales presenta una variabilidad espacial importante, se requiere caracterizar estadísticamente los parámetros encontrados en función de la estratigrafía y de indicadores estadísticos.



A lo largo del proyecto se identificaron tres estratos, clasificados en función del número de golpes de la prueba de penetración estándar (SPT), la clasificación visual en campo reportada, y las propiedades índice y mecánicas disponibles: 1) Relleno, 2) Toba blanda y 3) Toba competente. Las propiedades mecánicas de resistencia del suelo de diseño se estimaron con correlaciones empíricas con el número de golpes del SPT. En este trabajo en particular, el Instituto de Ingeniería empleó la correlación propuesta por Brown y Hettiarachi (2008), (tabla 2.2), para estimar la componente cohesiva de los materiales encontrados, c , y la correlación sugerida por Wolff (1989) (tabla 2.2) para la componente friccionante y los modulos de elasticidad se estimaron con la ecuación propuesta por Mayoral (ecuación 3.1). Ante la falta de información, para el cálculo de N_{60} se consideraron los factores de corrección para el tipo de herramienta más desfavorables. La Tabla 3.3 muestra los resultados del análisis estadístico.

Tabla 3.3 Análisis estadístico de las propiedades mecánicas de resistencia del suelo

Material	Medida de dispersión	c (t/m ²)	ϕ (°)
Relleno	μ	6	31
	σ	4	2.5
	$\mu+\sigma$	10	34
	$\mu-\sigma$	3	29
Toba blanda	μ	6	32
	σ	2	3
	$\mu+\sigma$	8	34
	$\mu-\sigma$	4	29
Toba competente	μ	11	35
	σ	1	0
	$\mu+\sigma$	12	35
	$\mu-\sigma$	11	35

En las tablas 3.4 y 3.5 se muestran los estratos considerados en la zona de excavación para el análisis de anclas, se tomaron las combinaciones más desfavorables ($\mu-\sigma$) de parámetros mecánicos, esto llendo del lado de mayor seguridad.



Tabla 3.4 Estratigrafía y propiedades mecánicas de resistencia correspondiente al SM 12,
ubicado en la zona de excavación #1.

Material	Profundidad [m]	c [t/m ²]	φ [°]	E [t/m ²]
Relleno	11	2.5	29	2797
Toba blanda	27	4	29	3346
Toba competente	45	11	34.6	5405

Tabla 3.5 Estratigrafía y propiedades mecánicas de resistencia correspondiente al SM 23,
ubicado en la zona de excavación #2.

Material	Profundidad [m]	c [t/m ²]	φ [°]	E [t/m ²]
Toba blanda	3	4	29	3346
Toba competente	60	11	34.6	5405



3.3 Revisión de anclas

La longitud de bulbo de las anclas se determina en función del área tributaria de cada ancla, misma que se encuentra en función de su distribución vertical y horizontal, que en este caso es de 4 y 3 m, respectivamente, también depende del su diámetro (D_a), que es de 4" y de la presión de inyección (p_{iny}) que en este caso es de 5 kg/cm^2 .

3.3.1 Empuje lateral en las paredes de las excavaciones

Con la estratificación definida para cada zona de excavación y utilizando las propiedades más desfavorables ($\mu-\sigma$) se encontraron los diagramas de presión (figuras 3.10 y 3.12) y empuje en la pared de excavación (figuras 3.12 y 3.13) utilizando los diagramas de presión para suelo friccionante y para suelo cohesivo, para finalmente utilizar el diagrama más desfavorable en el diseño, esto nos da mayor margen de seguridad

3.3.1.1 Sitio 1 (SM 12)

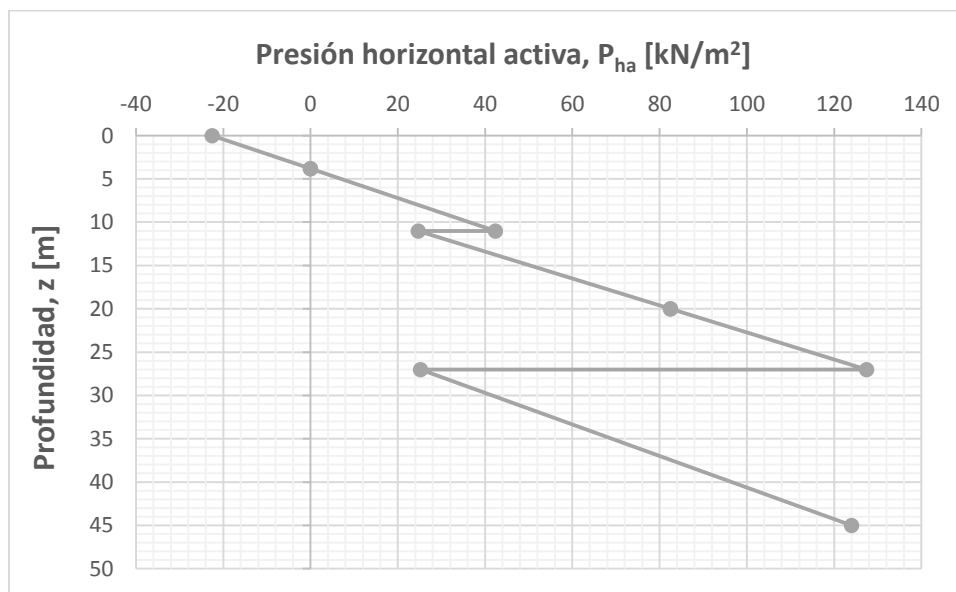


Figura 3.10 Diagrama de presión activa, SM 12.

La fuerza de empuje debido al estado activo es de 634.45 kPa

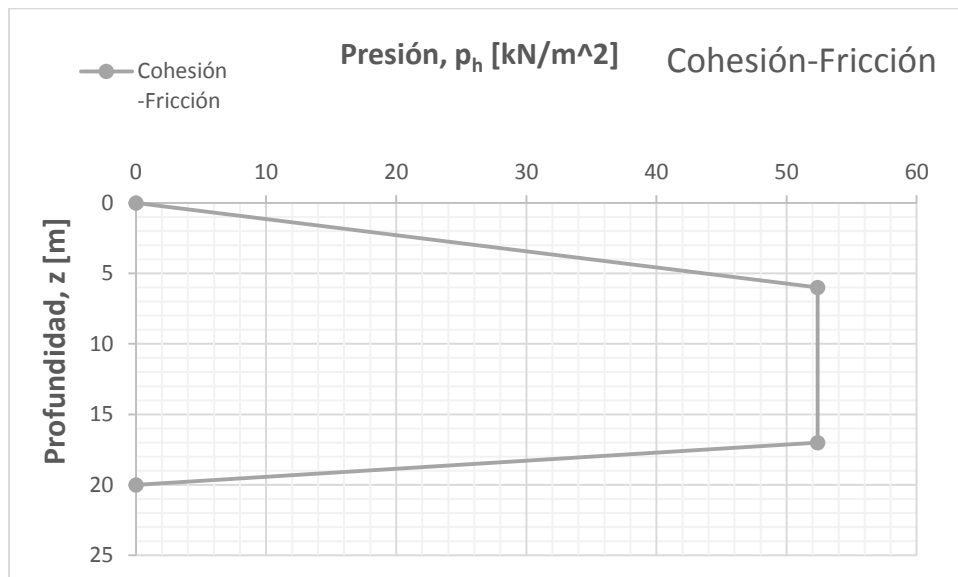


Figura 3.11 Diagrama de presión redistribuida, SM 12.

El empuje redistribuido es de 812.05 kPa y será la cantidad que deberán resistir el sistema de anclaje en el caso del sitio 1.

3.3.1.2 Sitio 2 (SM 23)

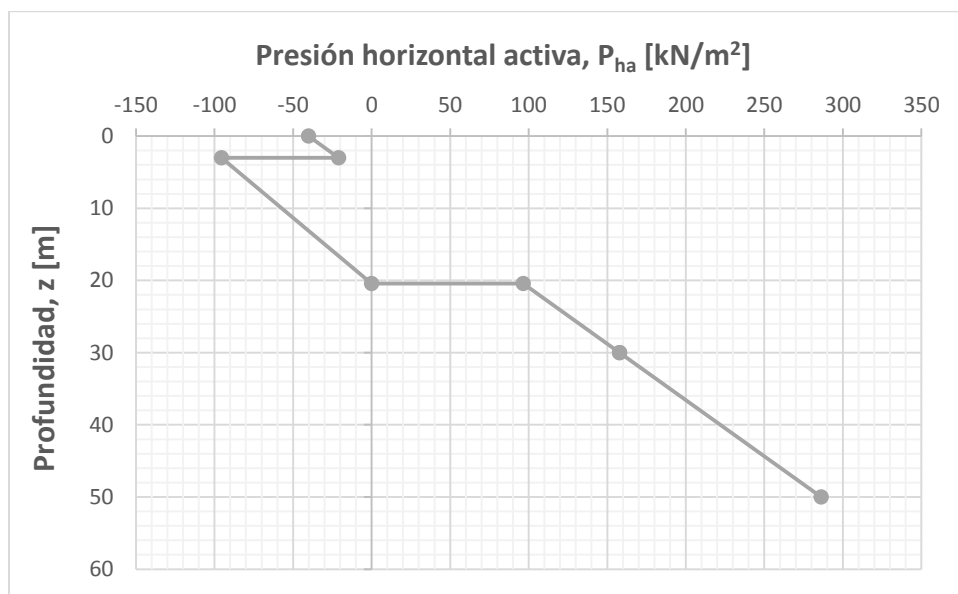


Figura 3.12 Diagrama de presión activa, SM 23.

La fuerza de empuje debido al estado activo es de 1215 kPa.

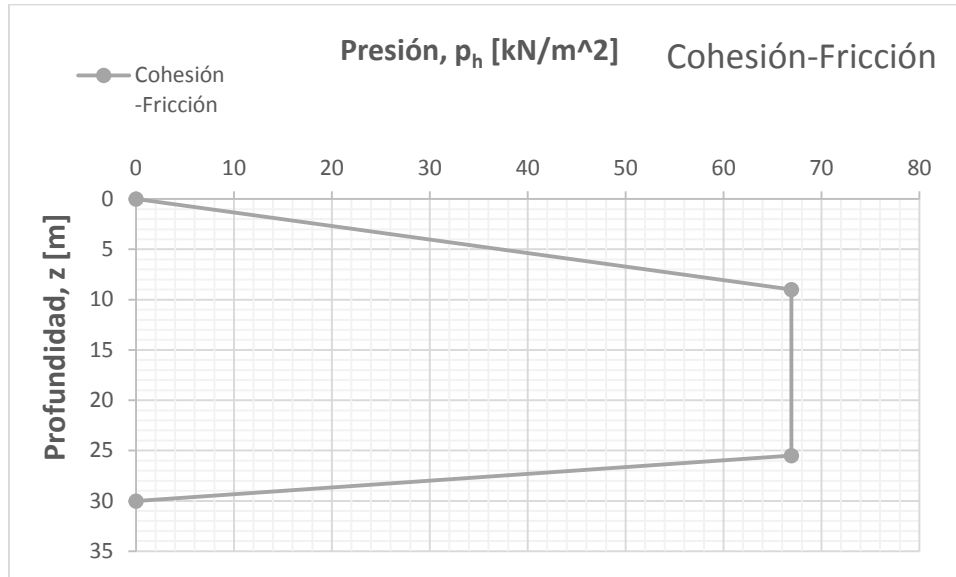


Figura 3.13 Diagrama de presión redistribuida, SM 23.

El empuje redistribuido es de 1556.3 kPa y será la cantidad que deberán resistir el sistema de anclaje en el caso del sitio 2.

3.3.2 Diseño de la longitud de bulbo

Aplicando la ecuación 3.4 para obtener la longitud de bulbo y se presenta en las tablas

En las tablas siguientes se presentan los valores de F_s y la longitud de anclaje activa asociada.

Tabla 3.6 Resumen de longitudes de anclaje, SM-12

Nivel de anclaje	Profundidad [m]	F_s [T]	L_a [m]
1	4	66	10.5
2	8	79	13
3	12	81	13
4	16	57	9



Tabla 3.7 Resumen de longitudes de anclaje, SM-23

Nivel de anclaje	Profundidad [m]	F _s [T]	L _a [m]
1	4	40.5	6.1
2	8	91.5	14
3	12	100.5	15
4	16	100.5	15
5	20	100.5	15
6	24	45.5	6.8

3.3.3 Cálculo de número de cables

Un elemento importante es cálculo del número de torones que formarán parte del cuerpo del ancla, y que en conjunto deberán resistir la fuerza de tensión para la cual se diseña el ancla. En el análisis se emplean cables de acero grado 190, cuyas propiedades se muestran en la tabla 3.8

Tabla 3.8 Propiedades de cables de acero grado 190

Diámetro Nominal (in) mm.	Grado o Tipo (psi)	Resistencia mínima a la ruptura (MPa) kg/cm ²	Tensión de fluencia 85% f _{pu} (MPa) kg/cm ²	Área nominal del torón A _s (in ²) mm ²	Peso nominal del torón kg/m
(1/2") 12.70	Grado 190 (270 000 psi)	(1860) 18,966.72	(1,581) 16,121.7	(0.153) 98.71	0.775

Por lo tanto, la resistencia a la ruptura del torón la tomaremos de 18,900 kg/cm²,

R_p = 18, 900 kg/cm².

A_s= 98.71 mm².

$$F_{pu} = A_s R_p$$

$$F_{pu} = 18.66 \text{ Ton.}$$



El Post – Tensioning Manual, en el inciso 4.3.2.4. “Anchor Tendon Design”, indica que el tamaño del torón será determinado de tal manera que la carga de diseño del torón no exceda el 60% de la resistencia de tensión última garantizada, es decir, que la carga admisible se puede expresar como:

$$T_a = 0.6 F_{pu}$$

$$T_a = 11.2 \text{ Ton}$$

Para encontrar el número de cables necesario por nivel de anclaje se divide la fuerza que debe resistir el nivel de anclas entre la carga admisible del torón de acero

En las tablas 3.9 a 3.10 se presenta un resumen del número de cables necesarios para cada nivel de anclaje.

Tabla 3.9 Resumen del número de cables, SM-12(sitio 1)

Nivel de anclaje	Profundidad [m]	# de cables
1	4	6
2	8	7
3	12	8
4	16	5

Tabla 3.10 Resumen del número de cables, SM-23(sitio 2)

Nivel de anclaje	Profundidad [m]	# de cables
1	4	4
2	8	9
3	12	9
4	16	9
5	20	9
6	24	4



3.4 Generación de modelos numéricos

Para evaluar el comportamiento de las excavaciones ante carga sostenida y sismo, se desarrollaron modelos tridimensionales de diferencias finitas con el programa FLAC^{3D} (Itasca, 2009). El comportamiento de los geomateriales se supuso regido por una ley esfuerzo-deformación elasto-plástica con un criterio de falla Mohr-Coulomb, lo cual se consideró adecuado considerando el bajo nivel de deformaciones esperadas debido a la competencia de los suelos por donde atravesará el túnel.

La sección crítica corresponde al momento en que se llega al Nivel Máximo de Excavación sin llegar a tener plantilla, muros de concreto y losatapa, con las propiedades mecánicas más desfavorables.

Se modelaron dos excavaciones con diferente estratificación, 2 y 3 estratos; por lo anterior y utilizando el método análisis por desempeño se generaron 16 y 64 modelos respectivamente de la misma sección variando las propiedades mecánicas de resistencia y deformabilidad del suelo. Los resultados presentados corresponden a la combinación de parámetros de resistencia más desfavorables.

3.4.1 Procedimiento constructivo

3.4.1.1 *Sitio 1(SM 12)*

El procedimiento constructivo de la excavación 1 considerado en la simulación numérica se describe a continuación y consta de 5 etapas hasta llegar a la parte crítica, es decir que la excavación seguirá en el margen oriente pero se decidió modelar hasta la etapa 5 debido a que en esta etapa se tiene una masa de suelo en el margen oriente que resulta de mayor riesgo y peligro.

Etapasero.- Inicia con la bandeado de vialidad al costado oriente, perforación y construcción de pilas de 0.90 m a cada 3.0 m y pilas de sacrificio de 0.75 m.

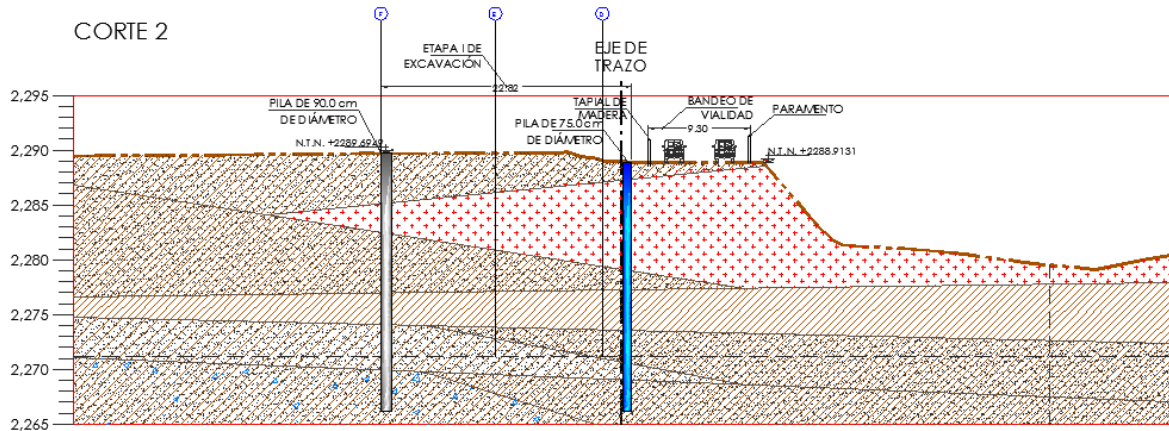


Figura 3.14 Inicio de la excavación.

Primera etapa.- Excavación hasta 0.50 m debajo del primer nivel de anclas, colocación de malla electrosoldada 6 x 6 8/8 y lanzado de concreto pobre, colocación de viga madrina y del primer nivel de puntales; perforación y construcción del primer nivel de anclas.

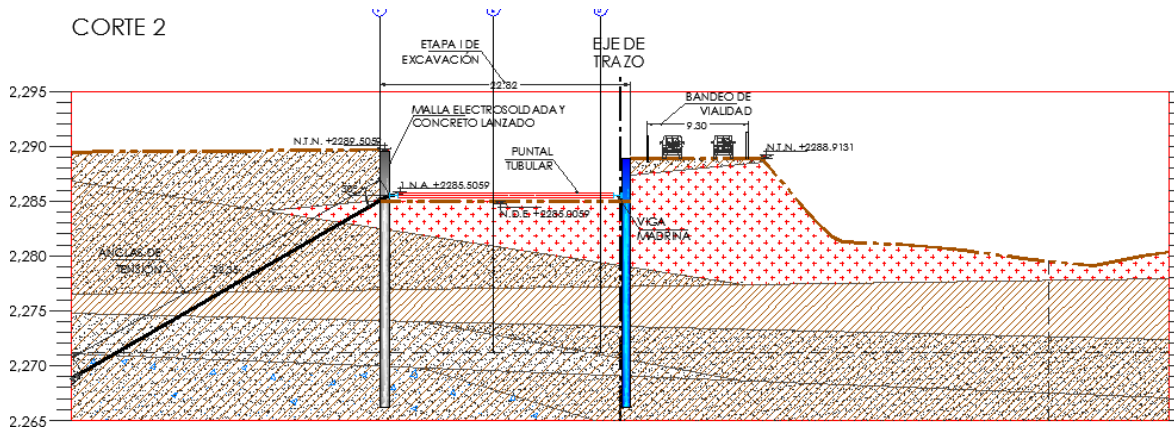


Figura 3.15 Primera etapa de la excavación.

Segunda etapa.- Excavación hasta 0.50 m debajo del segundo nivel de anclas, colocación de malla electrosoldada 6 x 6 8/8 y lanzado de concreto pobre, colocación de viga madrina y del primer nivel de puntales; perforación y construcción del primer nivel de anclas.

Tercera etapa.- Excavación hasta 0.50 m debajo del tercer nivel de anclas, colocación de malla electrosoldada 6 x 6 8/8 y lanzado de concreto pobre, colocación de viga madrina y del primer nivel de puntales; perforación y construcción del tercer nivel de anclas.

Cuarta etapa.- Excavación hasta 0.50 m debajo del cuarto nivel de anclas, colocación de malla electrosoldada 6 x 6 8/8 y lanzado de concreto pobre, colocación de viga madrina y del primer nivel de puntales; perforación y construcción del cuarto nivel de anclas.

Quinta etapa.- Excavación hasta nivel máximo de excavación.

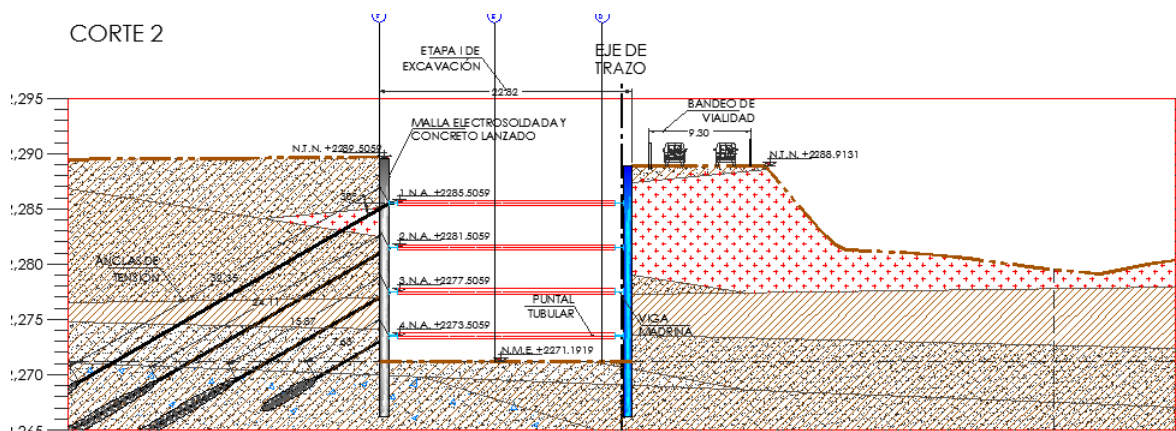


Figura 3.16 Quinta etapa de la excavación.

En la tabla 3.11 se muestran las longitudes de anclas usadas en la excavación del sitio 2 proporcionadas por el proyectista.

Tabla 3.11 Anclas en la zona de excavación en el sitio 1.

ANCLA	PROFUNDIDAD CON RESPECTO AL NIVEL DE TERRENO ACTUAL	LONGITUD (m)			DISTANCIA ENTRE ANCLAS (m)	No. DE TORONES	TENSIÓN A LA QUE SE LLEVARÁ EL GRUPO DE TORONES (t)
		LIBRE	DE BULBO	TOTAL			
N1	-4.19 m	32.34	12.70	45.00	3.00	6	77.30
N2	-8.19 m	24.11	13.40	37.50	3.00	7	81.20
N3	-12.19 m	15.87	12.30	28.2	3.00	6	74.90
N4	-16.19 m	7.63	5.50	13.10	3.00	3	33.00

Después de definir las etapas del proceso constructivo se generan los modelos y en la figura 3.17 se muestra la etapa final de la excavación modelada en FLAC 3D, se muestra la estratigrafía usada para este modelo del sitio 1 en la tabla 3.4.

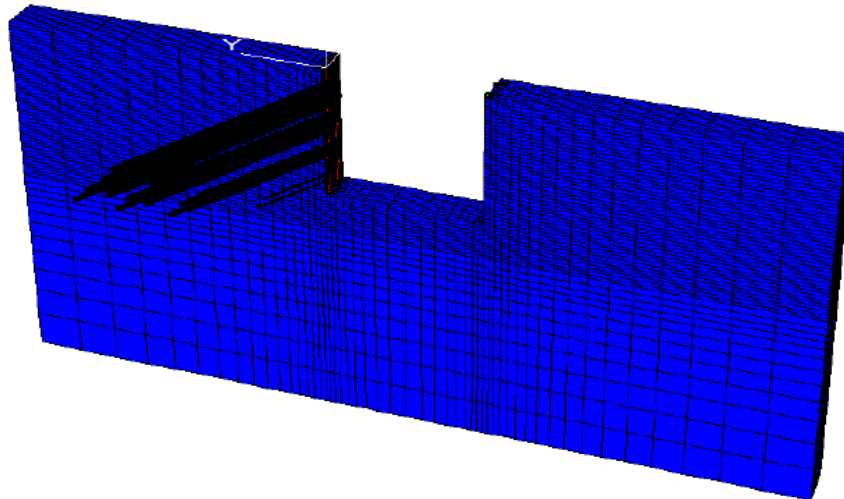


Figura 3.17 Modelo numérico de la excavación en el sitio 1.

3.4.1.2 Sitio 2(SM 23)

El procedimiento constructivo de la excavación en el sitio 2 considerado en la simulación numérica se describe a continuación y consta de 14 etapas.

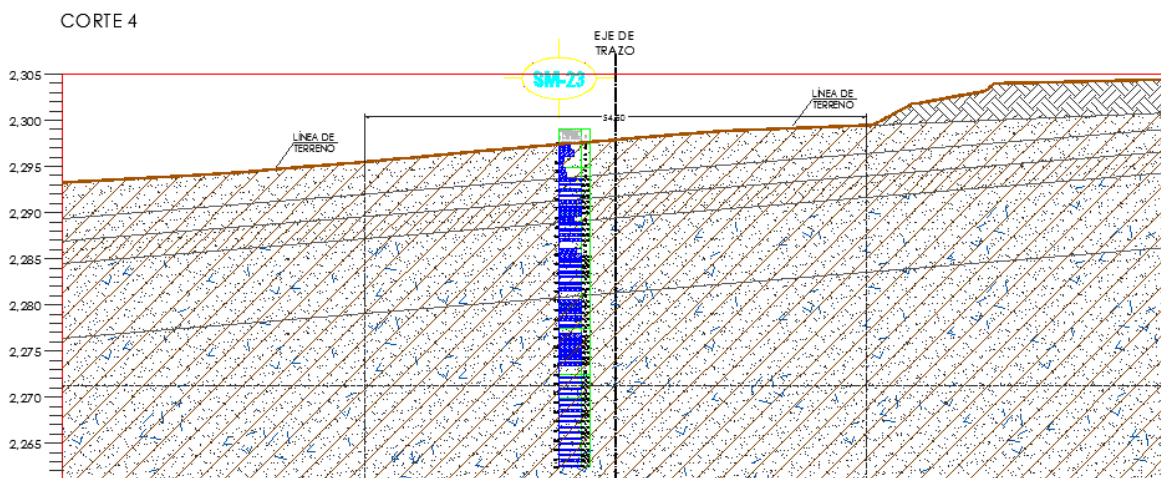


Figura 3.18 Etapa cero de la excavación.

Primera etapa.- Bando de vialidad al costado oriente, construcción de pilas de 0.90 m de diámetro y excavación 0.50 m debajo del primer nivel de anclas, la excavación se realiza dejando un talud de 1.0 : 1.0 se coloca malla electrosoldada 6 x 6 8/8 y concreto pobre lanzado con 0.10 m de espesor, la etapa culmina perforando y construyendo el primer nivel de anclas.

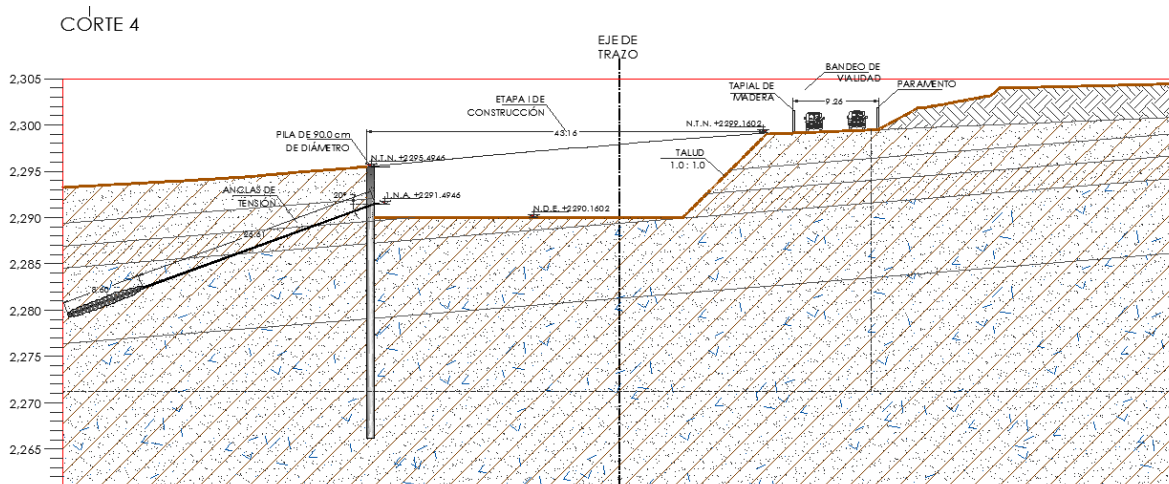


Fig 3.19 Primera etapa de la excavación.

Segunda etapa.- Excavación en etapas hasta 0.50 m debajo del segundo nivel de anclas, tendiendo un talud 0.75 : 1.0 y un descanso de 3.0 m, finalmente se construye las pilas de sacrificio de 0.75 m de diámetro a cada 3.0 m.

Tercera etapa.- Excavación en etapas hasta 0.50 m debajo del tercer nivel de anclas, tendiendo un talud 0.75 : 1.0 y un descanso de 3.0 m, finalmente se construye las pilas de sacrificio de 0.75 m de diámetro a cada 3.0 m.

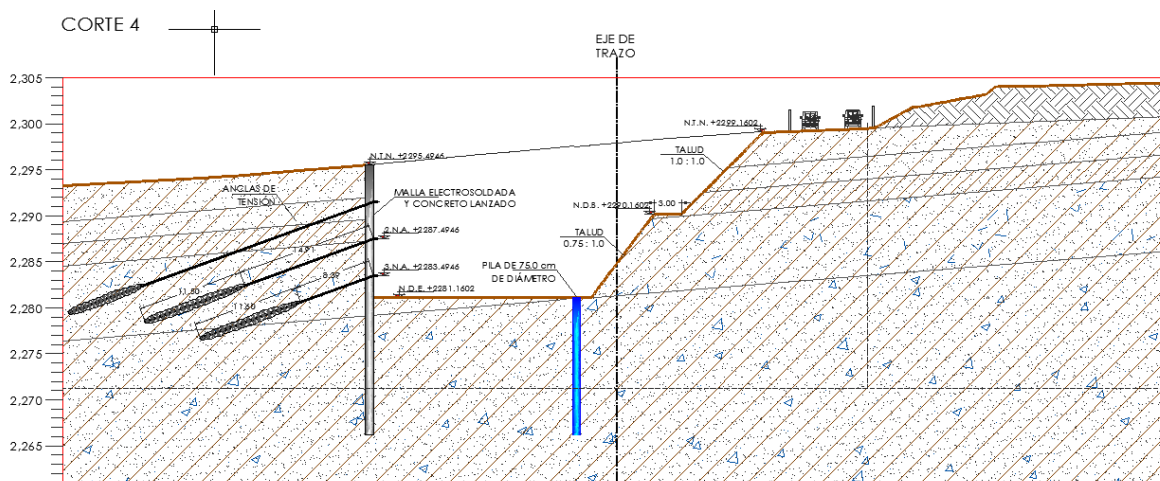


Figura 3.20 Tercera etapa de la excavación.

Cuarta etapa.- Excavación hasta 0.50 m debajo del cuarto nivel de anclas, colocación de malla electrosoldada 6 x 6 8/8 y lanzado de concreto pobre; perforación y construcción del cuarto nivel de anclas, colocación de viga madrina y del primer nivel de puntales.



Quinta etapa.- Excavación hasta 0.50 m debajo del quinto nivel de anclas, colocación de malla electrosoldada 6 x 6 8/8 y lanzado de concreto pobre; perforación y construcción del cuarto nivel de anclas, colocación de viga madrina y del segundo nivel de puntales.

Sexta etapa.- Excavación hasta nivel máximo de excavación en la margen poniente

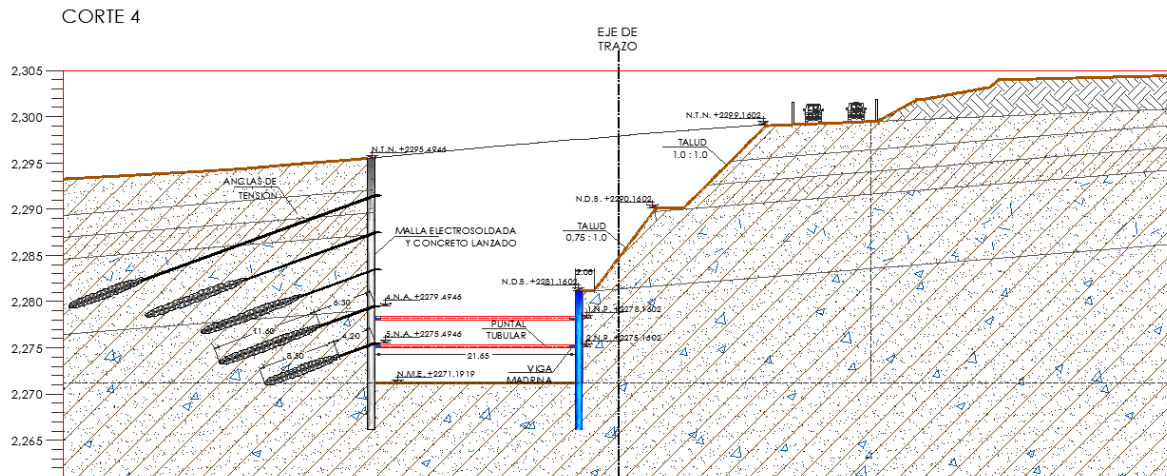


Figura 3.21 Sexta etapa de la excavación.

Séptima etapa.- Colocación de plantilla de 0.10 m de espesor con concreto pobre, construcción de losa de fondo, muro perimetral y el primer eje de columnas, se finaliza con la construcción de la losa tapa y restitución de la vialidad.

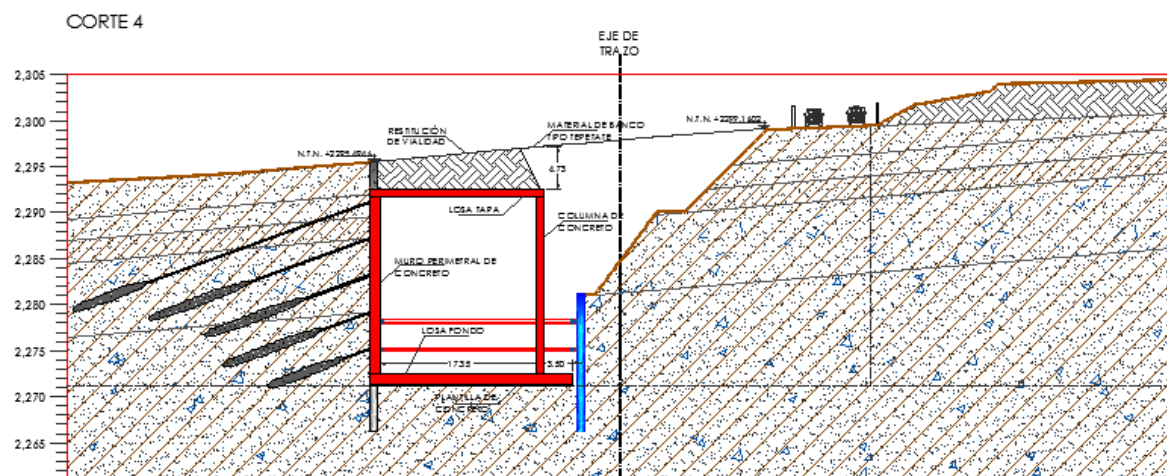


Figura 3.22 Séptima etapa de la excavación.



Octava etapa.- Bando de la vialidad al costado poniente, construcción de pilas de 0.90 m a cada 3.0 m y excavación hasta 0.50 m debajo del primer nivel de anclas, colocado de malla electrosoldada 6 x 6 8/8 y concreto pobre lanzado con 0.10 m de espesor y la construcción del primer nivel de anclas.

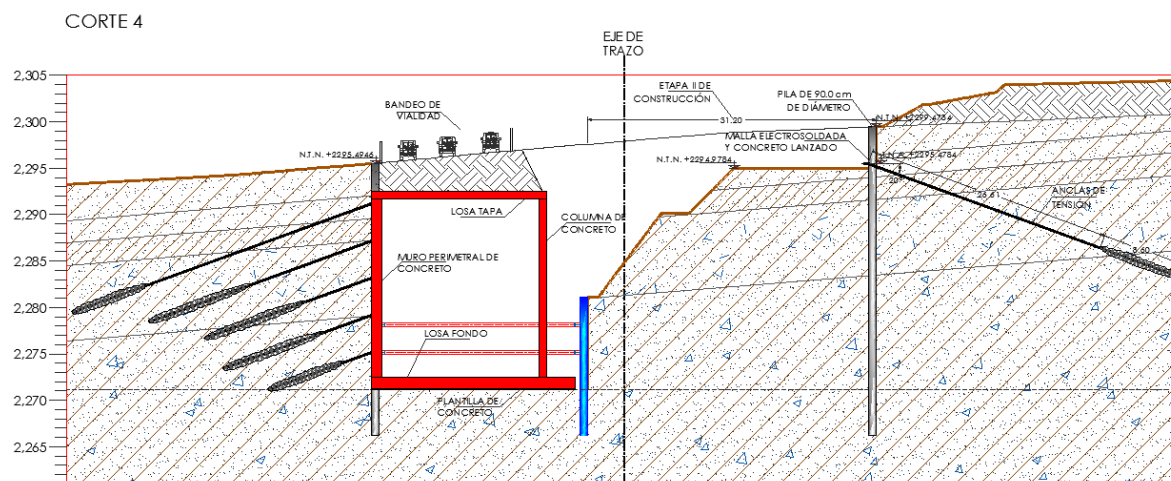


Figura 3.23 Octava etapa de la excavación, última del costado poniente.

Novena etapa.- Se repite el proceso de colocación de anclas para el segundo nivel y refuerzo de malla electrosoldada y concreto pobre lanzado.

Décima etapa.- Se repite el proceso de colocación de anclas para el tercer nivel y refuerzo de malla electrosoldada y concreto pobre lanzado.

Décimo primer etapa.- Excavación hasta 0.50 m debajo del cuarto nivel de anclas y cabezal de la pila de sacrificio, colocación de malla electrosoldada 6 x 6 8/8 y lanzado de concreto pobre, perforación y construcción del cuarto nivel de anclas.

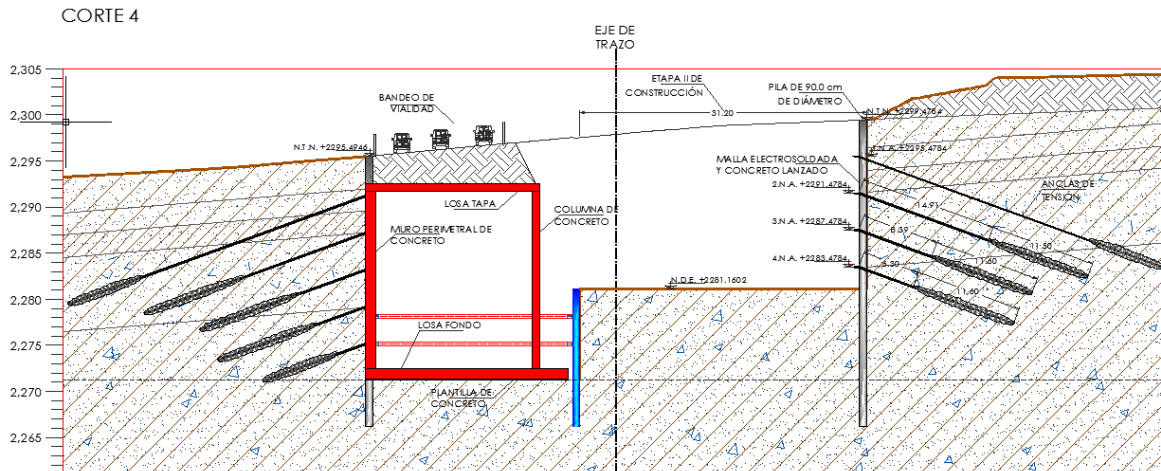


Figura 3.24 Décimo primer etapa de la excavación

Décimo segunda etapa.- Excavación hasta 0.50 m debajo del quinto nivel de anclas,, colocación de malla electrosoldada 6 x 6 8/8 y lanzado de concreto pobre, perforación y construcción del cuarto nivel de anclas.

Décimo tercer etapa.- Excavación hasta 0.50 m debajo del sexto nivel de anclas,, colocación de malla electrosoldada 6 x 6 8/8 y lanzado de concreto pobre, perforación y construcción del cuarto nivel de anclas.

Décimo cuarta etapa.- Excavación hasta el nivel máximo, colocación de refuerzo de malla electrosoldada y concreto pobre lanzado

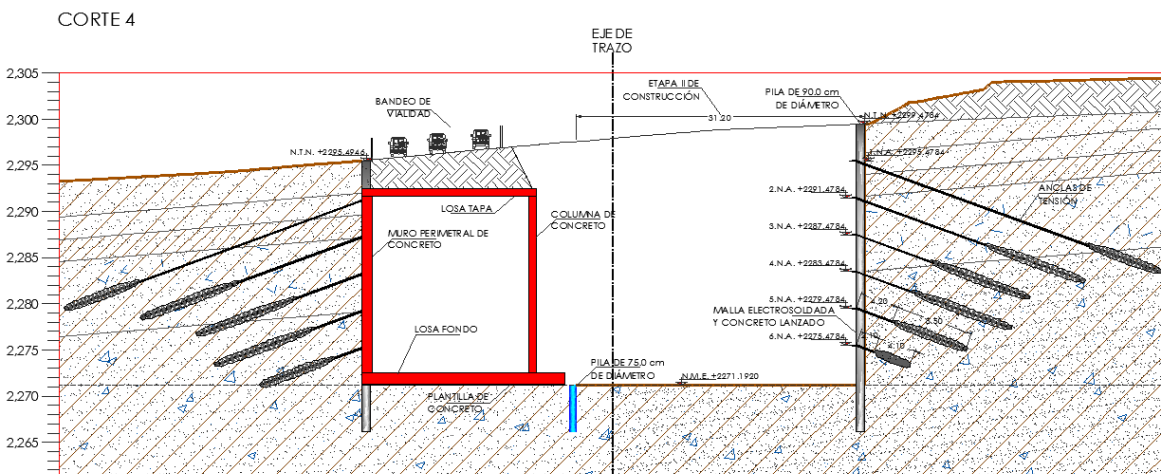


Figura 3.25 Décimo cuarta etapa de la excavación

En la tabla 3.12 se muestran las longitudes de anclas usadas en sitio 2 proporcionadas por el proyectista.



Tabla 3.12 Anclas para zona de excavación en el sitio 2.

ANCLA	PROFUNDIDAD CON RESPECTO AL NIVEL DE TERRENO ACTUAL	LONGITUD (m)			DISTANCIA ENTRE ANCLAS (m)	No. DE TORONES	TENSIÓN A LA QUE SE LLEVARÁ EL GRUPO DE TORONES (t)
		LIBRE	DE BULBO	TOTAL			
N1	-4.00 m	26.60	8.60	35.20	3.00	4	46.13
N2	-8.00 m	14.90	11.50	26.40	3.00	5	61.00
N3	-12.00 m	8.40	11.60	20.00	3.00	5	61.5
N4	-16.00 m	6.30	11.60	17.90	3.00	5	61.5
N5	-20.00 m	4.20	8.50	12.70	3.00	5	55.00
N6	-24.00 m	2.10	4.10	6.20	3.00	2	26..50

Después de definir las etapas del proceso constructivo se generan los modelos y en la figura 3.26 se muestra la etapa final de la excavación modelada en FLAC 3D, se muestra la estratigrafía usada para este modelo del sitio 1 en la tabla 3.5.

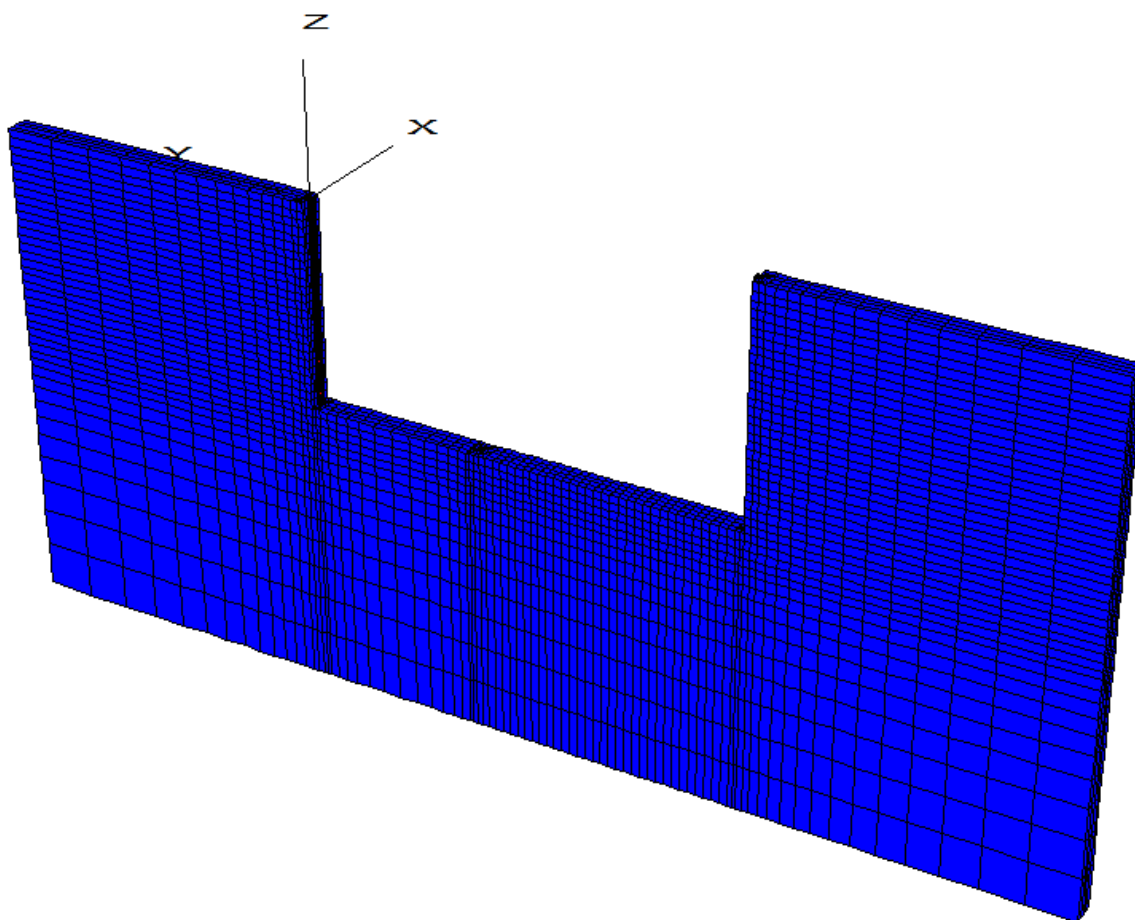


Figura 3.26 Modelo numérico de la excavación 2(etapa final).



3.4.2 Estado límite de servicio

Deformaciones Horizontales

3.4.2.1 Sitio 1 (SM 12)

En las figuras 3.27 a la 3.31 se muestran el desplazamiento en la pared de excavación por etapas. Se presenta un aumento en cada etapa de la excavación hasta llegar a los 5 cm en la etapa 5.

Se muestra la evolución de deformaciones en la figura 3.32

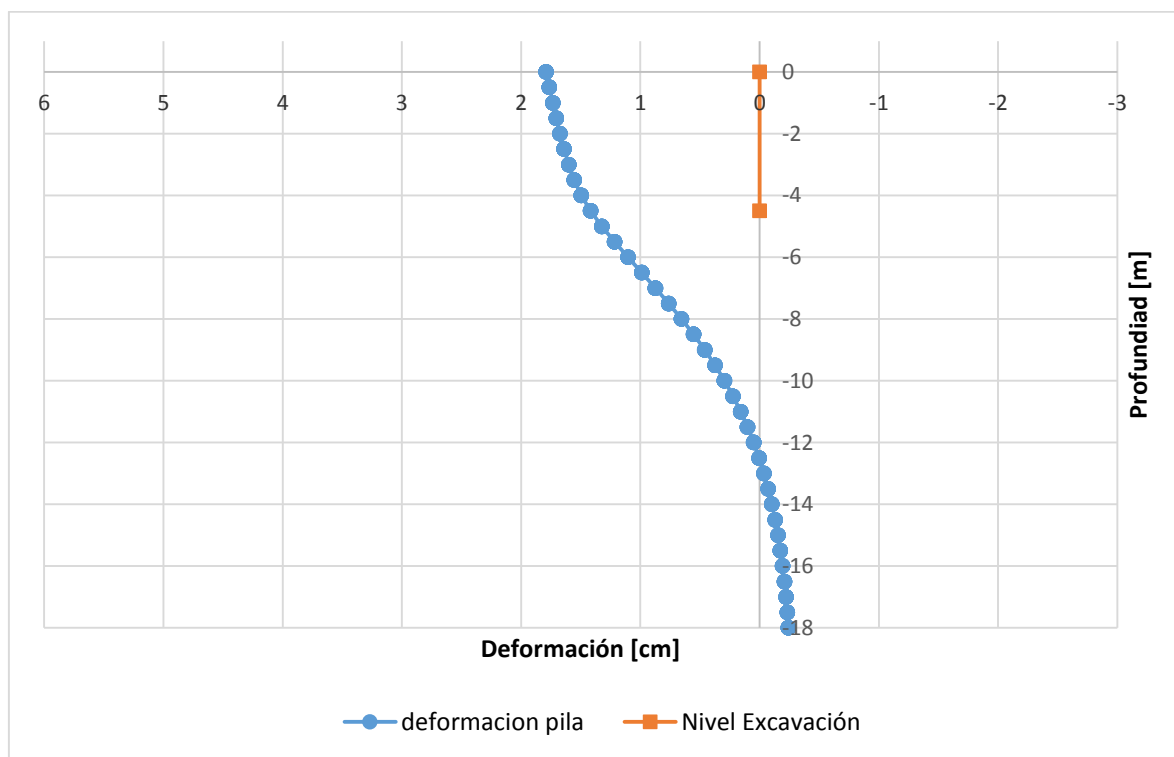


Figura 3.27 Deformación de la pared de excavación en la etapa 1.

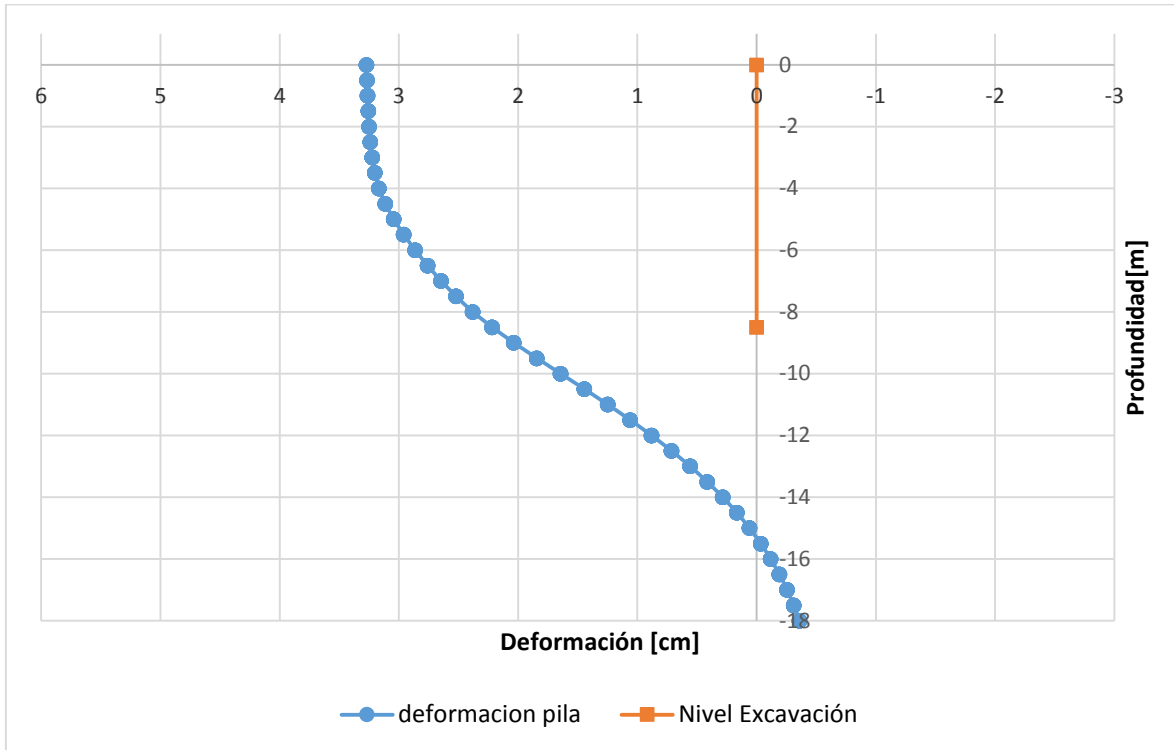


Figura 3.28 Deformación de la pared de excavación en la etapa 2.

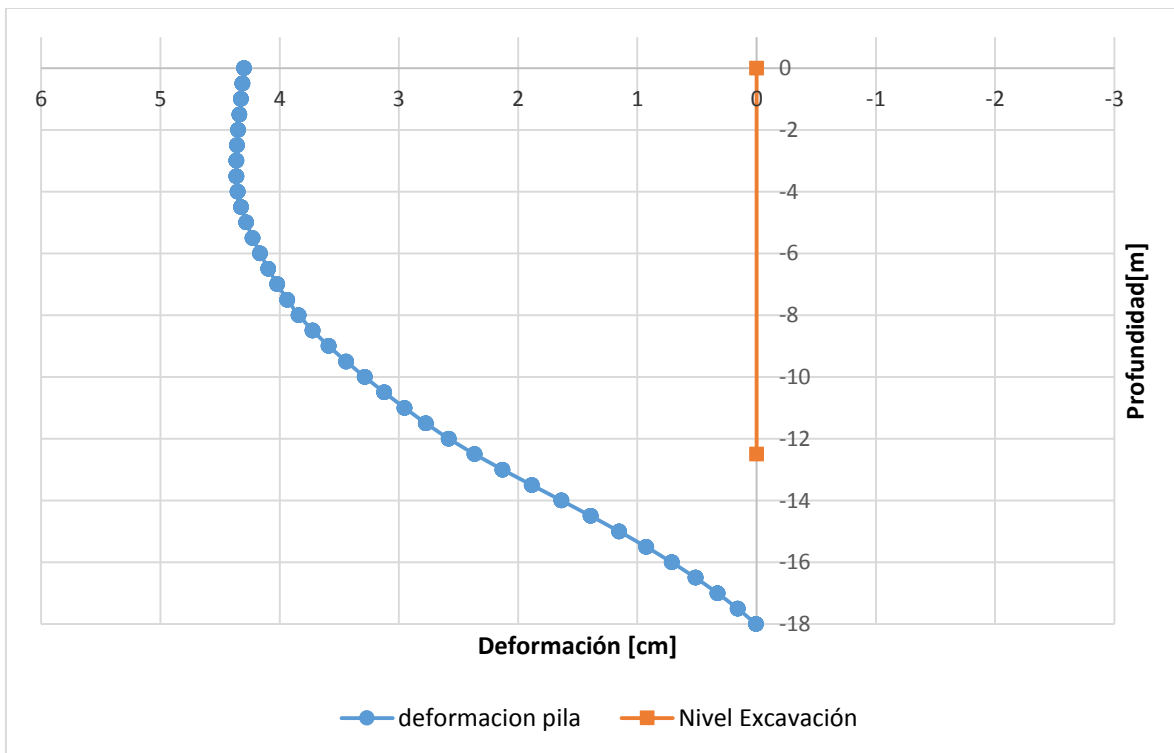


Figura 3.29 Deformación de la pared de excavación en la etapa 3.

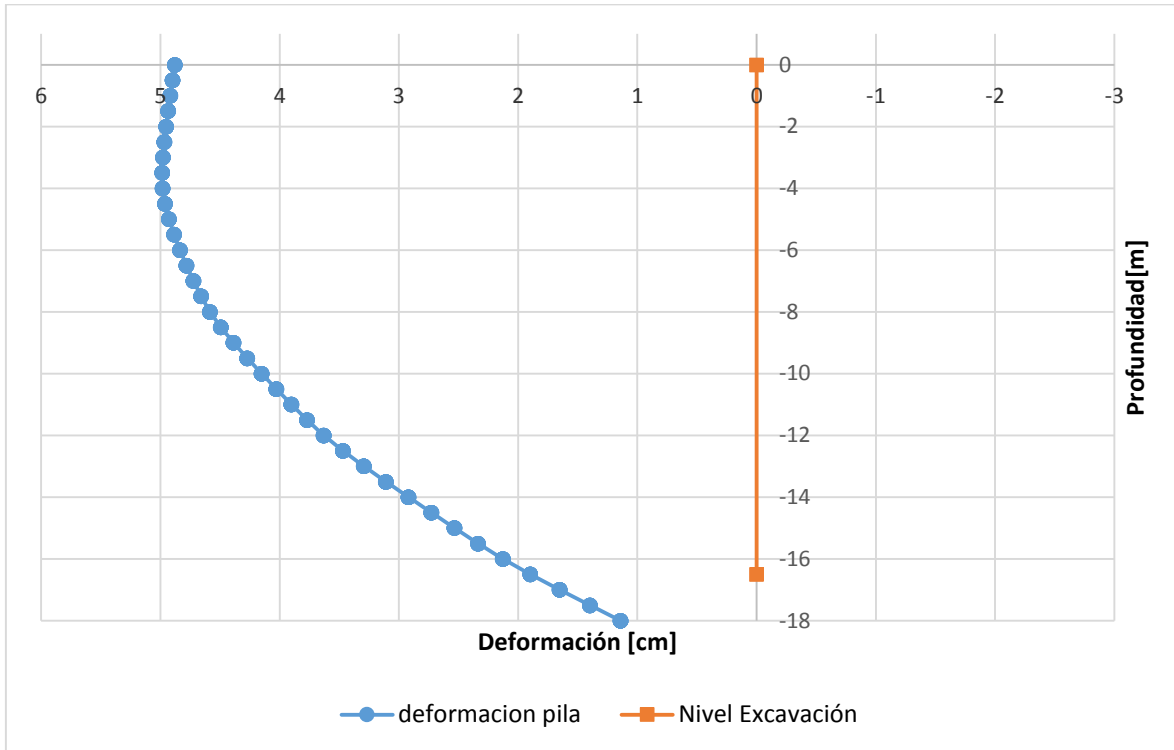


Figura 3.30 Deformación de la pared de excavación en la etapa 4.

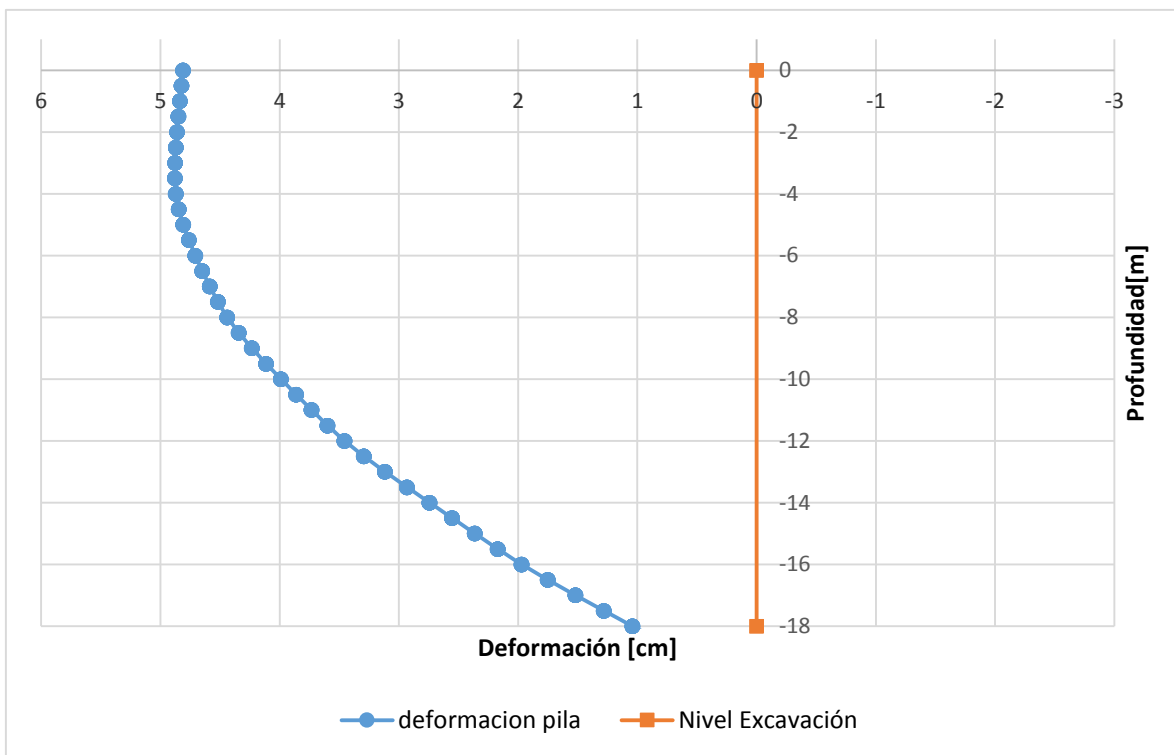


Figura 3.31 Deformación de la pared de excavación en la etapa 5.

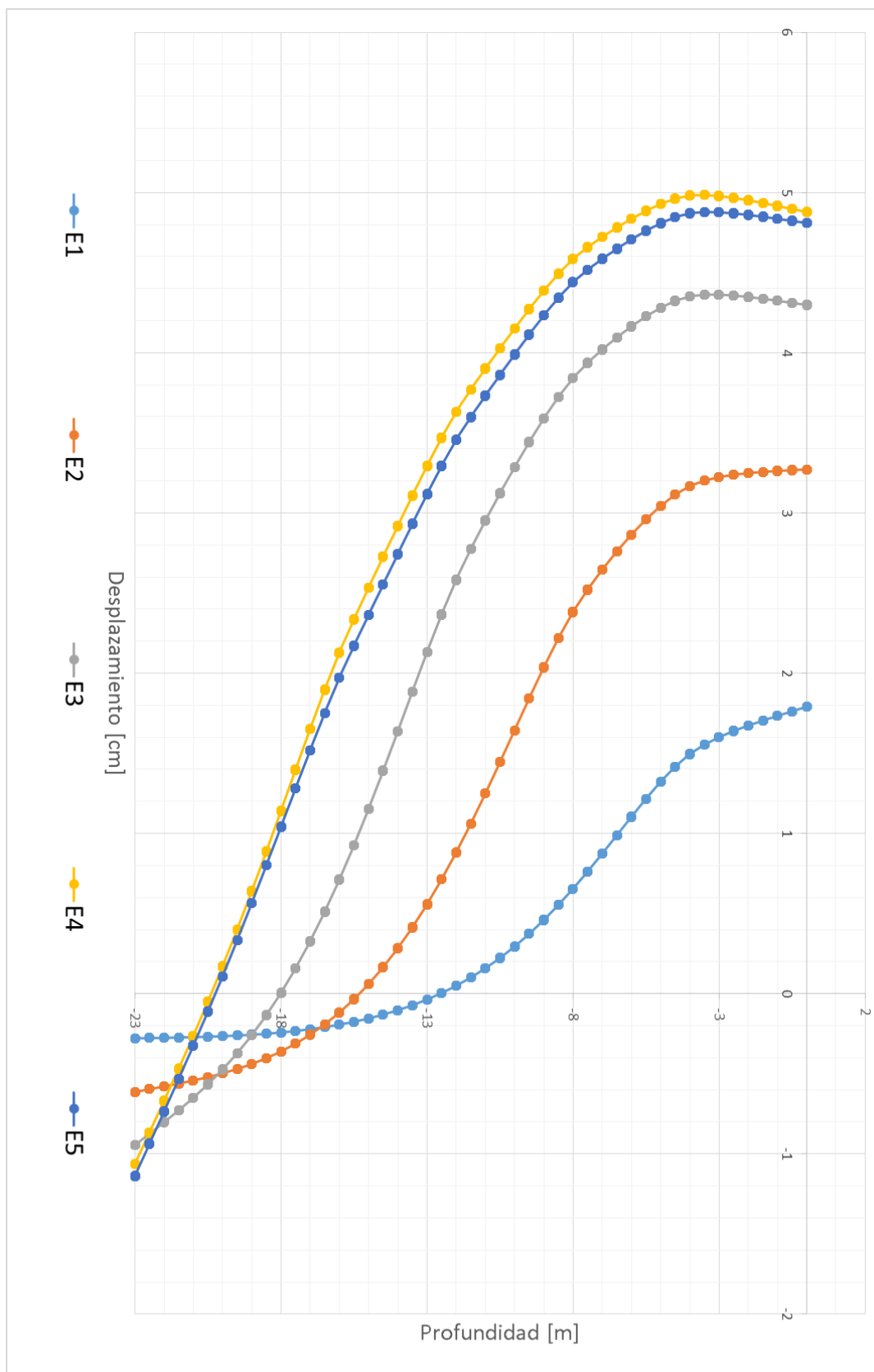


Figura 3.32 Evolución de deformaciones.

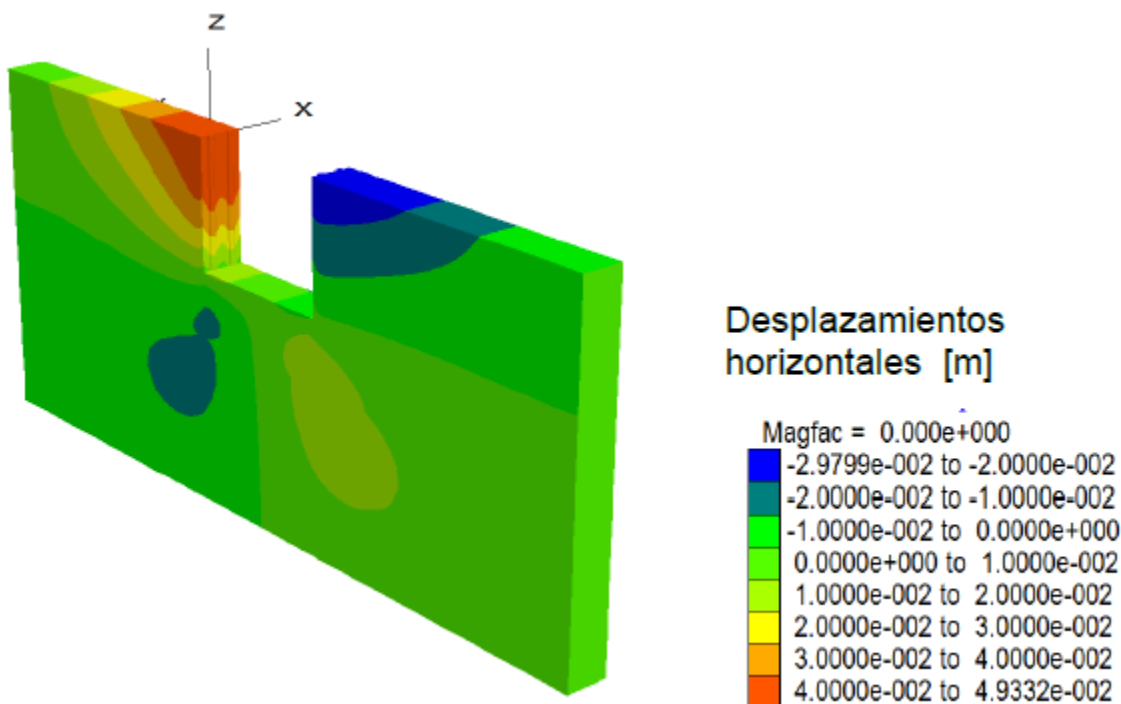


Figura 3.33· Contorno de desplazamientos horizontales del modelo para la excavación del sitio 1.

En la Figura 3.33 se muestran los contornos de desplazamientos horizontales. El valor máximo de desplazamiento horizontal es de 5 cm en la zona de pilas y anclas y 3.0 cm en la zona de pilas de sacrificio.

3.4.2.2 Sitio 2(SM 23)

Se muestran en las figuras 3.34· a la 3.39 las deformaciones de las pilas en la pared de excavación del margen poniente, que fue la primera en excavar hasta llegar al nivel máximo de excavación, para posteriormente iniciar la excavación en el margen oriente.

Se muestra en la figura 3.40 la evolución de deformaciones en el margen poniente hasta llegar al NME.

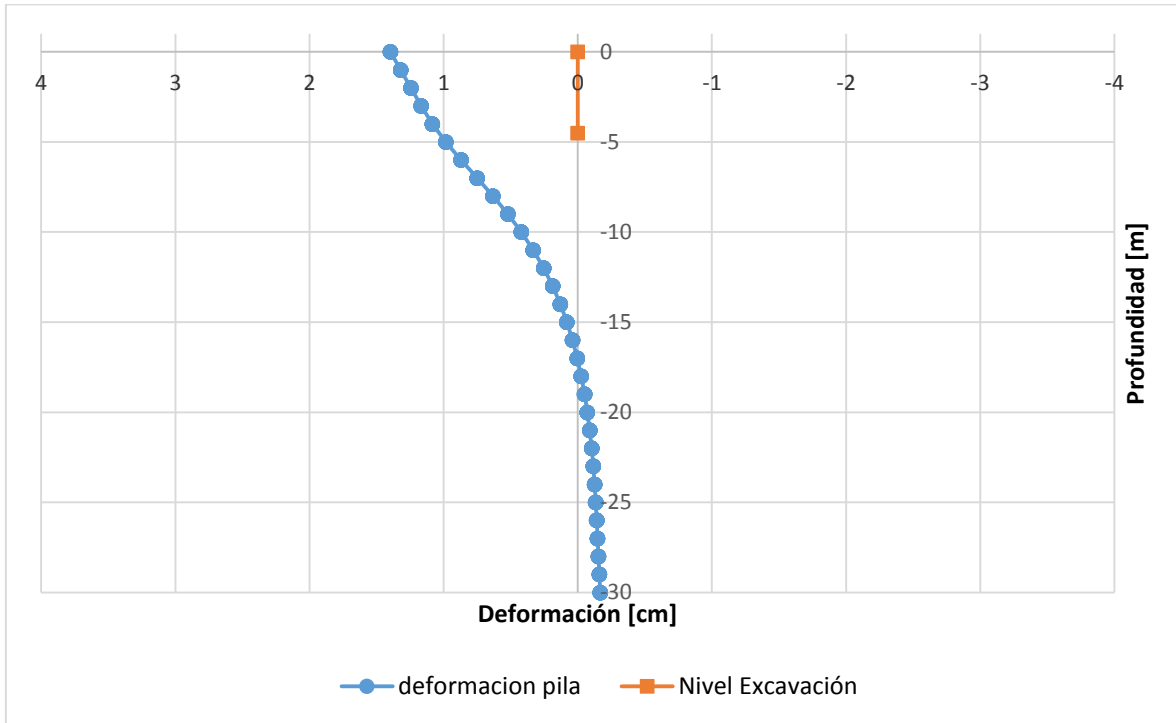


Figura 3.34 Deformación de la pared de excavación en la etapa 1.

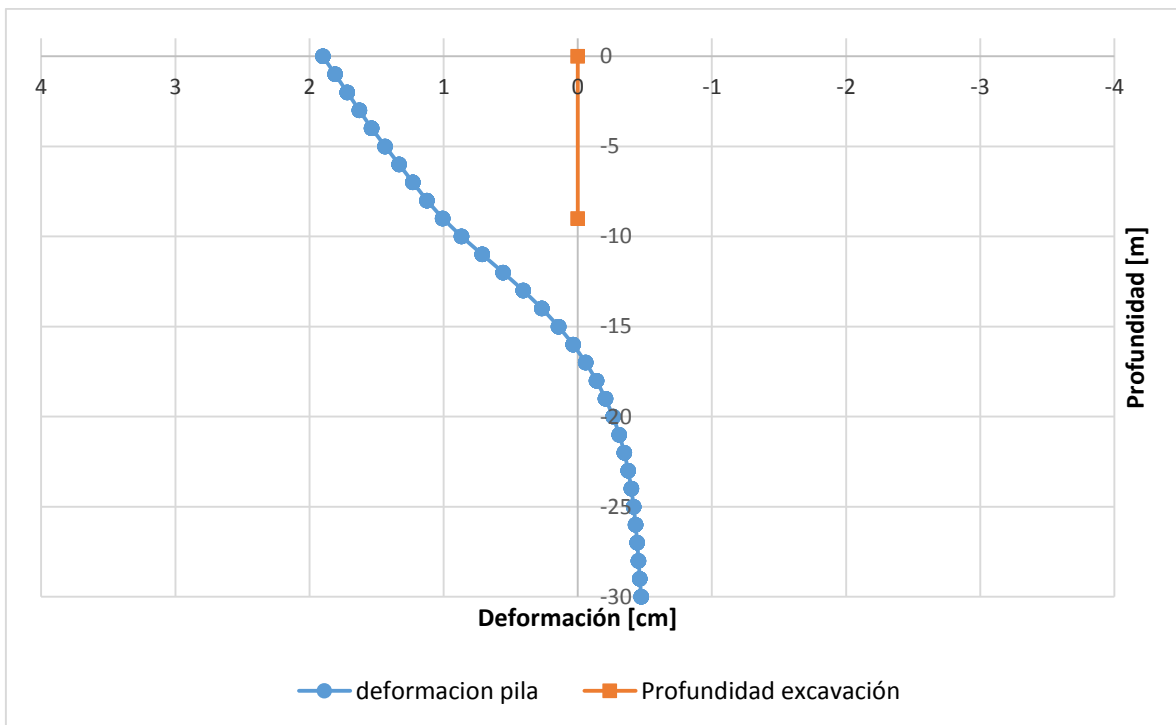


Figura 3.35 Deformación de la pared de excavación en la etapa 2.

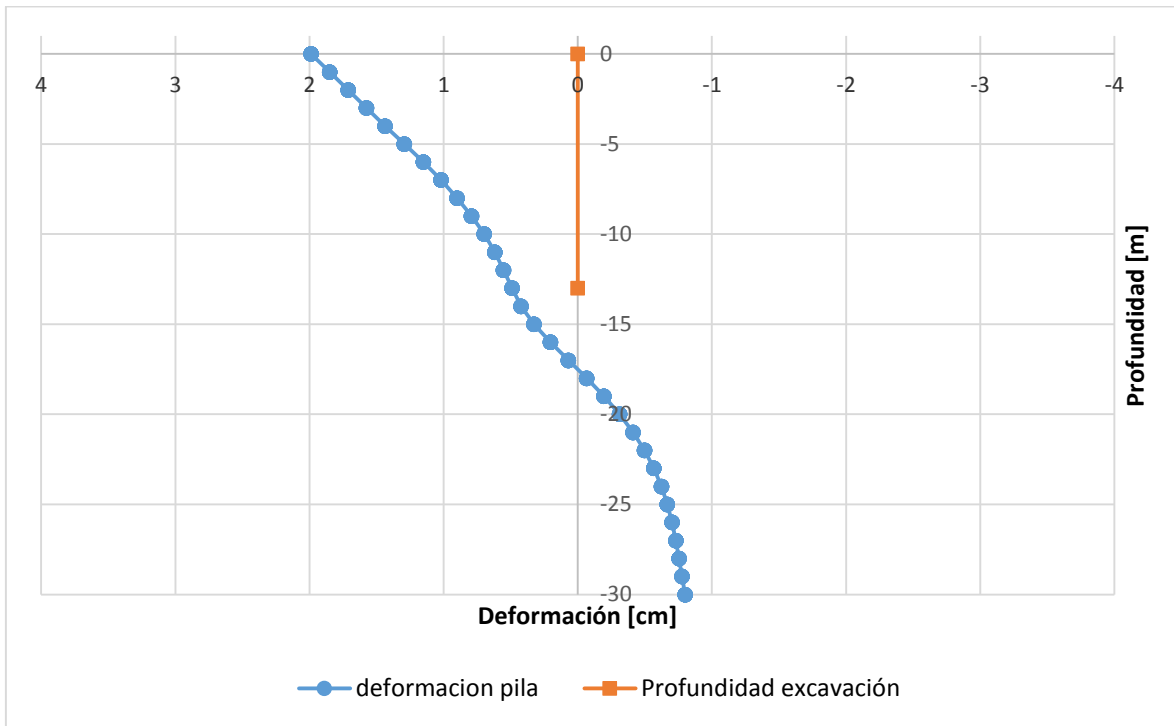


Figura 3.36 Deformación de la pared de excavación en la etapa 3.

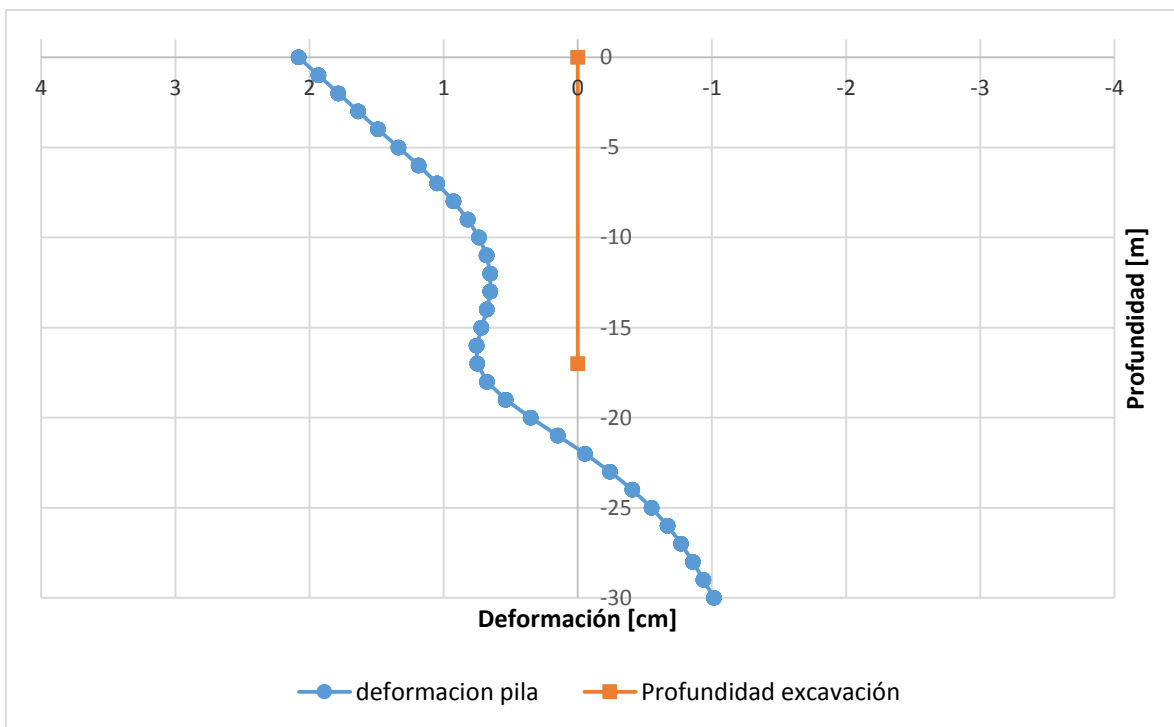


Figura 3.37 Deformación de la pared de excavación en la etapa 4.

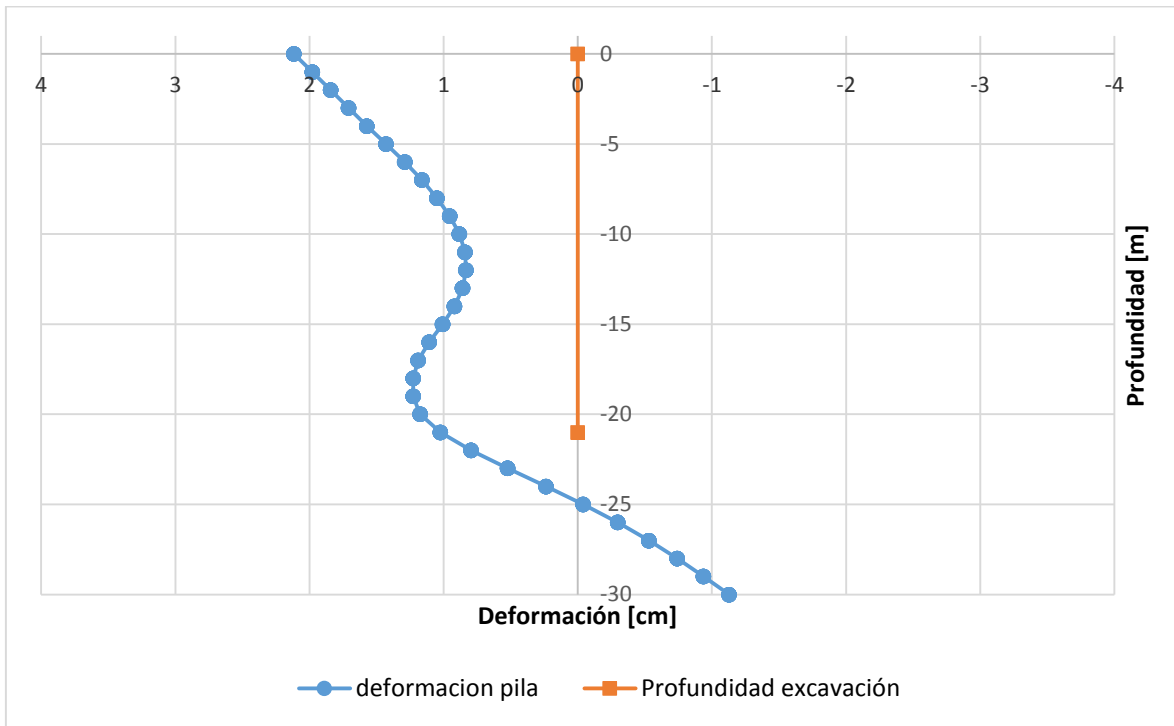


Figura 3.38 Deformación de la pared de excavación en la etapa 5.

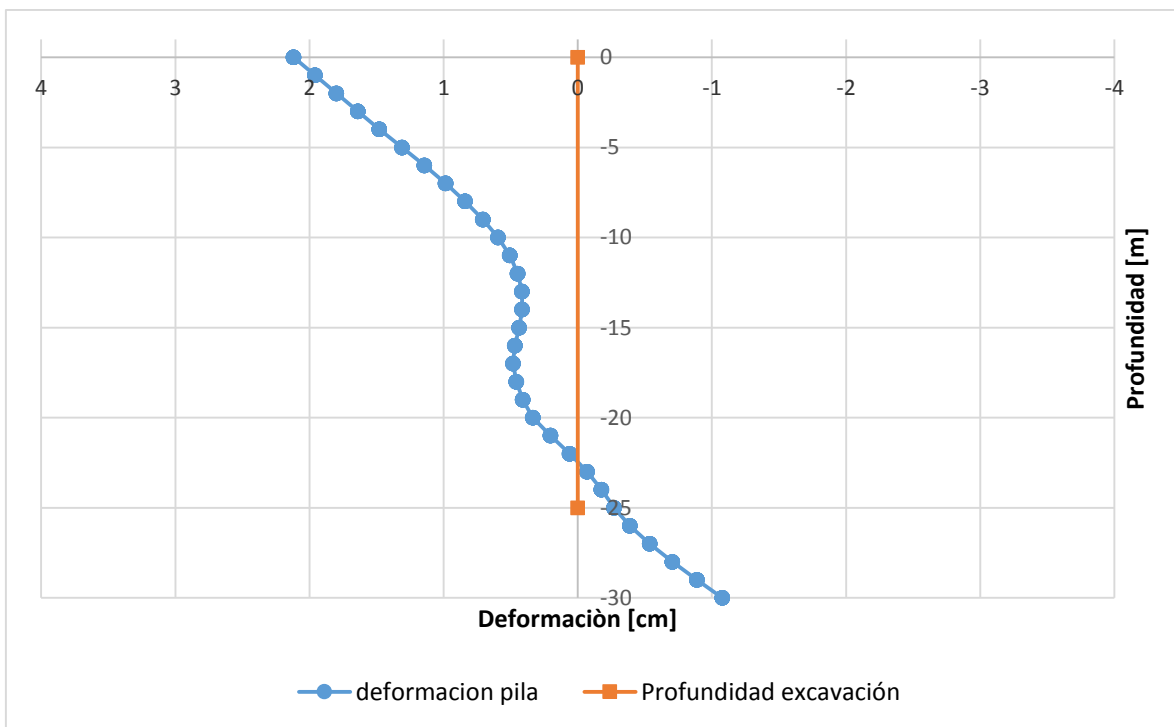


Figura 3.39 Deformación de la pared de excavación en la etapa 6.

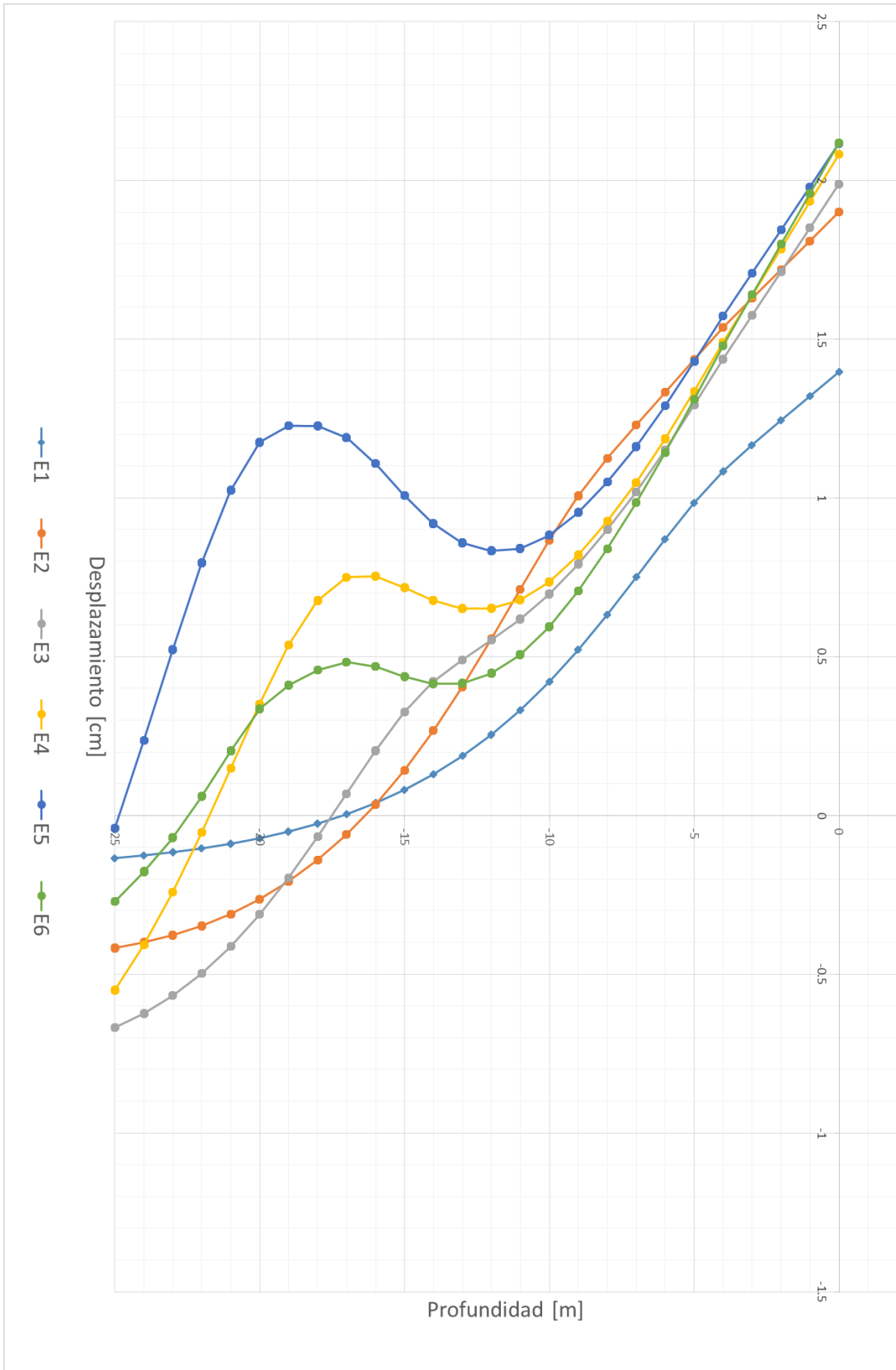


Figura 3.40 Evolución de deformaciones.

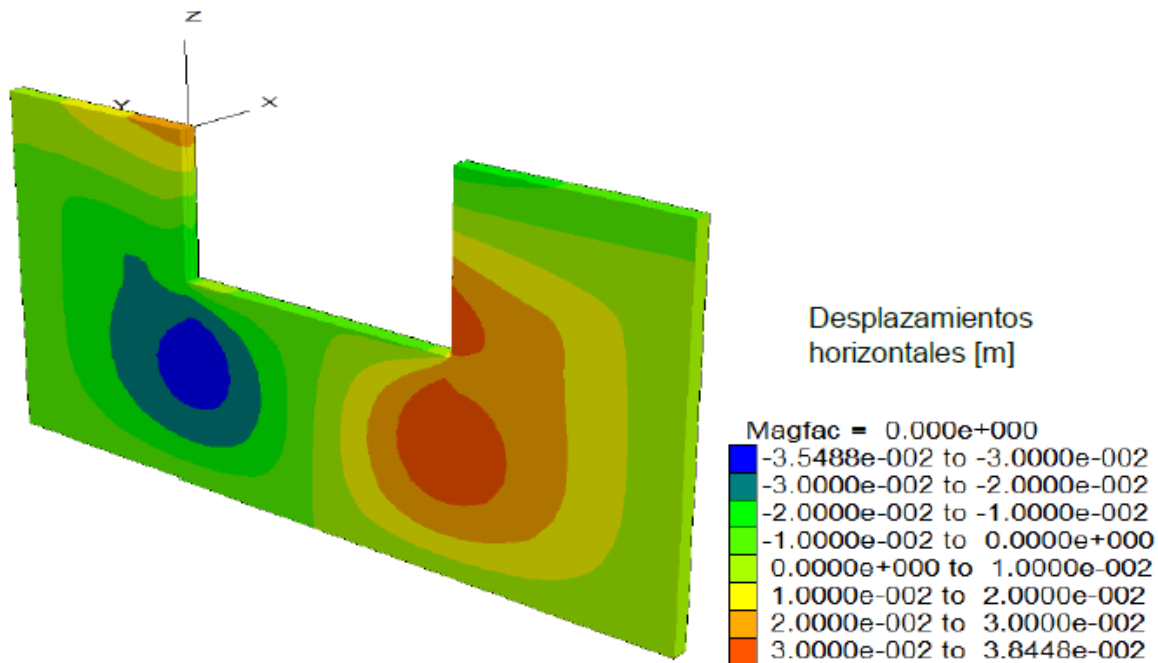


Figura 3.41· Contorno de desplazamientos horizontales del modelo para la excavación del sitio 2.

En la Figura 3.41 se muestran los contornos de desplazamientos horizontales. El valor máximo de desplazamiento horizontal es de 2.6 cm en la zona de anclas y pilas.



Deformaciones Verticales

3.4.2.3 Sitio 1 (SM 12)

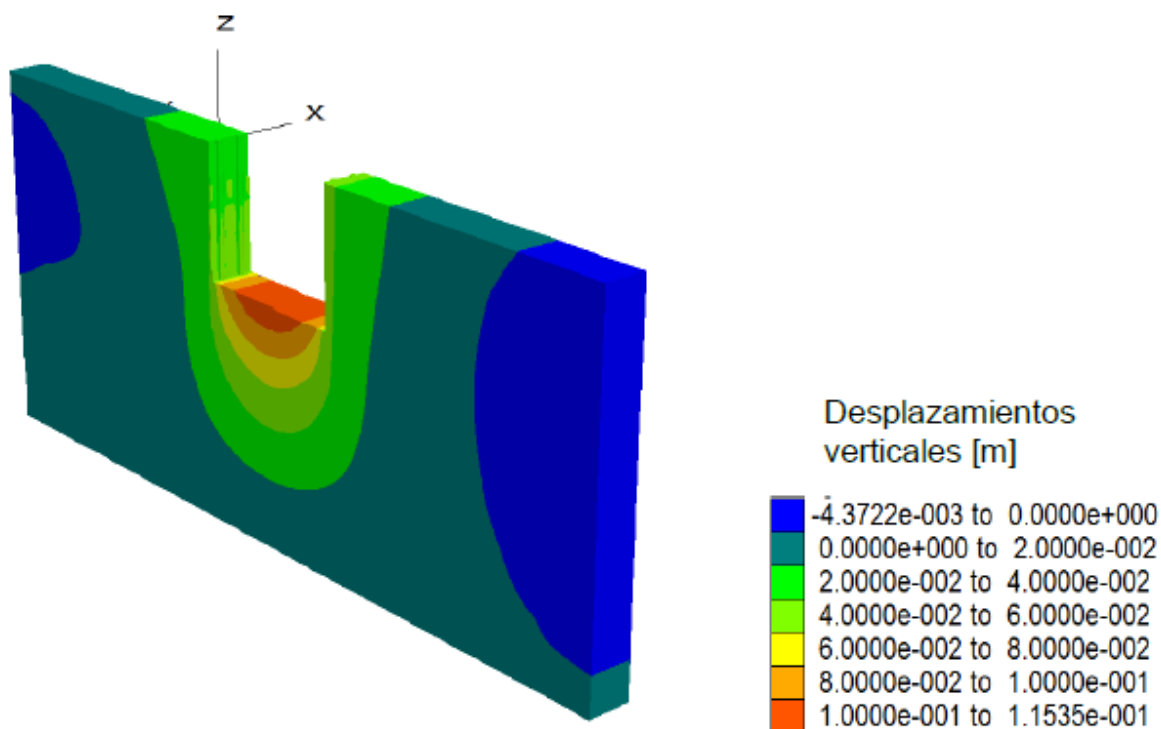


Figura 3.42. Contorno de desplazamientos verticales del modelo para la excavación del sitio 1.

En la Figura 3.42 se muestran los contornos de desplazamientos verticales, donde se presentan expansiones en la parte central de la excavación del orden de 11.5 cm. Los desplazamientos verticales en la superficie para la etapa 5 (final de la excavación) con valores máximos del orden de 4.5 cm.



3.4.2.4 Sitio 2 (SM 23)

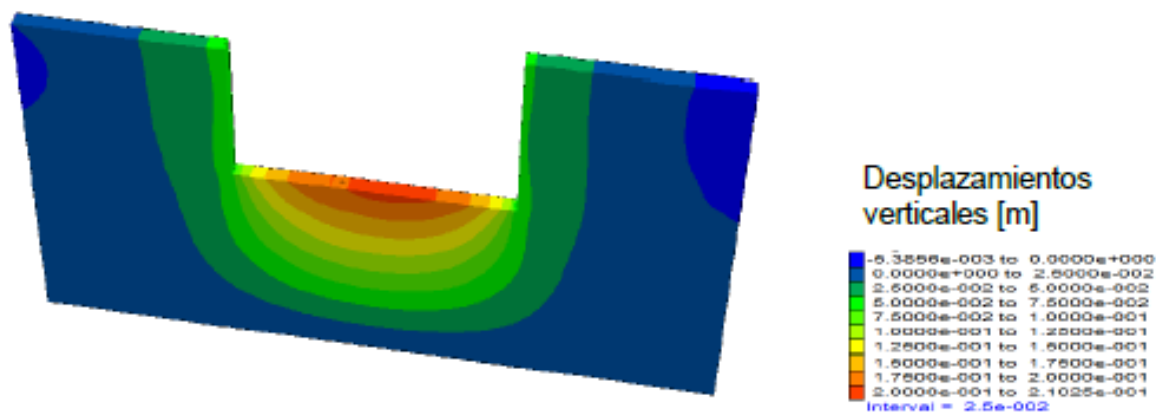


Figura 3.43 Contorno de desplazamientos verticales del modelo para la excavación del sitio 2.

Se muestran los contornos de desplazamientos verticales, donde se presentan expansiones en la parte central de la excavación del orden de 20 cm. En la Figura 3.43 muestran los contornos de desplazamientos verticales en la superficie para la etapa final de la excavación con valores máximos del orden de 6 cm.

3.4.3 Estado límite de falla

Adicional al análisis por desempeño utilizando el método estimación puntual generalizado de Rosenbleuth que se menciona en el subcapítulo siguiente, se muestran los factores de seguridad calculados en FLAC^{3D} para cada etapa de los modelos numéricos y verificar el comportamiento por etapas de la estabilidad de la excavación; con esto se verifica que no se llegue a la falla ni de fondo ni en la pared de excavación teniendo factores de seguridad mayores a 1.0.

3.4.3.1 Sitio 1 (SM 12)

En la Figura 3.44 se muestran los factores de seguridad de la última etapa de la excavación analizada, la cual corresponde al máximo nivel de excavación. El factor de seguridad mínimo es de 1.4 y se presenta en la base de la pila. La Tabla 3.13 muestra los factores de seguridad mínimos para cada etapa constructiva. La variación del factor de seguridad conforme avanza la excavación se muestra en la Figura 3.45.

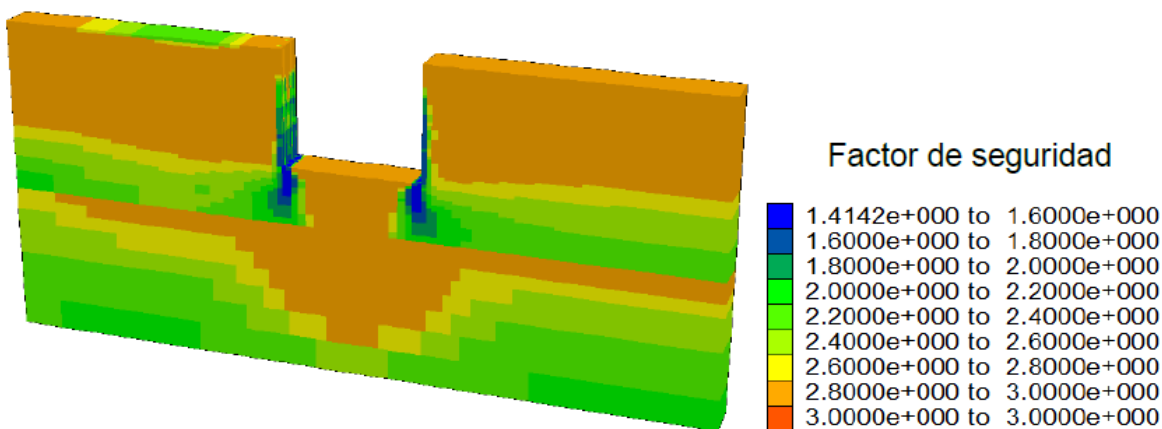


Figura 3.44 Factores de seguridad de la última etapa constructiva

Tabla 3.13 Factor de seguridad mínimo en las etapas de la excavación

Etapa	Profundidad [m]	FS	
		Fondo	Pared
1	4.5	1.6	2.8
2	8.5	1.4	1.8
3	12.5	1.4	1.6
4	16.5	1.4	1.6
5	18	1.4	1.6

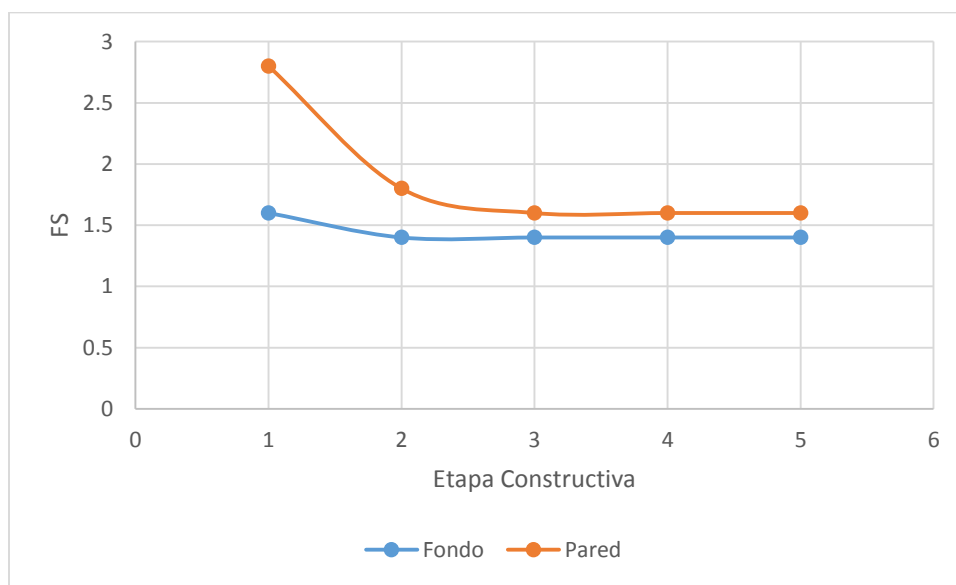


Figura 3.45 Variación de los factores de seguridad para cada etapa constructiva



Como se observa en la Figura 6.22 el factor de seguridad mínimo se presenta en la última etapa constructiva la cual corresponde al máximo avance de excavación. El factor de seguridad mínimo es de 1.4 y 1.6 para el fondo y la pared de la excavación respectivamente, los cuales se consideran aceptables.

3.4.3.2 Sitio 2 (SM 23)

Se muestran los factores de seguridad de la última etapa de la excavación analizada, la cual corresponde al máximo nivel de excavación. El factor de seguridad mínimo es de 1.23 y se presenta en la base de la pila. La Tabla 3.14 muestra los factores de seguridad mínimos para cada etapa constructiva. La variación del factor de seguridad conforme avanza la excavación se muestra en la Figura 3.54.

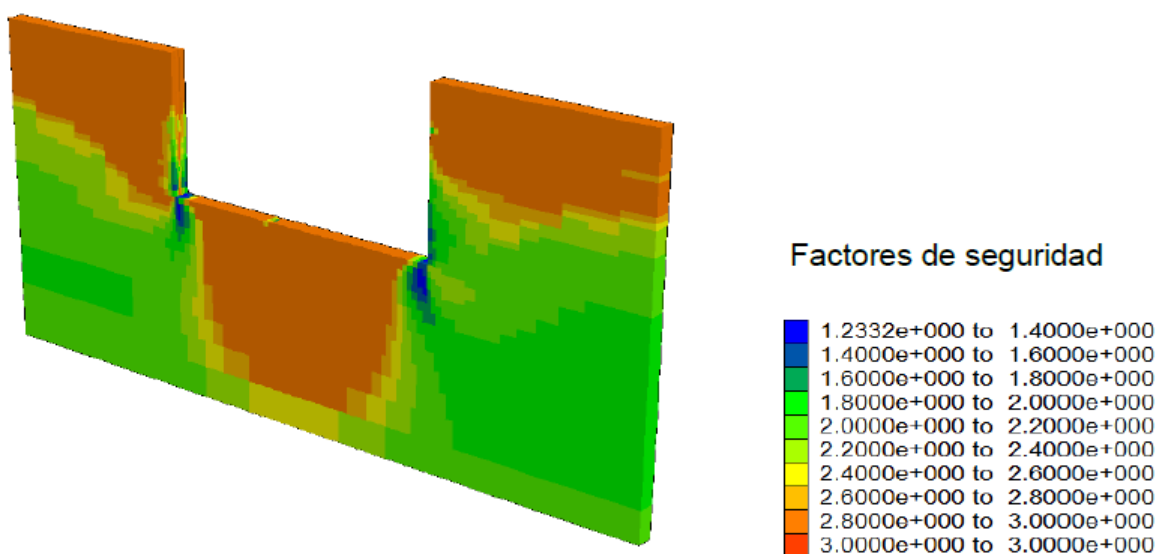


Figura 3.46 Factores de seguridad de la última etapa constructiva.



Tabla 3.14 Factores de seguridad en las etapas de excavación

Etapa	FS	
	Fondo	Pared
1	2	2.9
2	1.5	2.8
3	1.4	2.6
4	1.3	2.2
5	1.3	2
6	1.28	1.8
7	1.28	1.6
8	1.28	1.6
9	1.28	1.6
10	1.28	1.6
11	1.28	1.6
12	1.28	1.6
13	1.26	1.6
14	1.23	1.4

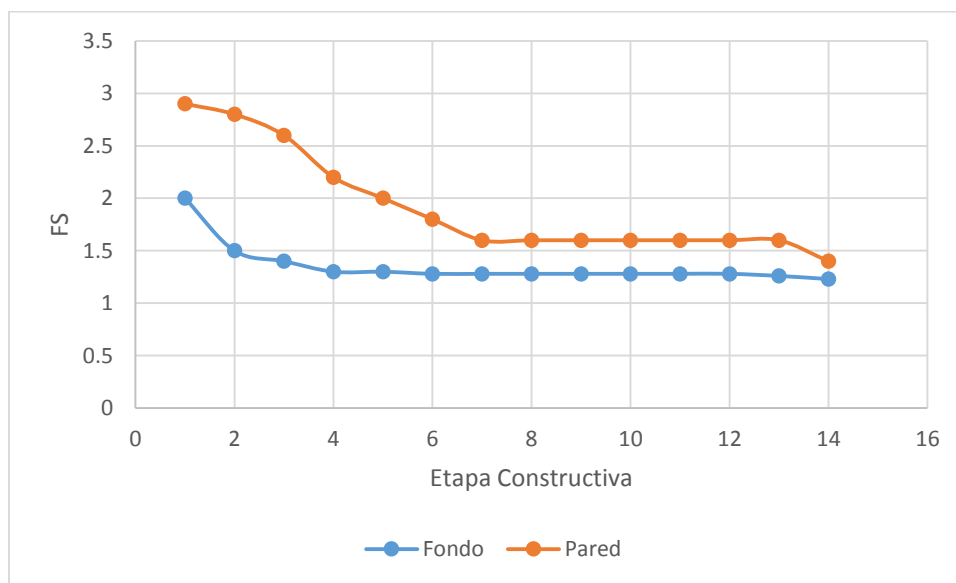


Figura 3.47 Variación de los factores de seguridad para cada etapa constructiva.



Como se observa en la Figura 3.46 el factor de seguridad mínimo se presenta en la última etapa constructiva la cual corresponde al máximo avance de excavación. El factor de seguridad mínimo es de 1.23 y 1.4 para el fondo y la pared de la excavación respectivamente, los cuales se consideran aceptables para estructuras temporales.

3.5 Análisis por desempeño (Revisión estados límite de falla)

3.5.1 Aplicación del Método estimación puntual generalizado

Siguiendo la metodología propuesta por Mayoral (2014), para la estimación de la probabilidad de falla es necesario obtener el índice de correlación entre las variables aleatorias (c_1 , c_2 , c_3 , ϕ_1 , ϕ_2 , ϕ_3). Dada la diferencia entre el número de datos (n) de las propiedades mecánicas cada estrato, debido a su espesor, al utilizar la ecuación 3.2 se encontró la siguiente relación presentada en las tablas 3.15 y 3.17 para cada excavación.

Se presenta primero los resultados para el sitio 1 y posteriormente se muestran los resultados del sitio 2.

Se reportan los factores de seguridad para cada una de las combinaciones analizadas, consecuente se muestran los resultados de la media, desviación estándar y varianza que se calculan con el método de estimación generalizado de Rosenbleuth.



3.5.1.1 Sitio 1 (SM 12)

Para el caso del análisis en sitio 1 existen 15 coeficientes de correlación derivados de tener n=6 variables aleatorias, 2 variables por cada estrado (c y ϕ).

Tabla 3.15 Índices de correlación

Correlación	Índice de correlación
c1-c2	0
c1-c3	0
c1- ϕ 1	1
c1- ϕ 2	0
c1- ϕ 3	0
c2-c3	0
c2- ϕ 1	0
c2- ϕ 2	1
c2- ϕ 3	0
c3- ϕ 1	0
c3- ϕ 2	0
c3- ϕ 3	1
ϕ 1- ϕ 2	0
ϕ 1- ϕ 3	0
ϕ 1- ϕ 2	0

El siguiente paso es calcular la probabilidad de ocurrencia de cada combinación. Las concentraciones de probabilidad para cada punto estimado se calculan con las ecuaciones 3.28 y 3.29 mostradas en el capítulo de marco metodológico.

$$p_{-----} = p_{++++++} = \frac{1}{2^6} (1+0+0+1+0+0+0+0+1+0+0+0+1+0+0+0) = 0.0625$$

$$p_{+-----} = p_{-+++++} = \frac{1}{2^6} (1-0-0-1-0-0+0+0+1+0+0+0+1+0+0+0) = 0.03125$$

$$p_{-+-----} = p_{+-++++} = \frac{1}{2^6} (1-0+0+1+0+0-0-0-1-0+0+0+1+0+0+0) = 0.03125$$

$$p_{++-----} = p_{----++++} = \frac{1}{2^6} (1+0-0-1-0-0-0-0-1-0+0+0+1+0+0+0) = 0$$



$$p_{--+-} = p_{++++} = \frac{1}{2^6} (1+0-0+1+0+0-0+0+1+0-0-0-1+0+0+0) = 0.03125$$

$$p_{+-} = p_{-----} = \frac{1}{2^6} (1-0+0-1-0-0-0+0+1+0-0-0-1+0+0+0) = 0$$

$$p_{+-} = p_{-----} = \frac{1}{2^6} (1-0-0+1+0+0+0-0-1-0-0-0-1+0+0+0) = 0$$

$$p_{+++} = p_{-----} = \frac{1}{2^6} (1+0+0-1-0-0+0-0-1-0-0-0-1+0+0+0) = -0.03125$$

$$p_{----} = p_{++++} = \frac{1}{2^6} (1+0+0-1+0+0+0-0+1+0-0+0+1-0-0+0) = 0.03125$$

$$p_{+---} = p_{----} = \frac{1}{2^6} (1-0-0+1-0-0+0-0+1+0-0+0+1-0-0+0) = 0.0625$$

$$p_{-+-} = p_{----} = \frac{1}{2^6} (1-0+0-1+0+0-0+0-1-0-0+0+1-0-0+0) = 0$$

$$p_{+++} = p_{----} = \frac{1}{2^6} (1+0-0+1-0-0-0+0-1-0-0+0+1-0-0+0) = 0.03125$$

$$p_{----} = p_{++++} = \frac{1}{2^6} (1+0-0-1+0+0-0-0+1+0+0-0-1-0-0+0) = 0$$

$$p_{+---} = p_{----} = \frac{1}{2^6} (1-0+0+1-0-0-0-0+1+0+0-0-1-0-0+0) = 0.03125$$

$$p_{-+++} = p_{----} = \frac{1}{2^6} (1-0-0-1+0+0+0+0-1-0+0-0-1-0-0+0) = -0.03125$$

$$p_{++++} = p_{----} = \frac{1}{2^6} (1+0+0+1-0-0+0+0-1-0+0-0-1-0-0+0) = 0$$

$$p_{----} = p_{++++} = \frac{1}{2^6} (1+0+0+1-0+0+0+0-1+0+0-0+1-0+0-0) = 0.03125$$

$$p_{+---} = p_{----} = \frac{1}{2^6} (1-0-0-1+0-0+0+0-1+0+0-0+1-0+0-0) = 0$$

$$p_{-+-} = p_{----} = \frac{1}{2^6} (1-0+0+1-0+0-0-0+1-0+0-0+1-0+0-0) = 0.0625$$

$$p_{+++} = p_{----} = \frac{1}{2^6} (1+0-0-1+0-0-0-0+1-0+0-0+1-0+0-0) = 0.03125$$

$$p_{-+-} = p_{----} = \frac{1}{2^6} (1+0-0+1-0+0-0+0-1+0-0+0-1-0+0-0) = 0$$

$$p_{-+-} = p_{----} = \frac{1}{2^6} (1-0+0-1+0-0-0+0-1+0-0+0-1-0+0-0) = -0.03125$$



$$p_{-++++-} = p_{+----+} = \frac{1}{2^6} (1-0-0+1-0+0+0-0+1-0-0+0-1-0+0-0) = 0.03125$$

$$p_{++++--} = p_{-----+} = \frac{1}{2^6} (1+0+0-1+0-0+0-0+1-0-0+0-1-0+0-0) = 0$$

$$p_{----+-} = p_{++++--} = \frac{1}{2^6} (1+0+0-1-0+0+0-0-1+0-0-0+1+0-0-0) = 0$$

$$p_{+---+-} = p_{-+----+} = \frac{1}{2^6} (1-0-0+1+0-0+0-0-1+0-0-0+1+0-0-0) = 0.03125$$

$$p_{-+---+} = p_{+----+} = \frac{1}{2^6} (1-0+0-1-0+0-0+0+1-0-0-0+1+0-0-0) = 0.03125$$

$$p_{++---+} = p_{----+-} = \frac{1}{2^6} (1+0-0+1+0-0-0+0+1-0-0-0+1+0-0-0) = 0.0625$$

$$p_{---++-} = p_{+----+} = \frac{1}{2^6} (1+0-0-1-0+0-0-0-1+0+0+0-1+0-0-0) = -0.03125$$

$$p_{+-+---} = p_{+----+} = \frac{1}{2^6} (1-0+0+1+0-0-0-0-1+0+0+0-1+0-0-0) = 0$$

$$p_{-++++-} = p_{+----+} = \frac{1}{2^6} (1-0-0-1-0+0+0+0+1-0+0+0-1+0-0-0) = 0$$

$$p_{++++--} = p_{-----+} = \frac{1}{2^6} (1+0+0+1+0-0+0+0+1-0+0+0-1+0-0-0) = 0.03125$$

La suma de todas las probabilidades debe ser igual a la unidad, lo que arroja resultados razonables sobre la probabilidad de ocurrencia de cada combinación.

En la tabla 3.16 se contienen los factores de seguridad para las 64 combinaciones de parámetros y muestra los factores de seguridad mínimos en cada una de ellas. Se muestra el resultado tanto para el fondo y la pared de excavación.



Tabla 3.16 Factores de seguridad mínimos presentados en cada combinación.

Combinación	Factor de seguridad	
	Fondo	Pared
(-, -, -, -, -)	1.261	1.403
(+, -, -, -, -)	1.261	1.403
(-, +, -, -, -)	1.278	1.544
(+, +, -, -, -)	1.277	1.742
(-, -, +, -, -)	1.261	1.403
(+, -, +, -, -)	1.261	1.403
(-, +, +, -, -)	1.278	1.544
(+, +, +, -, -)	1.277	1.742
(-, -, -, +, -)	1.261	1.403
(+, -, -, +, -)	1.261	1.403
(-, +, -, +, -)	1.277	1.67
(+, +, -, +, -)	1.278	1.742
(-, -, +, +, -)	1.261	1.403
(+, -, +, +, -)	1.261	1.402
(-, +, +, +, -)	1.277	1.67
(+, +, +, +, -)	1.278	1.742
(-, -, -, +, +, -)	1.32	1.523
(+, -, -, +, +, -)	1.319	1.522
(-, +, -, +, +, -)	1.361	1.544
(+, +, -, +, +, -)	1.864	2.054
(-, -, +, -, +, -)	1.416	1.544
(+, -, +, -, +, -)	1.415	1.61
(-, +, +, -, +, -)	1.864	1.544
(+, +, +, -, +, -)	1.864	2.054
(-, -, -, +, +, +, -)	1.416	1.609
(+, -, -, +, +, +, -)	1.416	1.609
(-, +, -, +, +, +, -)	1.864	1.78
(+, +, -, +, +, +, -)	1.864	2.054
(-, -, +, +, +, +, -)	1.416	1.609
(+, -, +, +, +, +, -)	1.416	1.609
(-, +, +, +, +, +, -)	1.864	1.78
(+, +, +, +, +, +, -)	1.864	2.054
(-, -, -, -, +)	1.261	1.403
(+, -, -, -, +)	1.261	1.403
(-, +, -, -, +)	1.682	1.544



Tabla 3.16 Factores de seguridad mínimos presentados en cada combinación (continuación).

(+,+,-,-,-,+)	1.682	1.846
(-,-,+,-,-,+)	1.261	1.403
(+,-,+,-,-,+)	1.261	1.403
(-,-,+,-,-,+)	1.682	1.544
(+,+,-,-,-,+)	1.682	1.846
(-,-,-,+,-,+)	1.261	1.403
(+,-,-,+,-,+)	1.261	1.403
(-,-,-,+,-,+)	1.682	1.78
(+,+,-,+,-,+)	1.682	1.846
(-,-,+,-,+)	1.261	1.403
(+,-,+,-,+)	1.261	1.403
(-,-,+,-,+)	1.682	1.78
(+,+,-,+,-,+)	1.682	1.846
(-,-,-,+,-,+)	1.416	1.544
(+,-,-,+,-,+)	1.416	1.609
(-,-,-,+,-,+)	1.864	1.544
(+,+,-,+,-,+)	1.864	2.054
(-,-,+,-,+)	1.416	1.544
(+,-,+,-,+)	1.416	1.609
(-,-,+,-,+)	1.864	1.544
(+,+,-,+,-,+)	1.864	2.054
(-,-,-,+,-,+)	1.416	1.609
(+,-,-,+,-,+)	1.416	1.609
(-,-,-,+,-,+)	1.864	1.78
(+,+,-,+,-,+)	1.864	2.054
(-,-,+,-,+)	1.416	1.609
(+,-,+,-,+)	1.416	1.609
(-,-,+,-,+)	1.864	1.78
(+,+,-,+,-,+)	1.864	2.054
(-,-,+,-,+)	1.416	1.609
(+,-,+,-,+)	1.416	1.609
(-,-,+,-,+)	1.864	1.78
(+,+,-,+,-,+)	1.864	2.054

Usando las ecuaciones 3.27 ,3.30 y 3.31 se calcula el valor esperado, la varianza y la desviación estándar respectivamente, que sirven para trazar la curva de distribución normal.



μ FS fondo	1.528
μ FS pared	1.600
σ FS fondo	0.296144
σ FS pared	0.269938
V fondo	0.087701
V pared	0.072867

3.5.1.2 Sitio 2 (SM 23)

Para el caso del análisis en el sitio 1 existen 6 coeficientes de correlación derivados de tener $n=4$ variables aleatorias, 2 variables por cada estrado (c y ϕ).

Tabla 3.17 Índices de correlación

Correlación	Índice de correlación
c1-c2	0
c1- ϕ 1	1
c1- ϕ 2	0
c2- ϕ 1	0
c2- ϕ 2	1
ϕ 1- ϕ 2	0

Las concentraciones de probabilidad para cada punto estimado se calculan con las ecuaciones 3.28 y 3.29 mostradas en el capítulo de marco metodológico.

Las probabilidades de ocurrencia de cada combinación de parámetros mecánicos de resistencia se muestran a continuación:



$$p_{++++} = p_{----} = \frac{1}{2^4} (1+0+1+0+0+1+0) = 0.1875$$

$$p_{-+++} = p_{+---} = \frac{1}{2^4} (1-0-1-0+0+1+0) = 0.0625$$

$$p_{+--+} = p_{-+-+} = \frac{1}{2^4} (1-0+1+0-0-1+0) = 0.0625$$

$$p_{--++} = p_{++--} = \frac{1}{2^4} (1+0-1-0-0-1+0) = -0.0625$$

$$p_{++++} = p_{----} = \frac{1}{2^4} (1+0-1+0-0+1-0) = 0.0625$$

$$p_{-+++} = p_{+---} = \frac{1}{2^4} (1-0+1-0-0+1-0) = 0.1875$$

$$p_{+--+} = p_{-+-+} = \frac{1}{2^4} (1-0-1+0+0-1-0) = -0.0625$$

$$p_{--++} = p_{++--} = \frac{1}{2^4} (1+0+1-0+0-1-0) = 0.0625$$

La suma de todas las probabilidades debe ser igual a la unidad, lo que arroja resultados razonables sobre la probabilidad de ocurrencia de cada combinación.

La tabla 3.18 contiene los factores de seguridad para las 16 combinaciones de parámetros y muestra los factores de seguridad mínimos en cada una de ellas. Se muestra el resultado tanto para el fondo y la pared de excavación.



Tabla 3.18 Factores de seguridad mínimos presentados en cada combinación.

Combinación	Factor de seguridad	
	Fondo	Pared
(-,-,-)	1.215	1.573
(+,-,-)	1.215	1.568
(-,+,-)	1.217	1.632
(+,+,-)	1.218	1.632
(-,-,+)	1.215	1.573
(+,-,+)	1.215	1.569
(-,+,+)	1.218	1.633
(+,+,+)	1.216	1.633
(-,-,+)	1.226	1.591
(+,-,+)	1.226	1.595
(-,+,+)	1.228	1.655
(+,+,+)	1.229	1.658
(-,-,+)	1.226	1.592
(+,-,+)	1.224	1.595
(-,+,+)	1.228	1.655
(+,+,+)	1.229	1.658

μ FS fondo	1.221
μ FS pared	1.614

σ FS fondo	0.006819
σ FS pared	0.042885

V fondo	4.65E-05
V pared	0.001839

Se observa que los menores factores de seguridad se encuentran en las combinaciones más desfavorables, es decir las (-,-,-...), como era de esperarse ya que representan menor resistencia de los parámetros mecánicos de cada estrato y en combinación de estas se tendrán resultados desfavorables refiriéndose a la seguridad de la excavación.



3.5.2 Distribución normal y probabilidad de falla

Como se mencionó antes, la función de desempeño es el factor de seguridad, el cual es una relación entre las fuerzas actuantes y las fuerzas resistentes. La probabilidad de falla es el área bajo la curva de la distribución de probabilidad calculada a partir del promedio de la función de desempeño y su desviación estándar. En este análisis se usan los valores del factor de seguridad obtenidos en el capítulo anterior y aplicando el método del punto estimado se calculará la probabilidad de falla para las excavaciones en análisis. Por lo tanto la probabilidad de falla será el área bajo la curva de distribución normal entre valores de 0.0 y 1.0 de factor de seguridad,

Una vez calculados los valores de la media μ y desviación estándar σ ; se obtiene la gráfica de la campana de Gauss aplicando la función de distribución normal aplicando la ecuación 3.32. Las curvas distribución normal obtenidas se muestran en las figuras 3.48 a la 3.65.

3.5.2.1 Sitio 1 (SM 12)

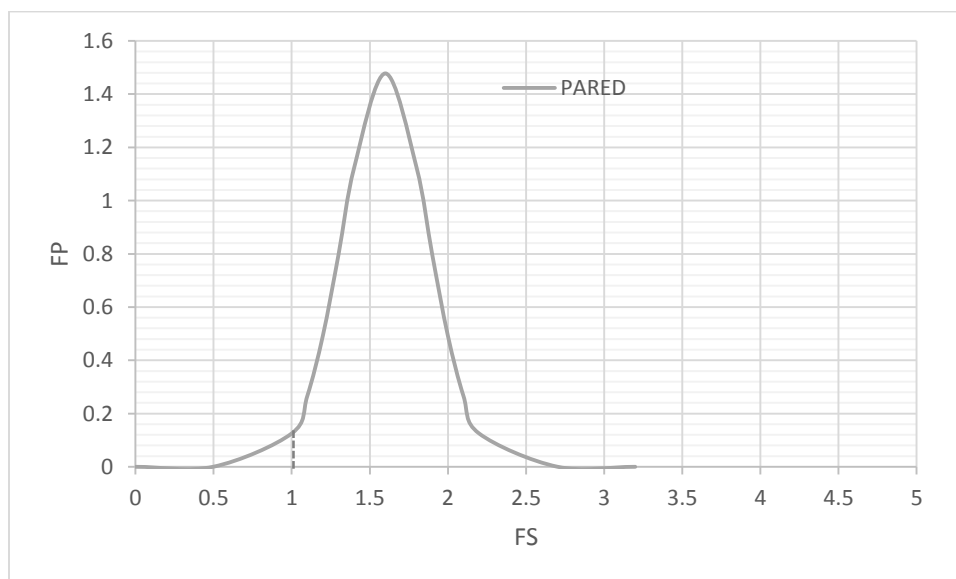


Figura 3.48 Distribución normal de los factores de seguridad en la pared para el sitio 1.

Probabilidad de falla (p_f) [%] 1.31%

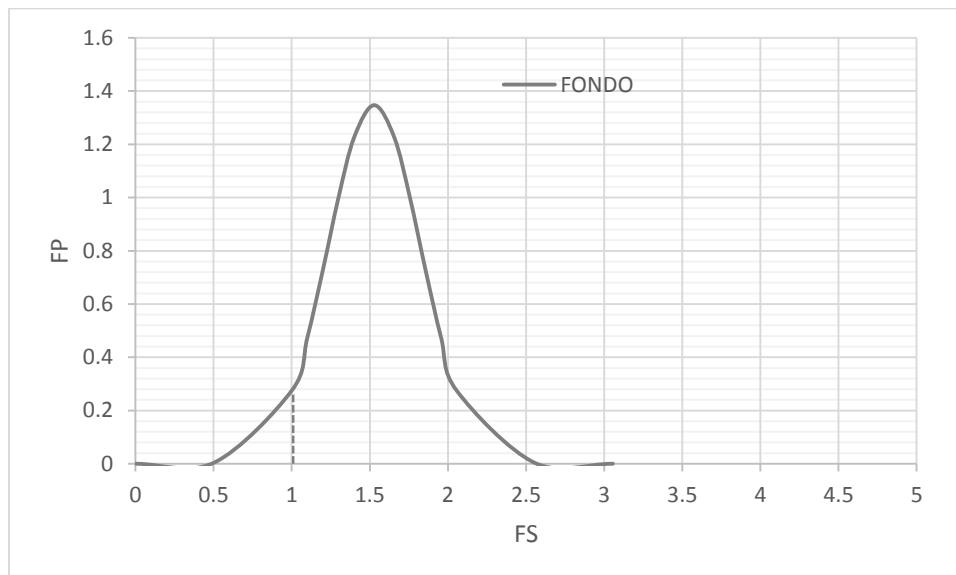


Figura 3.49 Distribución normal de los factores de seguridad en el fondo para el sitio 1.

Probabilidad de falla (p_f) [%] 3.7%

Las figuras 3.48 y 3.49 muestran el área bajo la curva entre los valores de factor de seguridad 0.0 y 1.0, para la falla de fondo y falla en la pared de excavación de la excavación en el sitio 1.



3.5.2.2 Sitio 2 (SM 23)

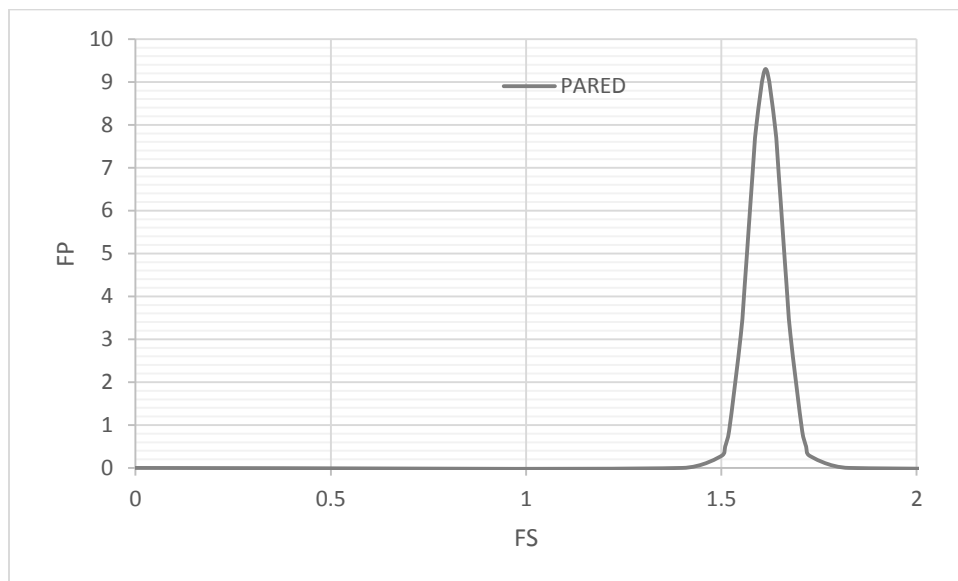


Figura 3.50 distribución normal de los factores de seguridad en la pared para el sitio 1.

Probabilidad de falla (p_f) [%] 0%

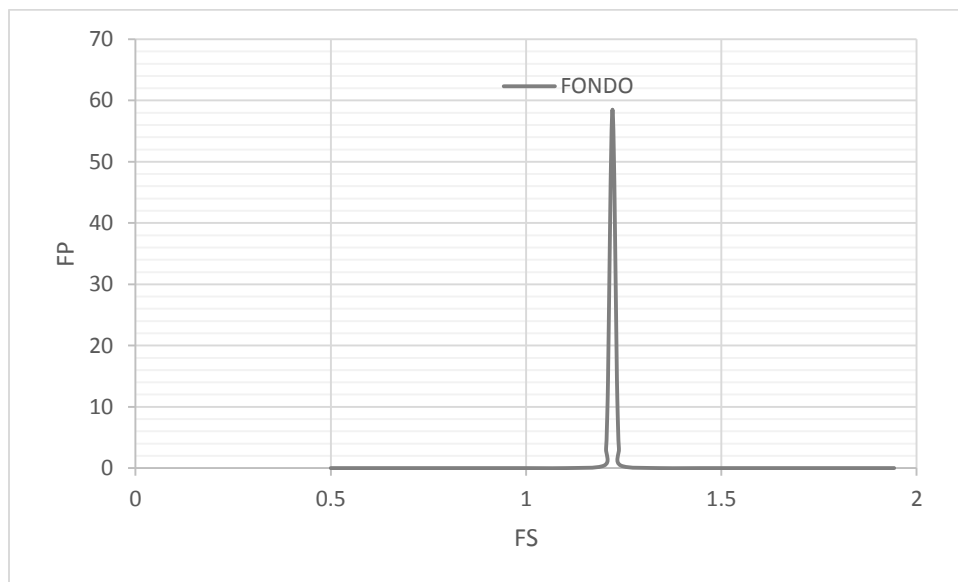


Figura 3.51 Distribución normal de los factores de seguridad en el fondo para el sitio 1.

Probabilidad de falla (p_f) [%] 0%



Las figuras 3.50 y 3.51 muestran el área bajo la curva entre los valores de factor de seguridad 0.0 y 1.0, para la falla de fondo y falla en la pared de excavación del sitio 2.

3.5.3 Confiabilidad de la excavación

El índice de confiabilidad se calcula a partir de la ecuación 3.33, β se calcula a partir de la relación S entre σ ; donde S representa el margen de seguridad, para el caso analizado, el margen de seguridad representa la diferencia entre la media de los factores de seguridad y el valor de donde se considera la falla ($FS=1$)

$$\beta = \frac{\mu - 1}{\sigma}$$

3.5.3.1 Sitio 1 (SM 12)

Introduciendo valores en la expresión anterior nos queda para el fondo:

$$\beta = \frac{1.528 - 1}{0.296} = 1.78$$

Para la pared de la excavación:

$$\beta = \frac{1.6 - 1}{0.269} = 2.23$$

3.5.3.2 Sitio 2 (SM 23)

Introduciendo valores en la expresión anterior nos queda para el fondo:

$$\beta = \frac{1.221 - 1}{0.007} = 31.6$$

Para la pared de la excavación:

$$\beta = \frac{1.614 - 1}{0.043} = 14.28$$



Los valores del índice de confiabilidad mostrados en la tabla 3.19 son usados como referencia para evaluar el desempeño del sistema. Aunque es un criterio muy general sirve para hacer idea cualitativa del nivel de desempeño esperado.

Tabla 3.19 Relación entre el índice de confiabilidad y el desempeño del sistema (US ARMY, 1997).

Nivel de Desempeño Esperado	Índice de Confiabilidad β	Probabilidad de Desempeño Insatisfactorio
Alto	5.0	0.00003%
Bueno	4.0	0.003%
Superior al promedio	3.0	0.1%
Promedio	2.5	0.6%
Bajo	2.0	2.3%
Insatisfactorio	1.5	7.0%
Peligroso	1.0	16.0%

Según la tabla 3.19 el nivel de desempeño esperado para las excavaciones en análisis es muy alto para el sitio 2 y considerado bajo para el sitio 1, lo cual se considera aceptable por la temporalidad de la obra, además de que el proyecto tiene contemplado construcción de losa de fondo y muros de concreto que mejorará la estabilidad del sistemas para condiciones a largo plazo, aumentando su confiabilidad.

3.6 Factor de seguridad por métodos analíticos.

Para complementar los cálculos de factor de seguridad y comparar el método por desempeño realizado anteriormente se efectuaron métodos analíticos con ayuda del software SLIDE (Rocsience) los cuales se presentan a continuación, para este análisis se usaron las combinaciones de propiedades mecánicas más desfavorables de cada estrato.

Adicional al análisis estático se realizó una corrida en condiciones pseudo-estáticas para la Zona I (Lomas), donde se presenta un coeficiente sísmico de 0.16 y la fracción de aceleración de la gravedad 0.05 (figuras 3.52 y 3.54). También se realizaron corridas en condiciones estáticas (figuras 3.53 y 3.55).

La estratigrafía usada es la misma con la que se trabajó en el capítulo (figuras 3.11 y 3.12)



3.6.1.1 Sitio 1 (SM 12)

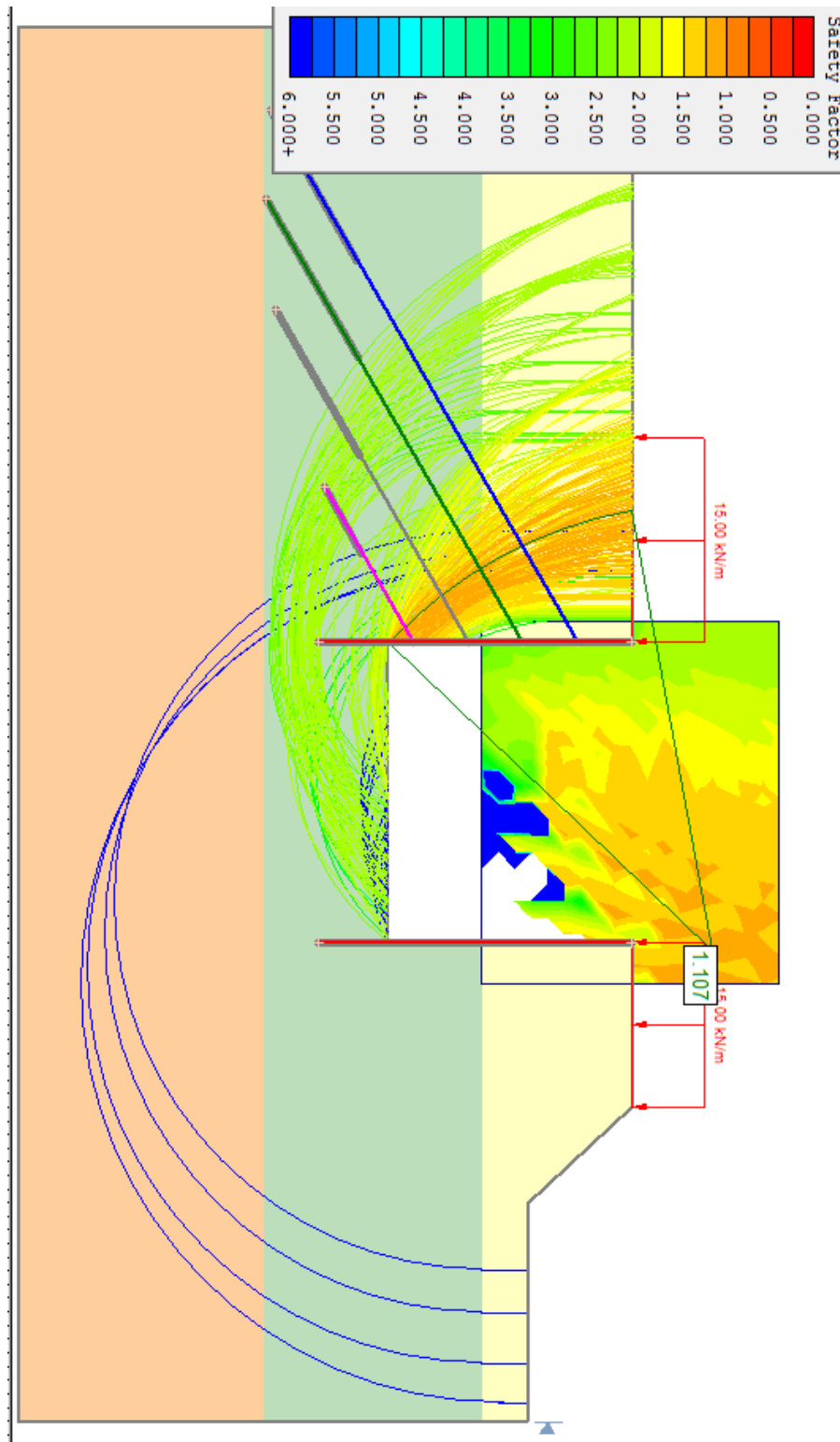


Figura 3.52 Análisis pseudo-estático, Factor de seguridad mínimo obtenido 1.11.

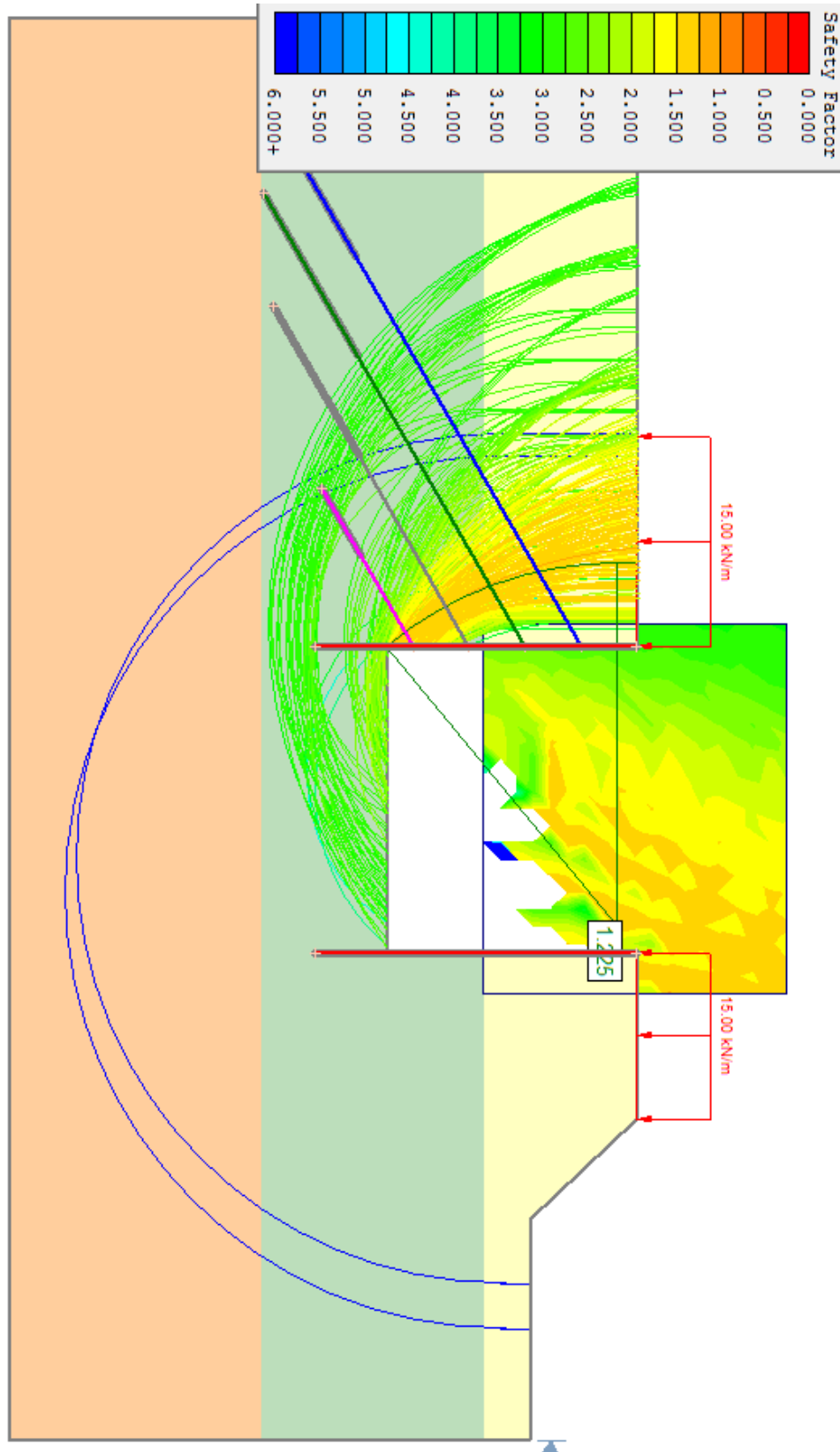


Figura 3.53 Análisis estático, Factor de seguridad mínimo obtenido 1.23.



3.6.1.2 Sitio 2 (SM 23)

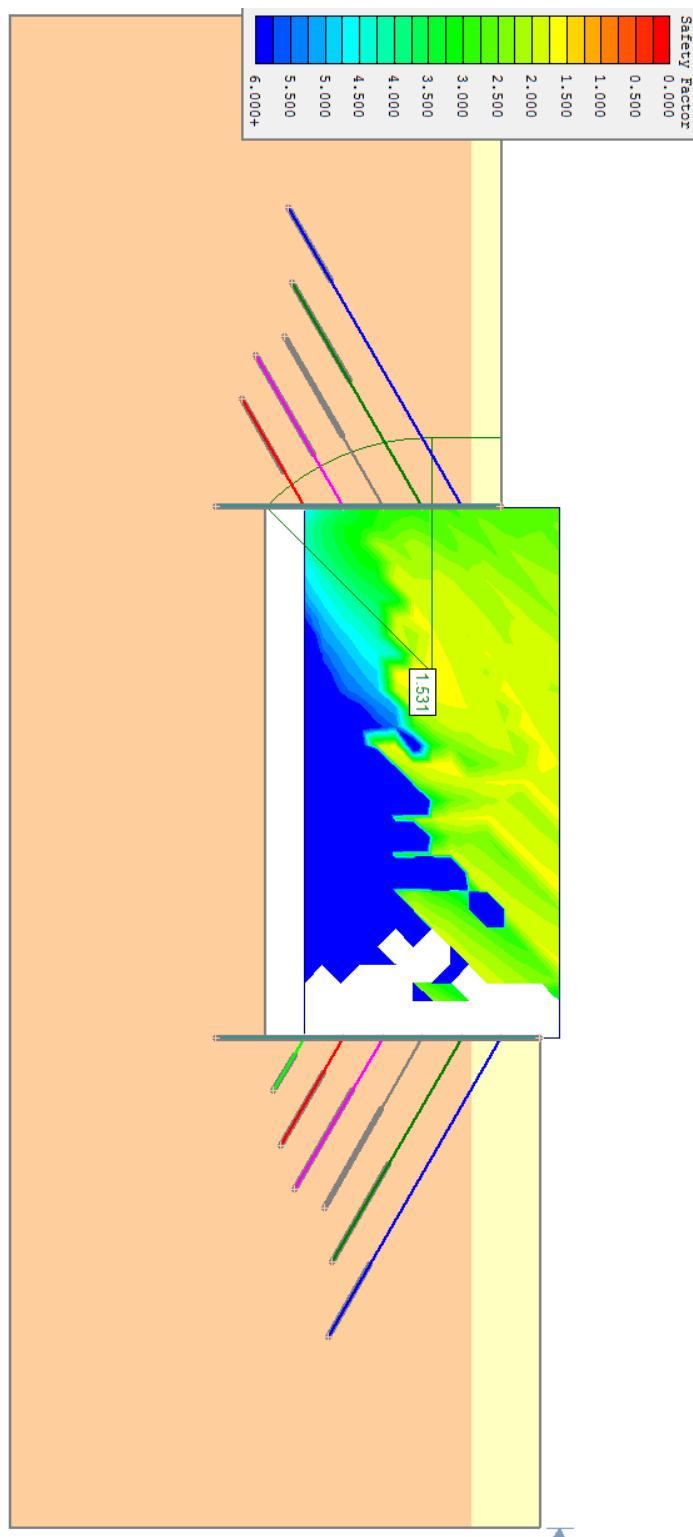


Figura 3.54 Análisis pseudo-estático, Factor de seguridad mínimo obtenido 1.53.

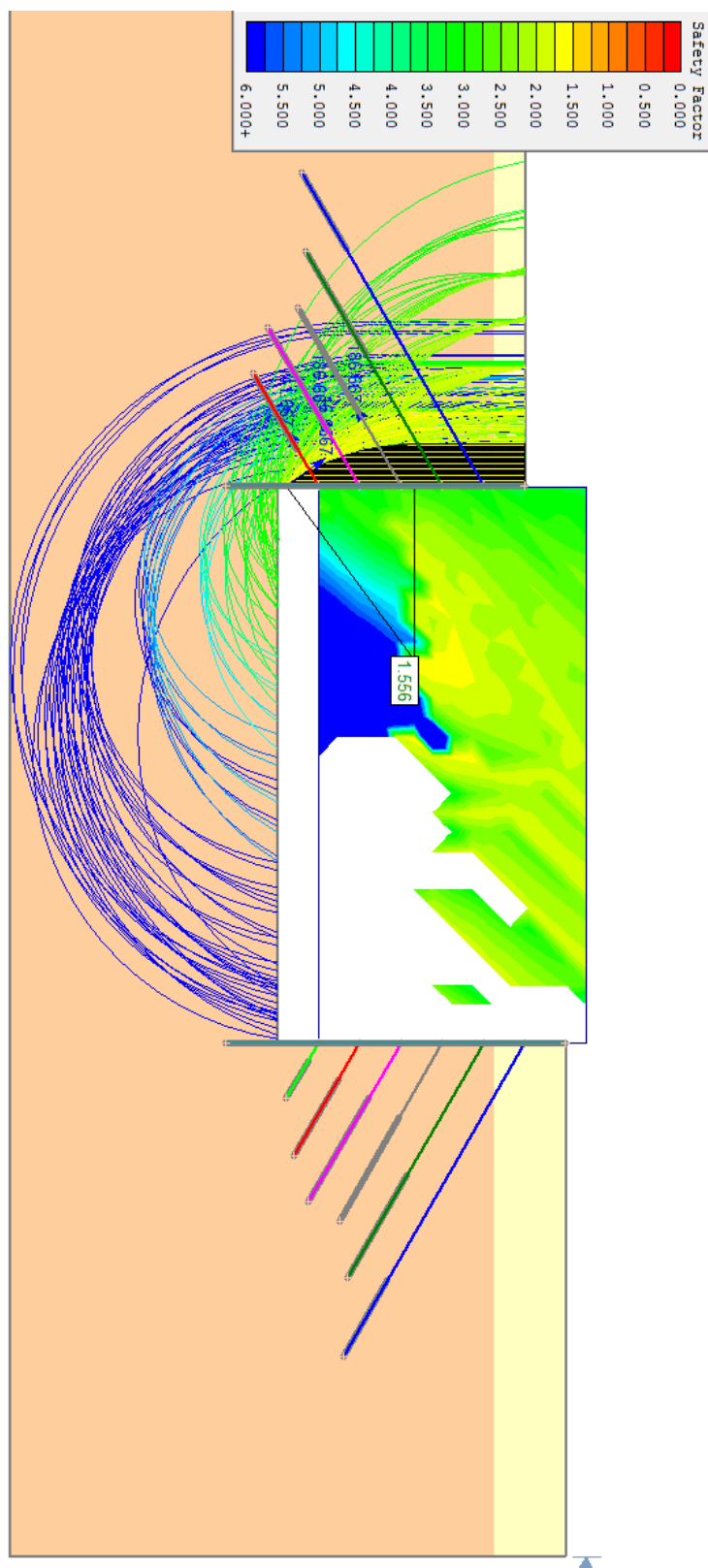


Figura 3.55 Análisis estático, Factor de seguridad mínimo obtenido 1.55.



Tabla 3.20 Resumen de Factores de Seguridad encontrados por métodos analíticos

FS	Sitio 1 (SM12)		Sitio 2 (SM23)	
	Estático	Dinámico	Estático	Dinámico
	1.23	1.11	1.55	1.53

La tabla 3.20 muestra los factores de seguridad globales para las excavaciones analizadas por métodos analíticos con la ayuda del software SLIDE, el método que arroja menores factores fue el de Bishop simplificado, aun con los efectos del sismo se tienen factores mayores a 1.0 aunque cercanos a este valor son aceptables debido a la temporalidad de la obra, en el análisis no se considera que se tendrán muros, columnas y losatapa lo cual ayudará a la estabilidad y aumentará el factor de seguridad.



4 CONCLUSIONES

El análisis por desempeño proporciona resultados de manera racional de acuerdo al grado de incertidumbre en las propiedades del suelo

Los suelos tobaceos, de manera general, son de buena resistencia debido a sus propiedades mecánicas, se hace notar en la excavación del sitio 2 donde los estratos son tobas y la probabilidad de falla encontrada fue 0%; al contrario lo que sucede en la excavación del sitio 1 donde se tiene un estrato de relleno que desfavorece a la estabilidad y tenemos una probabilidad de falla alta del orden de 3% lo que nos arroja un nivel de desempeño bajo, según US ARMY (Tabla 3.19).

En la excavación para el sitio 1 se tuvieron desplazamientos horizontales (en la pared de la excavación) del orden de 5 cm y verticales 11 cm en el fondo. Para la excavación del SM-23 los desplazamientos horizontales fueron de 3 cm y 20 cm verticales en el fondo de la excavación.

Resaltar la importancia de modelos tridimensionales en la actualidad y la tendencia que se tiene hacia ellos en un futuro junto con el avance tecnológico se puede asemejar más el comportamiento del suelo y estructuras en conjunto, así como modelar correctamente los procesos constructivos de las obras.

Se revisó el procedimiento constructivo de las excavaciones a cielo a través de modelado numérico. Se revisó la evolución del factor de seguridad durante las diferentes etapas de construcción, encontrándose mínimo de 1.2, que se considera aceptable considerando la naturaleza temporal de la obra. No obstante, debido a la erraticidad encontradas en la propiedades, es indispensable un monitoreo continuo del comportamiento del terreno durante la etapa constructiva que permita implementar las medidas correctivas requeridas.

Los valores de factores de seguridad son aceptables debido a la temporalidad de la obra, en el análisis se considera un caso crítico, es decir, no se considera que se tendrán muros, columnas y losatapa lo cual ayudará a la estabilidad y aumentará el factor de seguridad.

Las teorías clásicas se siguen utilizando para diseño de sistemas de contención en la actualidad y arrojan buenos resultados, el uso de métodos estadísticos que toman en cuenta la incertidumbre de las propiedades mecánicas de los suelos ayudaría a evitar diseños muy conservadores que presenten pérdidas económicas.



5 REFERENCIAS

- Casagrande A. (1959), "Discussion of Requirements for the Practice of Applied Soil Mechanics", Memorias del Primer Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos y Cimentaciones, Mexico, Vol III, pp 1029-1037.
- Goldberg, D.T., Jaworski, W.E., and Gordon, M.D. (1976). "Lateral Support Systems and Underpinning." Reports FHWA-RD 75-128, Vol 1.
- Itasca consulting group (2009). FLAC^{3D}, Fast lagrangian analysis of continua in 3 dimensions, user's guide. Minneapolis, Minnesota, USA.
- Jaime, A. (1988) "Geotecnia y sismicidad en el Valle de México". Series del Instituto de Ingeniería N° D-29, México.
- Juárez, E y Rico A (1998) Mecánica de suelos, Tomo1, Fundamentos de la mecánica de suelos Ed. Limusa
- Juárez, E y Rico A (1998) Mecánica de suelos, Tomo2, Teoría y aplicaciones de la mecánica de suelos Ed. Limusa
- Mayoral J. y Vital D (2014) "Análisis por desempeño de excavaciones en suelos tobaceos" Reunión Nacional de Ingeniería Geotécnica 2014, Sociedad Mexicana de Ingeniería Geotécnica.
- Mayoral J., Vital D., Reséndiz L., De La Rosa D.(2014) "Asesoría técnica en aspectos geotécnicos y geosismicos de la ampliación de la línea 12(primer informe), Instituto de Ingeniería UNAM.
- Ovando E. y Holguín E. (2002) Sistemas de anclaje en suelos, cap 5 del "Manual de Construcción Geotécnica", editado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México
- Paniagua W., Elvira a, (2010) "Deslizamiento de un talud en el Poniente de la Ciudad de México XXV Reunion nacional mecsnica de suelos Acapulco,gro
- RCDF(2004),"Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal" Administración Pública del Distrito Federal, Jefatura de Gobierno
- Rosenblueth E. (1981) "Two-point estimates in probabilities. Appl Math Modelling
- Sabatini, P.J., Pass D.G. y Bachus R.C. (1999) "Ground anchors and anchored systems", Geotechnical engineering, circular No. 4, Federal Highway Administration, Report FHWA-IF-99-015E.



Santoyo E., Ovando E., Mooser F. y León E. (2005) “Síntesis geotécnica de la Cuenca del Valle de México”. Publicaciones TGC, México.

Segovia J.A (2002) Diseño de muros Milán y tablestacas, cap 2 del “manual de Construcción Geotécnica”, editado por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, México

Tamez, E. (2001) “Ingeniería de cimentaciones, Conceptos básicos de la práctica”, Editado por TGC Geotecnia. Capt 3-4 estructuras de contención en excavaciones pp. 456

Terzaghi, K. y Peck, R.G. (1967) “Soil mechanics in engineering practice”, New York, N.Y., John Wiley & Sons, Inc.

Timothy Brown y Hiroshan Hettiarachchi “Estimating Shear Strength Properties of Soils using SPT Blow Counts: An Energy Balance Approach”

US Army Corps of Engineers (1997) “ Engineering and design introduction to probability and reliability methods for use in geotechnical engineering.” Engr. Tech. Letter No. 1110-2-547, Department of the Army, Washington, D.C.

Vital D (2014) “Análisis por desempeño de excavaciones en suelos tobaceos” Facultad de Ingeniería UNAM, Tesis de licenciatura, México, D.F.