



UNIVERSIDAD DE CHILE
FACULTAD DE CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICAS
DEPARTAMENTO DE INGENIERÍA CIVIL

**ANÁLISIS DE SINGULARIDAD EN ENTIBACIONES DE PILAS DISCONTINUAS,
A PARTIR DE MODELO DE ELEMENTOS FINITOS, EN LA GRAVA DE
SANTIAGO DE CHILE.**

**MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

ALFREDO ANDRÉS VÁSQUEZ DÍAZ

PROFESOR GUÍA:
SEBASTIÁN BOLDRINI LÓPEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
ROBERTO GESCHE SCHULER
FELIPE OCHOA CORNEJO

SANTIAGO DE CHILE
2018

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO DE: INGENIERO CIVIL
POR: ALFREDO VASQUEZ DIAZ
FECHA: 27/08/18
PROFESOR GUÍA: SEBASTIÁN BOLDRINI LOPEZ**

Las entibaciones son estructuras de retención de suelo utilizadas en excavaciones, para mantenerla estable hasta la construcción del muro perimetral de los subterráneos de un edificio. El diseño de entibaciones es hecho usualmente mediante modelos bidimensionales. En Santiago de Chile, cada vez son más frecuentes los proyectos con geometrías especiales, donde se evidencian efectos de borde tridimensional, que no necesariamente responden al diseño bidimensional, obteniendo deformaciones mayores a las esperadas.

El presente estudio corresponde a la evaluación de distintas soluciones al problema que se presenta en los elementos de la entibación con efectos de borde tridimensional, denominado esquina abierta (“concave corners”), donde las deformaciones son mayores a las estimadas según el análisis bidimensional. Por otra parte, modelar cada esquina de una excavación mediante un modelo tridimensional implica un gasto extra de recursos computacionales, por lo que lo ideal sería mantener los parámetros del diseño bidimensional.

El objetivo de esta investigación es optimizar el diseño de los elementos asociados a la esquina abierta, según su aplicación en la grava típica de Santiago y verificar si estas soluciones son replicables en otras condiciones de suelos y en otras alturas de excavación. Para ello, se estudiarán los factores que influyen en el efecto de borde y en las deformaciones del sistema, tales como el espaciamiento, los parámetros resistentes, y la altura de los elementos.

Con este propósito, se propone un modelo HSM (Hardening Soil Model) de la Grava de Santiago, específico para la predicción de deformaciones en entibaciones. Para ello, se utilizaron los datos proporcionados por SUBT SpA, que monitorea de manera continua las entibaciones que ejecutan, con celdas de carga e inclinómetros. Se contrastaron los resultados de la modelación versus los datos tomados en terreno, y se modificaron algunos parámetros respecto a los modelos HSM anteriores de la Grava de Santiago, obteniendo un modelo que estima de manera más precisa las deformaciones de este tipo de estructura.

Finalmente, se presentan alternativas de diseño de entibaciones que permiten controlar las deformaciones en las esquinas abiertas, utilizando los parámetros determinados por el diseño bidimensional, como el largo del anclaje y la carga de tensado.

Dedicatoria

A mis padres, gracias por mantenerse estoicos en la tarea de educarme.

Agradecimientos

En primer lugar, agradecer al profesor Sebastian Boldrini por su dedicación y paciencia, sin usted, este trabajo no hubiese sido posible. Al equipo completo que conforma SUBT SpA, por facilitar el uso y los datos de sus instrumentos para hacer esta investigación. A Juan Carlos Paredes por su ayuda con PLAXIS 3D y a Edith Montero por su paciencia. A Claudio y a Elías por su ayuda con la instrumentación y toma de datos en terreno. A todos ustedes muchas gracias, su aporte significó mucho para mí.

Tabla de contenido

1.	Introducción	1
1.1.	Antecedentes generales	1
1.2.	Objetivos.....	3
1.2.1.	Objetivo general.....	3
1.2.2.	Objetivos específicos.....	3
1.3.	Alcances de cada de Capítulo	3
1.4.	Resultados Esperados.....	4
2.	Marco Conceptual.....	5
2.1.	Muros Anclados	5
2.2.	Efecto de Arco	6
2.3.	Características de la grava de Santiago.....	7
2.4.	Módulo de deformación de la Grava de Santiago	12
2.5.	Entibaciones en la Grava de Santiago	17
2.6.	PLAXIS 3D.....	19
2.6.1.	Modelo Constitutivo Hardening Soil Model	19
2.7.	Modelo Constitutivo de la Grava de Santiago en HSM.....	24
2.8.	Diseño de Entibaciones en la Grava de Santiago	26
2.8.1.	Coficiente Sísmico de Diseño	27
2.8.2.	Sistema de Entibación	28
2.8.3.	Espaciamiento máximo en sistemas de Pilotes o Pilas Discontinuas.....	29
2.8.4.	Sobrecargas de Diseño	30
2.8.5.	Empujes de Diseño.....	30
2.8.6.	Resistencia Pasiva del suelo en el empotramiento de las pantallas	31
2.8.7.	Metodología de Diseño.....	31
2.8.8.	Factores de Seguridad asociados al diseño	33
2.8.9.	Diseño de Arriostramientos mediante Anclajes.....	33
3.	Análisis de equilibrio de cuña de falla tridimensional en una esquina abierta en la grava de Santiago	40
4.	Instrumentación en Entibaciones.....	48

4.1. Inclinómetro	48
4.1.1. Procesamiento de datos de inclinometría	50
4.2. Celdas de carga	55
5. Definición de parámetros constitutivos según los resultados de la instrumentación de entibaciones.....	57
5.1. Metodología	57
5.2. Caracterización de los elementos en PLAXIS 3D	58
5.2.1. Caracterización de las Pilas	58
5.2.2. Caracterización de los Anclajes.....	58
5.2.3. Caracterización del Suelo de Fundación.....	59
5.3. Resultados de Calibración del Modelo Constitutivo.....	65
5.3.1. Obra de Barcelona – La Florida.....	65
5.3.2. Obra de Sucre – Providencia	68
5.3.3. Obra de Alonso de Córdova – Las Condes.....	70
6. Resultado del estudio de la esquina abierta (“Concave Corner”).....	74
7. Análisis de Resultados.....	95
8. Conclusiones	96
9. Bibliografía.....	98
ANEXO A: PLANOS Y CORTES DE LAS OBRAS INSTRUMENTADAS.....	110
ANEXO B: DATOS DE INSTRUMENTACIÓN	116
ANEXO C: COMPARACIÓN GRÁFICA DE LAS DEFORMACIONES OBTENIDAS EN LOS MODELOS.....	123

Índice de tablas

Tabla 2.1 Resumen de las propiedades de la grava de Santiago. Ortigosa (2001) [9].....	11
Tabla 2.2 Resumen de parámetros para modelo 'Hardening Soil'. Traducción (Material Models Manual. PLAXIS) [16].....	24
Tabla 2.3 Propiedades de los materiales dados por Bard (2004), para modelo en PLAXIS.	24
Tabla 2.4 Resumen de los modelos de Rozic (2012)	25
Tabla 2.5 Coeficiente Sísmico para distintos tipos de Suelo en la Zona Sísmica 2.	27
Tabla 3.1 Resumen de los resultados de Empujes en cuña tridimensional según Culmann versus los Empujes activos de Coulomb	46
Tabla 5.1 Caracterización de la Pila de Hormigon Armado	58
Tabla 5.2 Caracterización de los Anclajes	59
Tabla 5.3 Caracterización del Bulbo de Lechada	59
Tabla 5.4 Caracterización de los Suelos de fundación de Santiago para modelos Hardening Soil, para estimar deformaciones en entibaciones	60
Tabla 5.5 Parámetros utilizados por Rozic (2012) en sus modelos de FLAC2D.	60
Tabla 6.1 Parámetros de diseño para las pilas en estudio, a partir de GGU-Retain.....	76

Índice de ilustraciones

Figura 1.1 Deformación Total en una Esquina de una entibación en Santiago, modelada con PLAXIS 3D.....	2
Figura 2.1 Entibación de pilas discontinuas en la grava de Santiago (Saez y Ledesma , 2011) [5].....	5
Figura 2.2 Esquema de la rotación de esfuerzos principales en el suelo adyacente a las pilas. Chen (2002)	6
Figura 2.3 Bandas granulométricas de la grava de Santiago, De la Hoz (2007).....	7
Figura 2.4 Carta de Plasticidad de la Grava de Santiago, De la Hoz (2007)	8
Figura 2.5 Probeta triaxial, tallada in-situ (Kort, 1979)	9
Figura 2.6 Tensión-Deformación ensayo triaxial in-situ. Kort (1979).....	9
Figura 2.7 Desacople del ángulo de fricción y la cohesión para la 1° Depositación del Río Mapocho. Ortigosa e Hidalgo (1997)	10
Figura 2.8 Modulo de deformación para carga estática en la Grava de Santiago. (Ortigosa & Kort, 1997)	12
Figura 2.9 Esquema del efecto carga-descarga. (Ortigosa & Kort, 1997)	13
Figura 2.10 Ensayo placa de carga horizontal en la Grava de Santiago, sector de Las Condes, a 1,2 [m] de profundidad. Medina (2002).....	15
Figura 2.11 Ensayo placa de carga horizontal en la Grava de Santiago, sector de Providencia, a 7,6 [m] de profundidad. Medina (2002).....	16
Figura 2.12 Evolución del empuje sobre un elemento de contención, en función de la deformación, en la Grava de Santiago. Ortigosa (2001)	17
Figura 2.13 Relación hiperbólica esfuerzo-deformación en carga primaria para un triaxial drenado estándar (Schanz, 1999) [14].....	21
Figura 2.14 Movimiento de la LEU en un modelo 'Hardening Soil' (Schanz, 1999).....	23
Figura 2.15 (a) Comparación entre resultados triaxiales in situ en gravas de Santiago y resultados de la simulación mediante elementos finitos. (b) Comparación entre el módulo de deformación clásico y E50 en profundidad (Bard, 2004).....	25
Figura 2.16 Corte de una entibación estándar con dos niveles de anclaje. Elab Propia	28
Figura 2.17 Esquema de falla local entre pilas y su análisis de fuerza.....	29
Figura 2.18 Modelos esquemáticos para el diseño de pilas y su configuración deformada. (Blum, 1931).....	32
Figura 2.19 Abaco para la obtención de la fricción unitaria de bulbo en Suelos granulares (Bustamante, 1985)	36
Figura 2.20 Abaco para la obtención de la fricción unitaria de bulbo en Suelos Finos (Bustamante, 1985)	36
Figura 2.21 Falla de cuña profunda según método de Ranke-Ostermayer (EAB, 2008)	38
Figura 3.1 Parametros geometricos que influyen en la magnitud del Empuje Activo. (China-SteelPilling).....	40

Figura 3.2 Comparación entre las superficies de falla en un arreglo 2D versus un arreglo 3D. Szpesházi (2016).....	41
Figura 3.3 Esquema de determinación de Empuje Activo Máximo según el método de Culmann. a) Determinación de curva de empuje máximo b) Análisis de cuña de falla tras la entibación c) Equilibrio de fuerzas del sistema.....	42
Figura 3.4 Esquema de la aproximación de la cuña de falla 3D.....	43
Figura 3.5 Poligonos considerados en las fallas expuestas en la Figura 2.16. a) Tipo de cuña pentagonal b)Tipo de cuña triangular.....	43
Figura 3.6 Gráfico de Empujes según el método de Culmann, para separación entre centro de las pilas, $Sh=3.0$ [m] , para alturas de excavación de 4.5 [m] y 7.5 [m] y 2[m] de empotramiento.....	44
Figura 3.7 Gráfico de Empujes según el método de Culmann, para separación entre centro de las pilas, $Sh=3.5$ [m] alturas de excavación de 4.5 [m] y 7.5 [m] y 2[m] de empotramiento.....	45
Figura 4.1 Conjunto de inclinómetro, cable y unidad de lectura.....	49
Figura 4.2 Tubería de la sonda inclinométrica.....	49
Figura 4.3 Inclinómetro, Dirección de medida, Lectura, Desviación acumulada (Digitilt Inclinometer Probe Manual, 2011).....	50
Figura 4.4 Esquema explicativo del error de “Offset” acumulada (Digitilt Inclinometer Probe Manual, 2011).....	52
Figura 4.5 Esquema de planta de la posición de los instrumentos (Digitilt Inclinometer Probe Manual, 2011).....	53
Figura 4.6 Deformación de una pila de entibación, para distintas etapas constructivas, determinadas por el nivel de la excavación. Elab Propia.....	54
Figura 4.7 Celda de carga de cuerda vibrante.....	55
Figura 4.8 Esquema de montaje de la celda de carga en terreno (Slope Indicator Company, 1994. Traducido).....	56
Figura 4.9 Unidad de lectura de cuerda vibrante (Elab. Propia).....	56
Figura 5.1 Comparación entre la inclinometría y los modelos propuesto por Rozic (2012) en FLAC 2D. Los puntos rojos corresponden a la altura de los anclajes.....	61
Figura 5.2 Módulo de Deformación E50 de los distintos modelos.....	62
Figura 5.3 Módulo de Recarga Eur de los distintos modelos.....	63
Figura 5.4 Distribución de Esfuerzos Horizontales tras una entibación emplazada en la Grava de Santiago, según el modelo Hardening Soil propuesto.....	64
Figura 5.5 Modelo de la Zona Instrumentada en La Florida, visualización del Mesh.....	65
Figura 5.6 Deformaciones totales del modelo.....	66
Figura 5.7 Comparación entre las deformaciones medidas con la instrumentación y el modelo de E.F en PLAXIS 3D. Obra de Barcelona, La Florida.....	67
Figura 5.8 Modelo de la Zona Instrumentada en Providencia, visualización del Mesh.....	68
Figura 5.9 Deformaciones en Eje Y del modelo.....	68

Figura 5.10 Comparación entre las deformaciones medidas con la instrumentación y el modelo de E.F en PLAXIS 3D. Obra de Sucre, Providencia.....	69
Figura 5.11 Modelo de la Zona Instrumentada en Las Condes, visualización del Mesh.....	70
Figura 5.12 Deformaciones en Eje Y del modelo.	71
Figura 5.13 Comparación entre las deformaciones medidas con la instrumentación y el modelo de E.F en PLAXIS 3D. Obra de Alonso de Cordova, Las Condes.	72
Figura 5.14 Comparación de los resultados de la instrumentación y el modelo de PLAXIS2D de Boldrini y Lopez (2014).	73
Figura 6.1 Solución con Pila en la Esquina.....	74
Figura 6.2 Solucion sin Pila en la Esquina, con Espaciamiento Acotado.....	75
Figura 6.3 Deformación en el coronamiento de la solución con pila en la esquina para distintos espaciamientos y alturas de excavación	77
Figura 6.4 Deformación en el coronamiento de la solución sin pila en la esquina, para distintos espaciamientos y alturas de excavación	78
Figura 6.5 Deformación en el coronamiento de la pared lateral, sin efecto tridimensional de esquina, para distintos espaciamientos.	79
Figura 6.6 Comparación de las deformaciones de los distintos casos, para $Sh = 2.5$	80
Figura 6.7 Comparación de las deformaciones de los distintos casos, para $Sh = 3.0$	81
Figura 6.8 Comparación de las deformaciones de los distintos casos, para $Sh = 3.5m$	82
Figura 6.9 Deformación Máxima de la solución con pila en la esquina para distintos espaciamientos.	83
Figura 6.10 Deformación Máxima de la solución sin pila en la esquina para distintos espaciamientos.	84
Figura 6.11 Deformación Máxima de la pared lateral, sin efecto tridimensional de esquina, para distintos espaciamientos.	85
Figura 6.12 Comparación de las deformaciones máximas de los distintos casos, para $Sh = 2.5$	86
Figura 6.13 Comparación de las deformaciones máximas de los distintos casos, para $Sh = 3.0$	87
Figura 6.14 Comparación de las deformaciones máximas de los distintos casos, para $Sh = 3.5$	88
Figura 6.15 Factor de Seguridad de los modelos en PLAXIS 3D, para distintos espaciamientos y alturas de excavación.....	89
Figura 6.16 Factor de Seguridad de los modelos en PLAXIS 3D, para distintos espaciamientos y alturas de excavación.....	90
Figura 6.17 Factor de Seguridad de los modelos en PLAXIS 3D, para distintos espaciamientos y alturas de excavación.....	91
Figura 6.18 Factor de Seguridad de los modelos en PLAXIS 3D, para las distintas soluciones con $Sh = 2.5 [m]$	92

Figura 6.19 Factor de Seguridad de los modelos en PLAXIS 3D, para las distintas soluciones con $Sh = 3.0 [m]$ 93

Figura 6.20 Factor de Seguridad de los modelos en PLAXIS 3D, para las distintas soluciones con $Sh = 3.5 [m]$ 94

1. Introducción

1.1. Antecedentes generales

Santiago es una ciudad en crecimiento, su población se ha incrementado gradualmente en los últimos años, lo que ha significado un aumento en la construcción de edificios habitacionales. En estas edificaciones es necesario utilizar el máximo de área disponible para emplazar subterráneos, que se construyen mediante excavaciones de paredes verticales de varios metros de profundidad. Las entibaciones de pilas discontinuas excavadas manualmente o de pilotes excavados mecánicamente, corresponden a los métodos más comunes utilizados para mantener este tipo de excavación, dada las propiedades del suelo de Santiago. Este sistema consiste en pilares de hormigón armado, separados cada cierta distancia, de manera de dejar suelo expuesto entre los elementos valiéndose del efecto de arco para concentrar la totalidad de los empujes del suelo en las pilas. Según los diseños típicos, para lograr la estabilidad las pilas se arriostran lateralmente mediante sistemas de puntales o de anclajes al terreno.

Dado el requerimiento arquitectónico de utilizar de la mejor manera el espacio disponible, cada vez es más común ver geometrías que presentan singularidades que no necesariamente responden al caso bidimensional, que es el usualmente utilizado para el diseño de la entibación. Por ello, surge la motivación de crear una herramienta que permita estimar de manera precisa las deformaciones en las entibaciones que no responden al modelo bidimensional, es decir, son controladas por efectos de borde tridimensionales.

En términos ingenieriles el suelo típico de Santiago es identificado como la unidad “Ripio del Mapocho”¹ y “Ripio de Santiago”². Este suelo está ampliamente estudiado y parametrizado según las investigaciones de Kort (1979) [1], Poblete y Ortigosa (1981) [2] y De la Hoz (2007) [3], entre otros. De esta forma es posible realizar el estudio a partir de modelos constitutivos representativos, en conjunto con ensayos triaxiales de gran envergadura que fueron utilizados en las investigaciones anteriormente mencionadas.

En este trabajo, se estudiará de manera particular, la singularidad que ocurre en las esquinas de las entibaciones que dan cara a la excavación, perdiendo confinamiento en dos sentidos,

^{1,2} Gloria Valenzuela, 1978. “Suelo de Fundación del Gran Santiago”.

esta singularidad la denominaremos como “esquina abierta” (anteriormente fue definida como “concave corner” por Szpesházi [4]).

La deformación estimada en la Figura 1.1 a través de PLAXIS3D es representada por un mapa de colores con su escala al lado derecho. Como se puede ver, la esquina que fue excavada en ambos ejes tiene una deformación mayor que las paredes laterales, por lo que se requiere tomar medidas sobre su diseño, para que la esquina sea equivalente al resto de las paredes en términos de deformaciones.

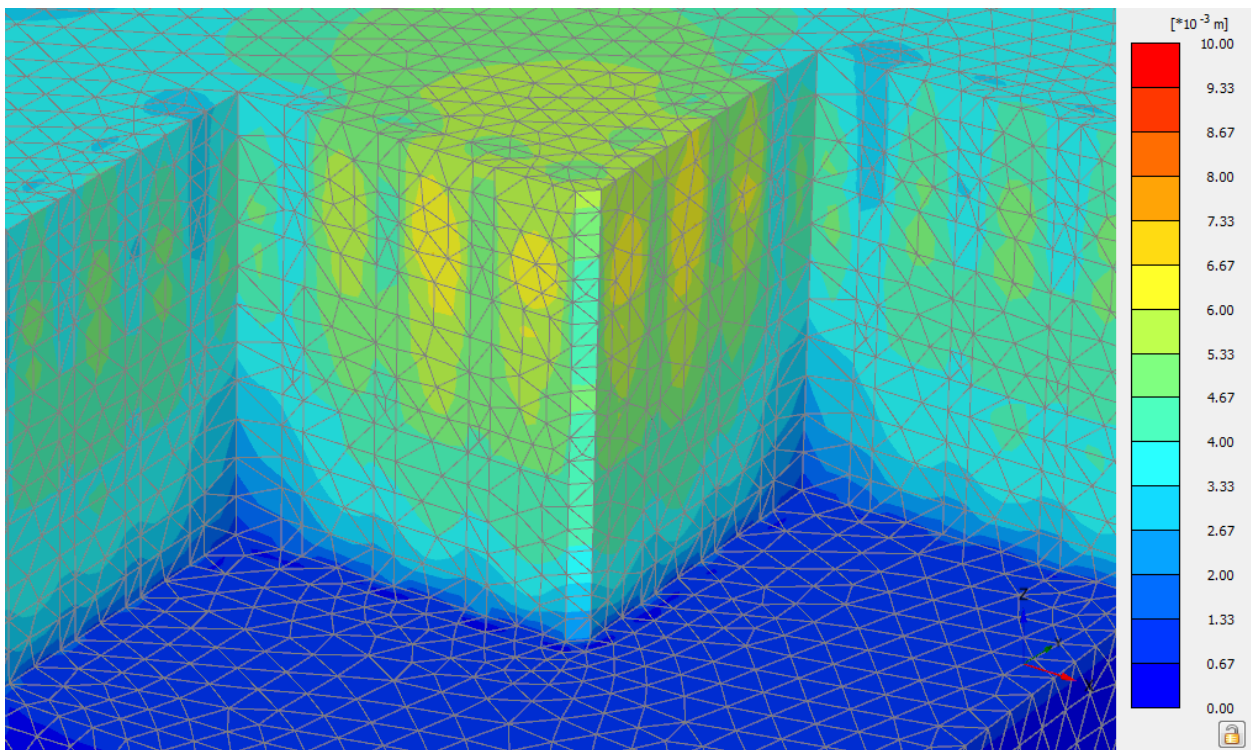


Figura 1.1 Deformación Total en una Esquina de una entibación en Santiago, modelada con PLAXIS 3D.

1.2. Objetivos

1.2.1. Objetivo general

Determinar una metodología de diseño geotécnico que permita utilizar los parámetros del diseño bidimensional para el diseño de esquinas abiertas en entibaciones de pilas discontinuas en la Grava de Santiago.

1.2.2. Objetivos específicos

- Revisión Bibliográfica de los distintos métodos existentes para estudiar el comportamiento bidimensional y tridimensional de este tipo de estructuras.
- Calibración del modelo constitutivo en PLAXIS3D de la Grava de Santiago, a partir de los datos obtenidos a través de la instrumentación de obras, para la estimación de deformaciones en entibaciones
- Análisis del problema a través de modelos de elementos finitos en el programa PLAXIS3D
- Establecer una metodología de diseño que permita abordar la singularidad producto del arreglo tridimensional.

1.3. Alcances de cada de Capítulo

La presente memoria se divide en los siguientes capítulos:

1. Introducción. Se realiza un resumen del estudio, su motivación y sus objetivos
2. Marco Conceptual. Se reúne la información basada en investigaciones teóricas, experimentales y empíricas sobre diseño y comportamiento de los sistemas de entibación, así como el comportamiento de la Grava de Santiago.
3. Instrumentación en Entibaciones. Se describen los sensores y equipos de medición que se utilizarán en la instrumentación, así como el procedimiento por el cual se toman los datos en terreno.
4. Calibración de los parámetros geotécnicos para la grava de Santiago. Se contrastan los datos obtenidos mediante la instrumentación de obras en la grava de Santiago con los

respectivos modelos en PLAXIS 3D y se hacen cambios deliberados en los modelos anteriores, para estimar las deformaciones con menor error.

5. Análisis del comportamiento de las esquinas abiertas en entibaciones. Una vez ajustado el modelo se analizan distintas soluciones a la singularidad estudiada verificando las diferentes variables que inciden en el resultado y viendo como el cambio de estas inciden en su comportamiento.

6. Análisis de Resultados y Discusión. Se hace el análisis de los resultados expuestos en el capítulo anterior

7. Conclusiones. Se presentan los comentarios finales y conclusiones que se obtienen de la investigación.

1.4. Resultados Esperados

Establecer una diferencia cuantitativa entre las soluciones propuestas en esta memoria para el diseño de las esquinas abiertas de una entibación, así como saber cuáles son los alcances de estos resultados.

2. Marco Conceptual

2.1. Muros Anclados

Los muros anclados son estructuras de contención que poseen uno o más niveles de arriostamiento, materializados mediante anclajes de cable, o elementos de acero que se adhieren al terreno con lechada de alta resistencia, y luego son tensados. El arriostamiento y el empotramiento de la pila brindan los puntos de apoyo necesarios para alcanzar el equilibrio. Estos puntos de apoyo también pueden ser hechos a través de puntales, pero se ha disminuido su uso, puesto que ralentiza y entorpece las labores de obra. Los muros anclados se utilizan para diversas alturas de excavación. En este estudio, se analizarán cortes desde 1 subterráneo (4,5 [m]) hasta 5 subterráneos (15,5 [m]). En el caso de Santiago, la entibación es materializada mediante pilas discontinuas de hormigón, para las cuales se debe diseñar la sección, el anclaje, el empotramiento, y el espaciamiento.



Figura 2.1 Entibación de pilas discontinuas en la grava de Santiago (Saez y Ledesma , 2011) [5]

2.2. Efecto de Arco

El efecto de arco es un fenómeno físico que ocurre en las masas de suelo cargadas, donde los esfuerzos son redistribuidos cuando existen estructuras soportantes. En el caso de las entibaciones con pilas discontinuas, se ha demostrado en la práctica que el efecto de arco permite mantener la estabilidad del suelo entre pilas y afecta en la manera en que las pilas son cargadas. La magnitud de este efecto depende entre otros, de los parámetros resistentes del suelo, de la separación de las pilas, y de su altura. Handy (1985) [6] estudió el efecto de arco de una masa cargada entre dos paredes estáticas. En su trabajo demuestra que la trayectoria de esfuerzos de menor magnitud sigue una curva catenaria. La generación de este efecto comienza con la rotación de los esfuerzos principales. La segunda etapa, consiste en la reducción, tanto vertical como horizontal de los esfuerzos cercanos a la base de la pared. En cada zona de arco, la dirección tangencial al arco es la de mayor esfuerzo, mientras que la dirección radial es la de menor esfuerzo. Chen y Martin (2002) [7], en su estudio de la interacción del suelo y estructuras de estabilización de suelo, muestra la configuración geométrica de este efecto (Figura 2.2) , para ello se induce un desplazamiento en la masa de suelo que circunda dos elementos de hormigón, lo que permite ver el cambio en la dirección de esfuerzos principales, que han sido esquematizados en la Figura 2.2 , por cruces donde el eje mayor de estas es la dirección de esfuerzos principales.

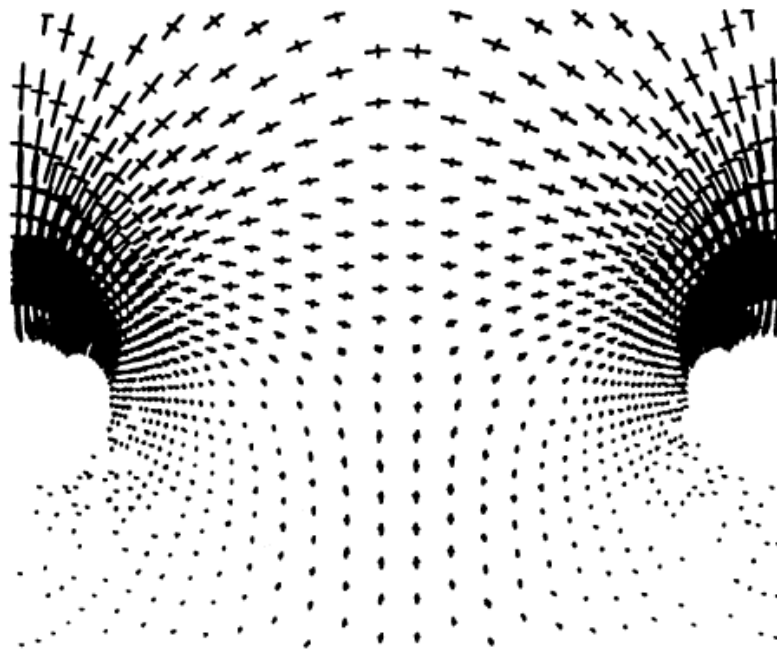


Figura 2.2 Esquema de la rotación de esfuerzos principales en el suelo adyacente a las pilas. Chen (2002)

2.3. Características de la grava de Santiago.

La unidad geológica donde se realiza el estudio es conocida como Grava de Santiago, en la cual la sección norte se conoce como Depositación Mapocho y la sección sur como Depositación Maipo. En la depositación del Río Mapocho se distinguen un primer horizonte superficial de origen fluvial denominado como 2º Depositación, el cual llega hasta los 4.5 – 6.5 metros de profundidad. Bajo esta depositación se encuentra un horizonte de origen fluvio-glacial denominado 1ª Depositación, el cual posee una gradación similar al anterior, pero con finos plásticos y una compacidad algo mayor. La depositación del Río Maipo es de origen fluvial y presenta propiedades índices y mecánicas similares a la 2º Depositación Mapocho. Por lo que normalmente se le encasilla en una misma unidad geotécnica. En la Figura 2.3 se presenta la Granulometría de este material, mientras que en la Figura 2.4 se presenta la Carta de Plasticidad.

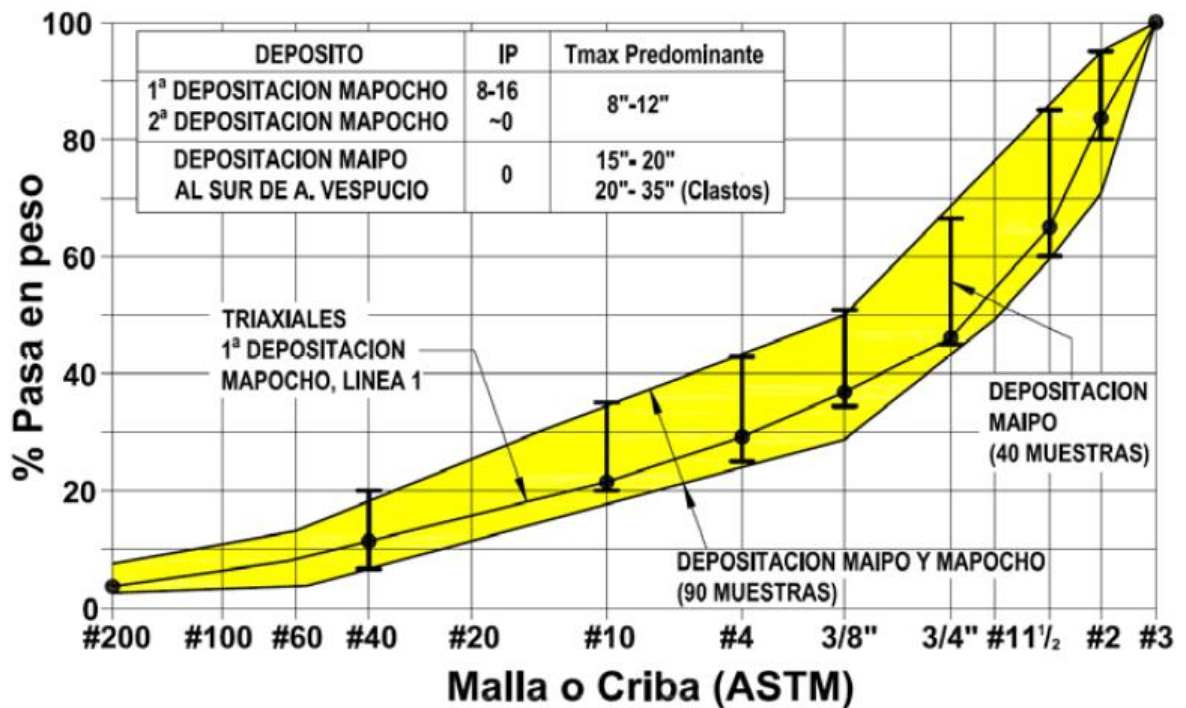


Figura 2.3 Bandas granulométricas de la grava de Santiago, De la Hoz (2007)

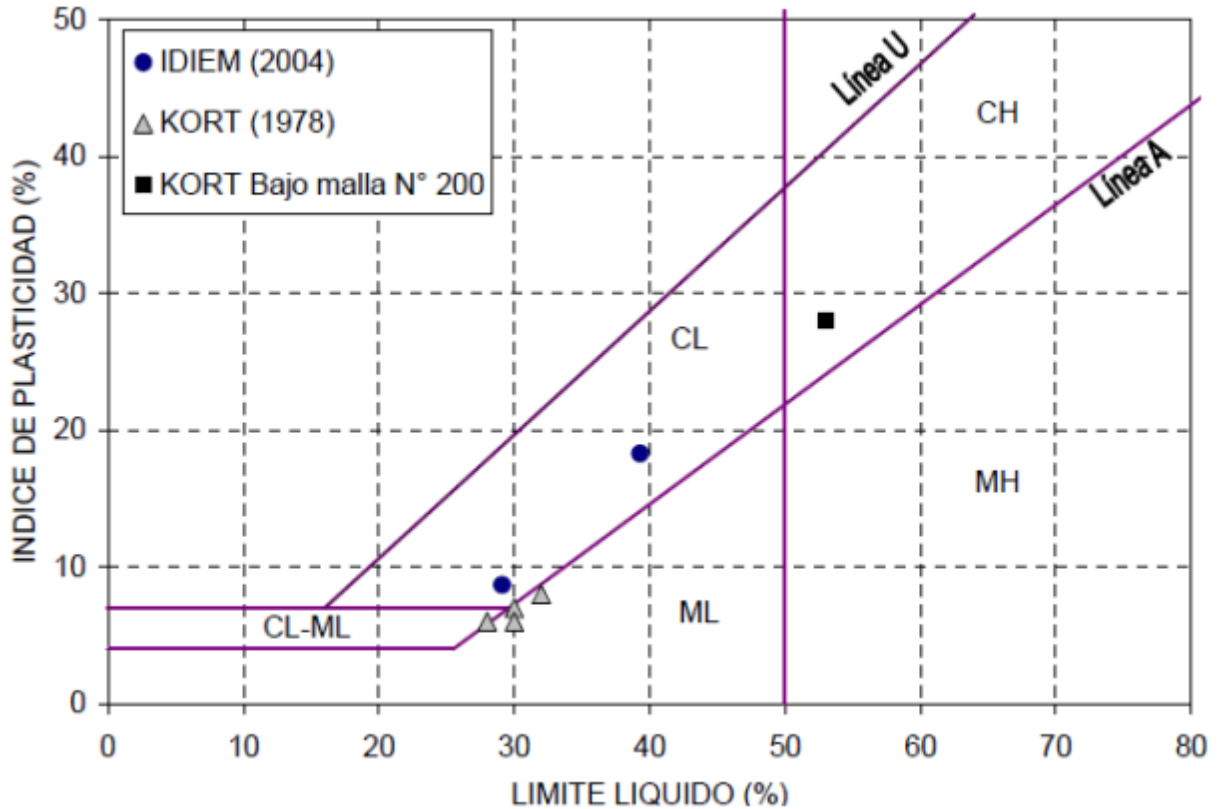


Figura 2.4 Carta de Plasticidad de la Grava de Santiago, De la Hoz (2007)

La resistencia al corte en la Grava de Santiago ha sido determinada en la 1ª Depositación del Río Mapocho, mediante ensayos en terreno de empuje pasivo, placa de carga y triaxiales tallados in-situ. Kort (1979) realizó cuatro ensayos triaxiales in-situ en la línea 1 del metro de Santiago, cerca de la estación de Metro Los Leones. Para ellos se confeccionaron probetas de 85 cm de diámetro y 170 cm de altura talladas in-situ a 10 metros de profundidad (ver Figura 2.5), ubicadas en la 1ª Depositación del Mapocho.

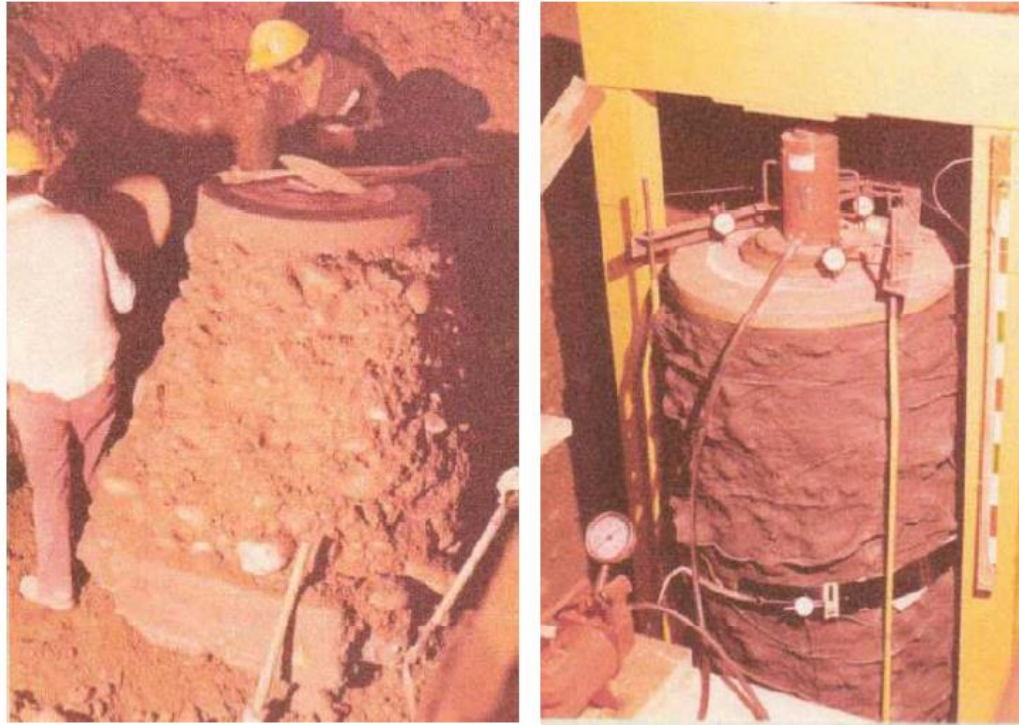


Figura 2.5 Probeta triaxial, tallada in-situ (Kort, 1979)

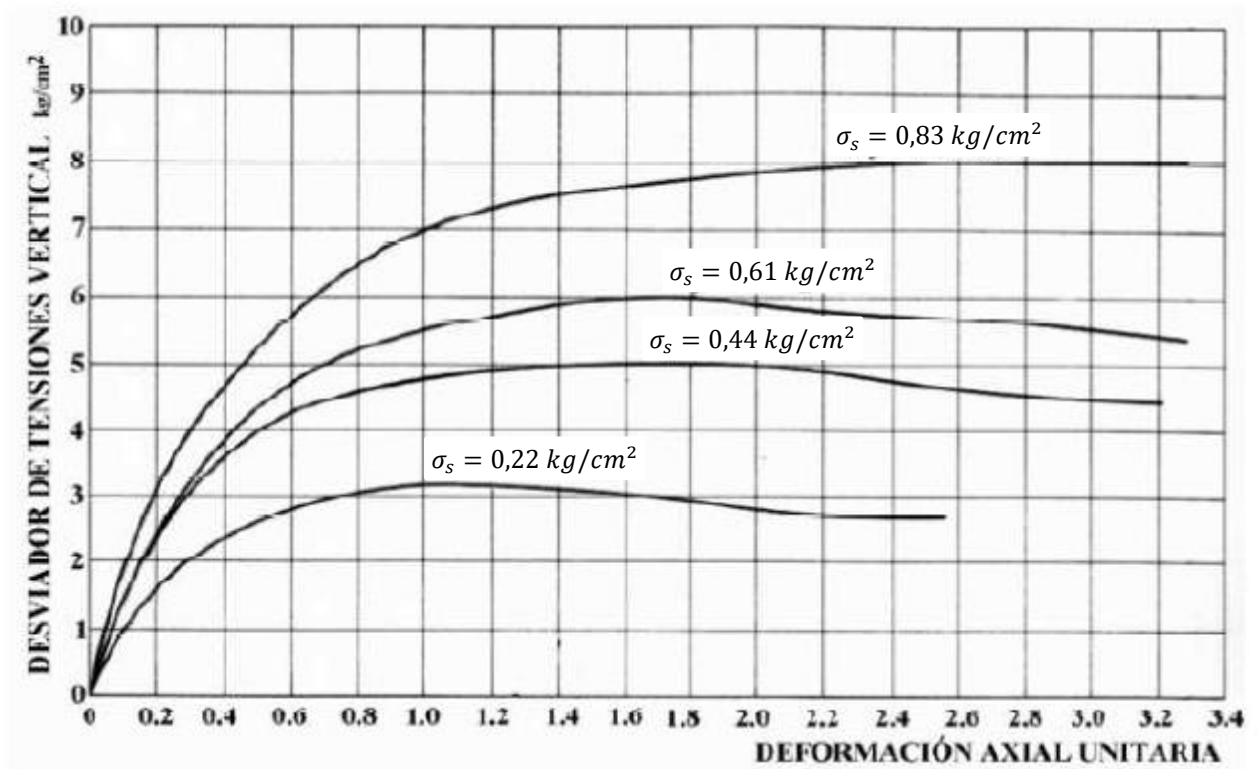


Figura 2.6 Tensión-Deformación ensayo triaxial in-situ. Kort (1979)

Según Ortigosa e Hidalgo (1997) [8] la movilización de la resistencia al corte en función de la deformación experimentada por el suelo es de gran importancia para interpretar el comportamiento de taludes y estructuras de retención de suelos, ya que la resistencia del suelo retenido depende del estado de deformaciones en que se encuentra, por lo que la determinación de parámetros resistentes se hace en función de este.

A partir de los ensayos triaxiales in-situ que se muestran en la Figura 2.6, se desacopla el par $c-\phi$ en función de la deformación unitaria ϵ , tal como se muestra en la Figura 2.7. A partir de este gráfico se obtiene una cohesión máxima de 37 kN/m² con su respectivo ángulo de fricción movilizado de 44,2°

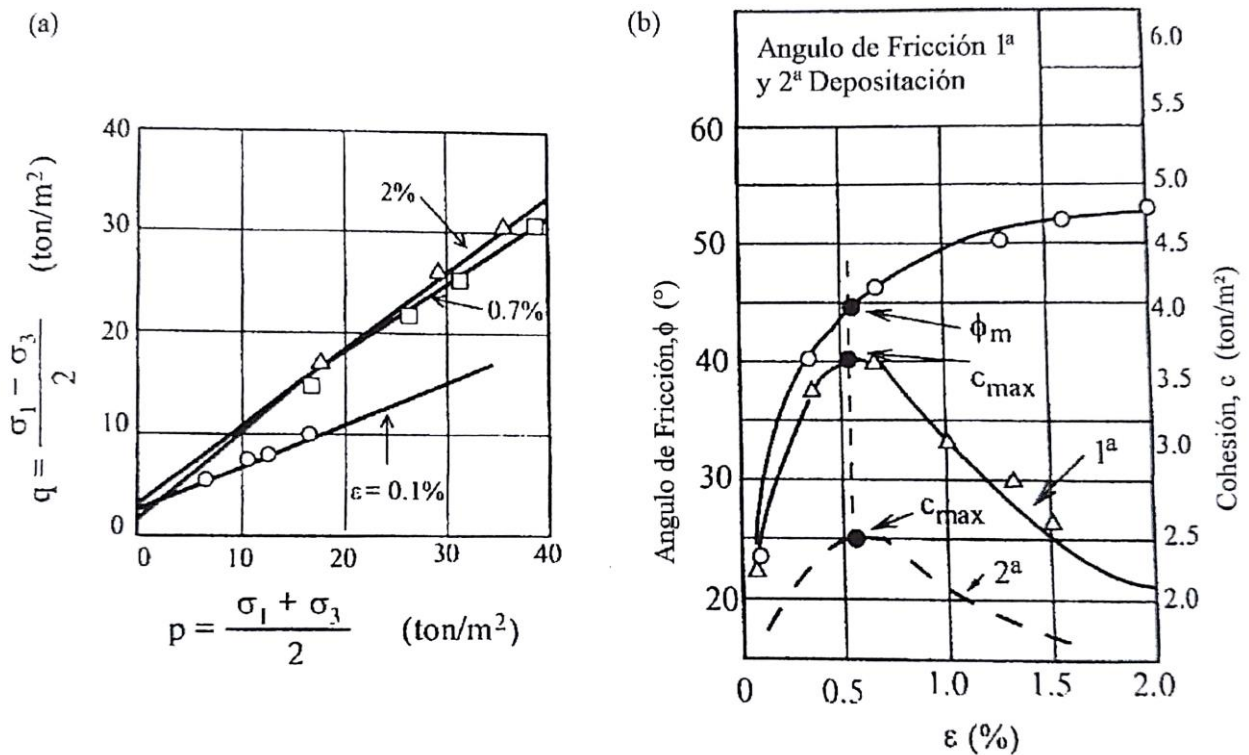


Figura 2.7 Desacople del ángulo de fricción y la cohesión para la 1ª Deposition del Río Mapocho. Ortigosa e Hidalgo (1997)

No se tienen ensayos de resistencia para la 2° Depositación Mapocho y la Depositación Maipo, sin embargo, Ortigosa e Hidalgo (1997) consideraron un ángulo de fricción igual a la 1° Depositación, y dedujeron la cohesión a partir de un análisis retrospectivo aplicando el método de Janbu a taludes de pozos de empréstito ubicados en la depositación Maipo. En dicho análisis, el ángulo de fricción asociado a la cohesión máxima se mantuvo igual a 45° debido a la similitud de las propiedades índice de la 1° Depositación Mapocho con la 2° Depositación Mapocho y Depositación Maipo. Se eligieron los taludes considerados más cercanos a la falla y se impuso un F.S=1, con lo cual se obtuvo la cohesión. En la Tabla 2.1 se resumen los valores de par c - ϕ y γ , para las dos depositaciones de la Grava de Santiago.

Tabla 2.1 Resumen de las propiedades de la grava de Santiago. Ortigosa (2001) [9]

Depositación	C máx (kN/m ²)			ϕ máx (°)	γ t [kN/m ³]
	Natural	Natural	Con Infiltración		
	Mediciones	Diseño	de agua		
1° Depositación Mapocho	37,5-45	35	24,8	45	23
2° Depositación Mapocho y Depositación Maipo	27-32 (1)	25	18	45	22
	20-29 (2)				

(1) Calculado a partir de la relación entre módulos de deformación

(2) Análisis retrospectivo de estabilidad de taludes cercanos a la falla

2.4. Módulo de deformación de la Grava de Santiago

Debido a la dificultad de toma de muestras inalteradas en la Grava de Santiago, los parámetros elásticos han sido determinados principalmente mediante placas de cargas horizontales y verticales, y en menor medida por asentamientos de estructuras y triaxiales in-situ. En la Figura 2.8 se ilustra la variación del módulo de deformación de la Grava de Santiago determinado por Poblete (1982) [10] y Revalidado por Ortigosa & Kort [11] a partir de ensayos de placa de carga, triaxiales y asentamientos. Estos valores corresponden a carga virgen.

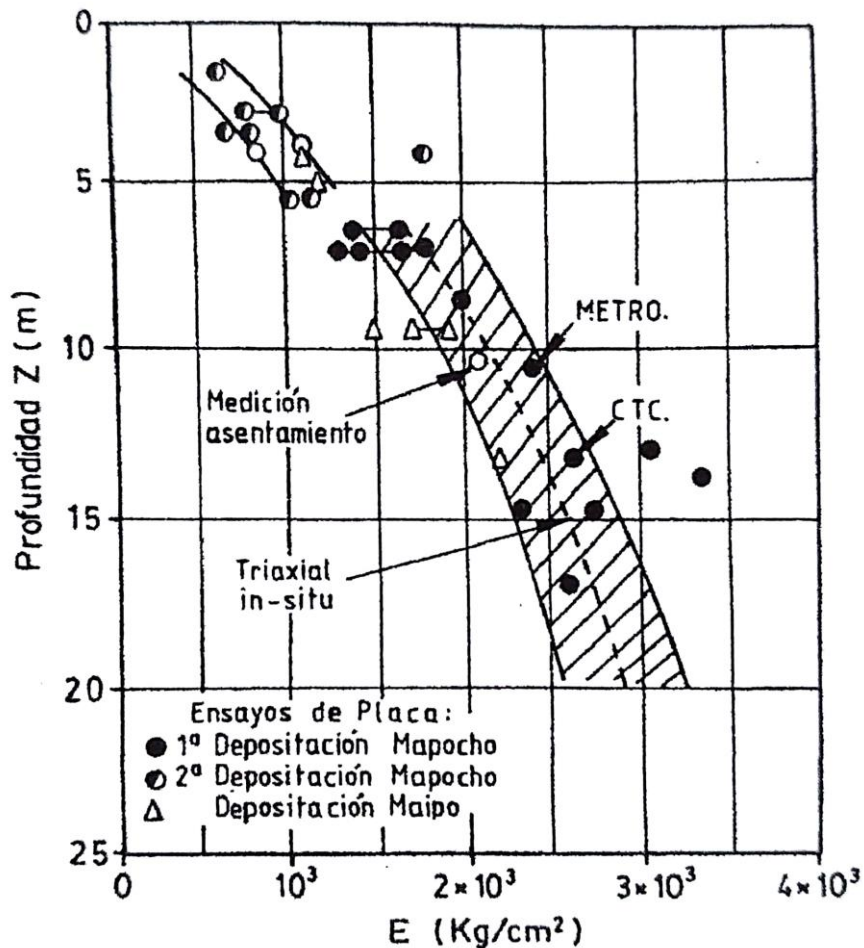


Figura 2.8 Modulo de deformación para carga estática en la Grava de Santiago. (Ortigosa & Kort, 1997)

El módulo de deformación propuesto por Poblete (1982) de la Grava de Santiago se muestra en las siguientes ecuaciones:

$$E = 460 \sqrt{Z} \left(\frac{kg}{cm^2} \right), 2^a \text{Deposición} \quad \text{Ec (2.1)}$$

$$E = 650 \sqrt{Z} \left(\frac{kg}{cm^2} \right), 1^a \text{Deposición} \quad \text{Ec (2.2)}$$

Por otra parte, el suelo no tiene un comportamiento elástico perfecto, y por lo tanto en los procesos de descarga o recarga responde con un módulo de deformación mayor. Esto se da especialmente en excavaciones (descarga lateral) donde la carga del sistema tiene un gran tramo en la curva de recarga. En la Figura 2.9 se ilustra este efecto en la relación tensión-deformación.

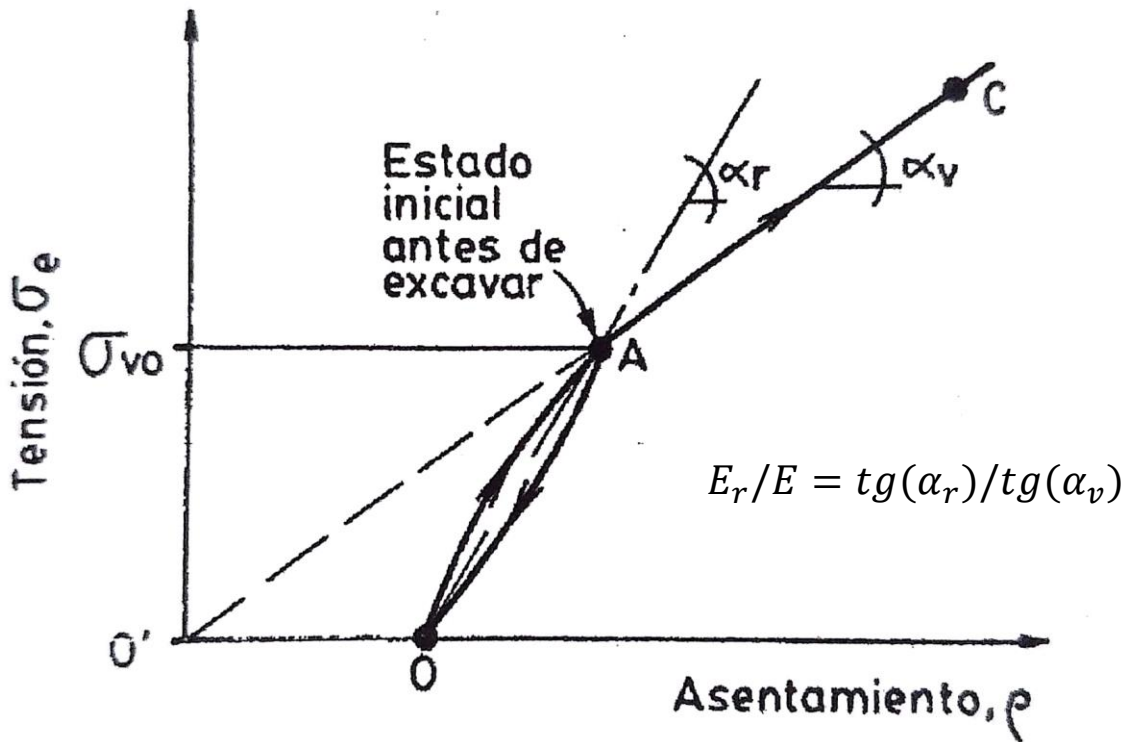


Figura 2.9 Esquema del efecto carga-descarga. (Ortigosa & Kort, 1997)

Ortigosa y Kort, establecieron que la relación entre el módulo de recarga E_r y el módulo de carga virgen E era aproximadamente 3 veces. Sin embargo, estudios más recientes, hechos con ensayos de placa horizontal, realizados en la Grava de Santiago por Medina (2002) [12], otorgan una relación mucho más mayor, llegando a valores de E_r entre 7,5 a 15 veces el E para carga virgen. La Figura 2.10 muestra un ensayo de placa de carga horizontal realizado a una profundidad de 1,2 metros (2° Depositación de Mapocho) en la comuna de Las Condes. Se observa que la relación de la constante de balasto en carga virgen y en descarga es de aproximadamente 7,5 veces. En la Figura 2.11 se muestra un ensayo en el sector de Providencia, a 7,65 metros de profundidad (1° Depositación de Mapocho) donde la relación entre los módulos es de aproximadamente 15 veces.

**ENSAYE PLACA DE CARGA HORIZONTAL. $\Phi_{PLACA} = 76$ cm.
SECTOR LAS CONDES**

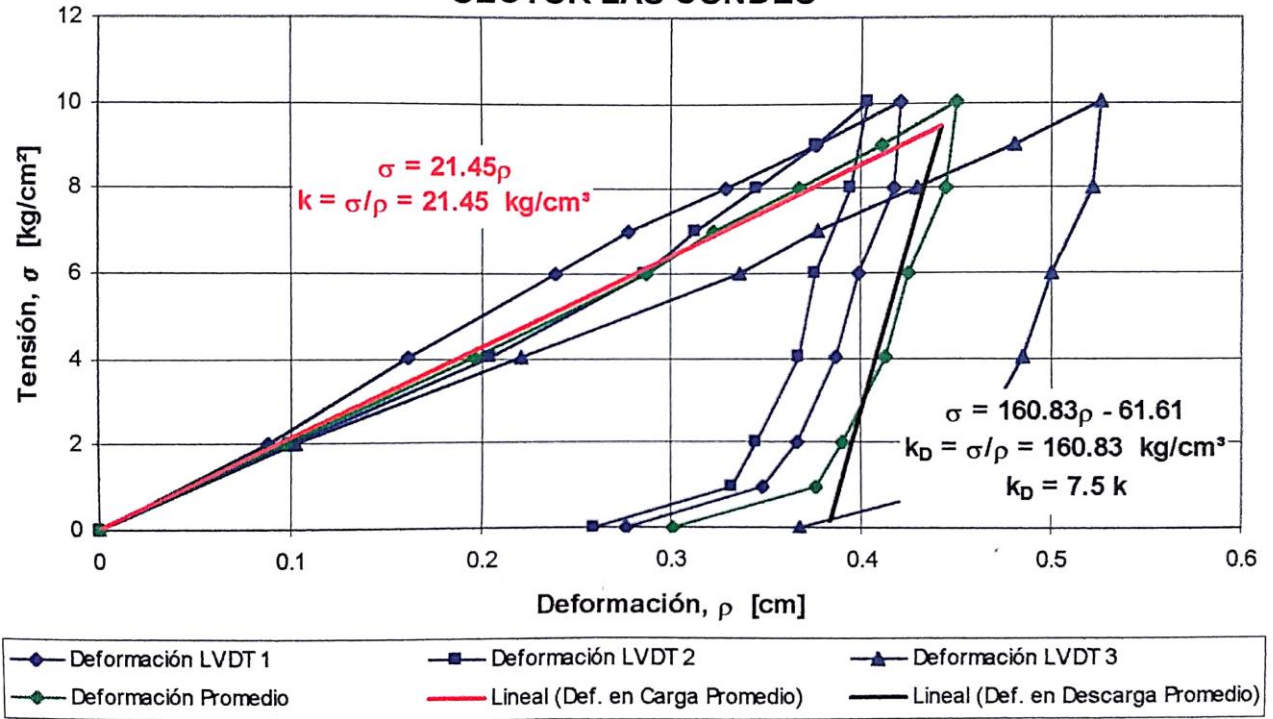


Figura 2.10 Ensayo placa de carga horizontal en la Grava de Santiago, sector de Las Condes, a 1,2 [m] de profundidad. Medina (2002)

**ENSAYE PLACA DE CARGA HORIZONTAL. $\Phi_{PLACA} = 76$ cm.
SECTOR PROVIDENCIA**

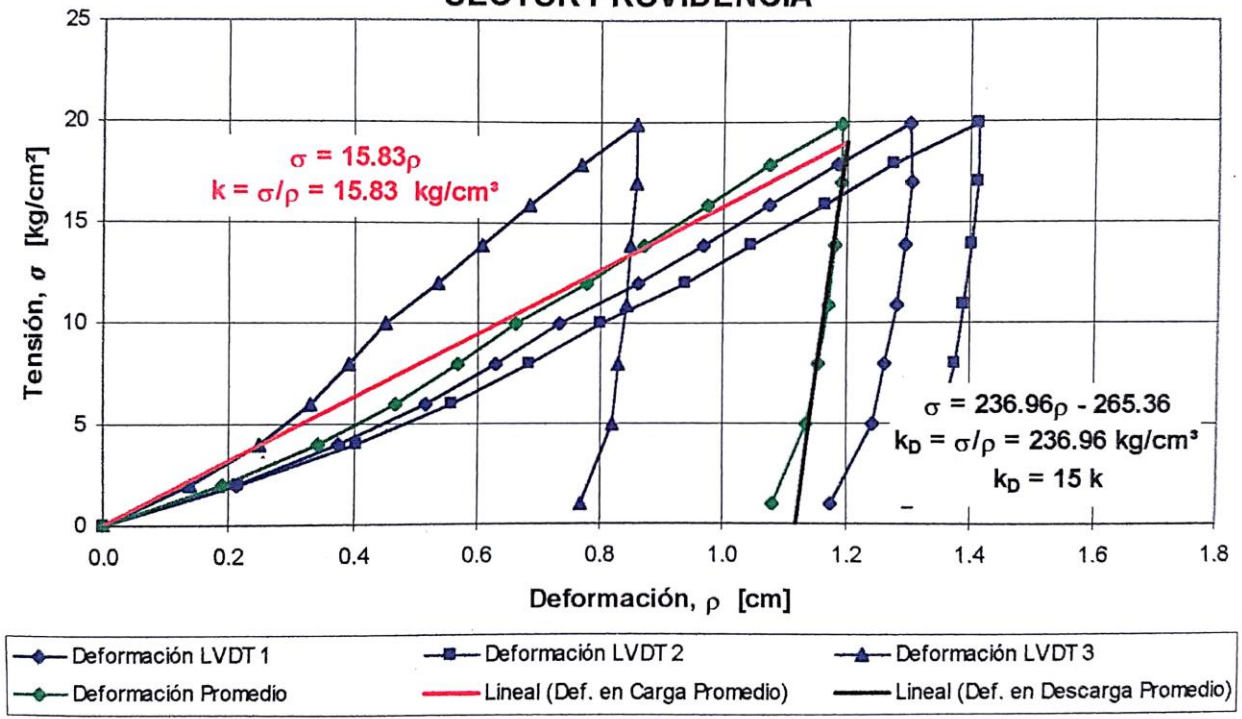


Figura 2.11 Ensayo placa de carga horizontal en la Grava de Santiago, sector de Providencia, a 7,6 [m] de profundidad. Medina (2002)

2.5. Entibaciones en la Grava de Santiago

Los elementos utilizados para materializar la entibación son pilas de hormigón armado, excavadas de manera manual contra terreno y hormigonadas in-situ, o pilotes excavados mecánicamente. El grado de hormigón utilizado es usualmente H25 o H30, y el acero de refuerzo A630- 420H. Para el análisis estructural de estos elementos, es primero necesario determinar el empuje tras la pantalla. En el trabajo “Entibaciones en Grava” de Ortigosa (2001) [9], se determina el empuje para la grava de Santiago. Este empuje, como se explicó anteriormente, depende de la deformación. En la Figura 2.12 se muestra la evolución del empuje σ con la deformación ϵ del suelo para solicitaciones de compresión en carga. Se evidencia que la condición activa, se produce para una deformación unitaria ϵ comprendida entre 0.6% y 0.8% (compresión en carga, ensayos triaxiales).

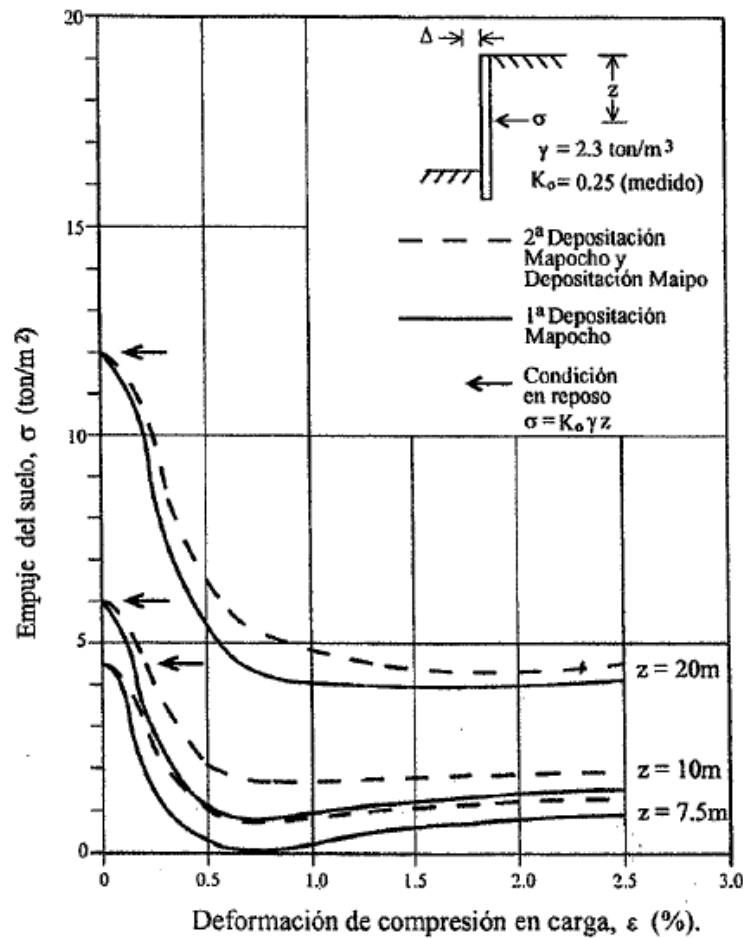


Figura 2.12 Evolución del empuje sobre un elemento de contención, en función de la deformación, en la Grava de Santiago. Ortigosa (2001)

Sin embargo, el suelo detrás de una estructura de retención presenta un comportamiento de compresión en descarga y no en carga, por lo que la deformación del suelo corresponde a un valor ϵ_d dado por la relación dispuesta a continuación, donde el autor propone que el módulo de recarga es entre 3 a 5 veces el módulo de carga virgen.

$$\epsilon_d = (0,2 - 0,3)\epsilon \quad \text{Ec (2.3)}$$

$$\begin{aligned} \epsilon &= \text{Deformación de compresión en carga} \\ \epsilon_d &= \text{Deformación de compresión en descarga} \end{aligned}$$

Ortigosa propone que existe una relación entre la deformación ϵ_d y el desplazamiento normalizado $\Delta/H[\cdot]$ de la pila de entibación, a través de la relación:

$$\frac{\Delta}{H} = 0,25 * \epsilon_d \quad \text{Ec (2.4)}$$

Donde Δ [m] es el desplazamiento máximo que presenta la pila de entibación, usualmente en la corona de esta, y H [m] la altura de la pila.

La expresión entonces queda:

$$\frac{\Delta}{H} = (0,05 - 0,075) * \epsilon \quad \text{Ec (2.5)}$$

Por lo tanto, como la condición activa o de mínimo empuje se alcanza para $\epsilon = 0.6\%$ a profundidades inferiores a 10 m y para 0.8% a profundidades superiores a 10 m. Se desprende que el desplazamiento normalizado de la entibación para trabajar con empuje activo en la Grava de Santiago está dado por:

$$Z < 10 [m] \quad \left(\frac{\Delta}{H}\right)_{\text{activo}} = 3 \cdot 10^{-4} - 4,5 \cdot 10^{-4} \quad \text{Ec (2.6)}$$

$$Z > 10 [m] \quad \left(\frac{\Delta}{H}\right)_{\text{activo}} = 4 \cdot 10^{-4} - 6 \cdot 10^{-4} \approx 5 \cdot 10^{-4} \quad \text{Ec (2.7)}$$

2.6. PLAXIS 3D

PLAXIS 3D es un software de modelación basado en elementos finitos, pensado para la estimación y análisis de deformación, estabilidad y flujo en tópicos de ingeniería geotécnica. Las aplicaciones geotécnicas del programa requieren modelos constitutivos avanzados para la simulación del comportamiento no-lineal, tiempo dependiente y anisotrópico del suelo. Los proyectos de ingeniería geotécnica implican la modelación de la interacción entre el suelo y las estructuras aledañas. PLAXIS3D está equipado para lidiar con esta interacción desde varias perspectivas, ya sea dinámica o estática. Dentro de ellas destacan:

- Input gráfico y geométrico del proyecto
- Diseño estructural (EUROCODE o LRFD)
- Sondajes
- Mesh automático con refinamiento en puntos de interés
- Interfaz suelo-estructura
- Placas, Vigas, Anclajes y Geogrids
- Modelo de esfuerzos Mohr-Coloumb
- Hardening Soil Model
- Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness
- Ensayos de Laboratorio
- Construcción por etapas
- Análisis de Consolidación
- Trayectoria de Esfuerzos

2.6.1. Modelo Constitutivo Hardening Soil Model

El comportamiento del suelo es no-lineal cuando es sometido a cambios en el nivel de esfuerzos y de deformación. En realidad, la rigidez del suelo es un parámetro que depende al menos del estado tensional, la trayectoria de esfuerzos y el nivel de deformación. Los modelos de materiales basados en el modelo de 'Mohr-Coloumb', no predicen con la misma precisión las deformaciones, ya que este modelo está más bien pensado para un análisis de esfuerzo, considerando un comportamiento elástico-plástico perfecto, más que para la predicción de deformaciones. Por ello, es que en este estudio se utiliza el modelo 'Hardening Soil', que incluye el comportamiento hiperbólico de deformaciones y los cambios en el Módulo de Deformación producto del nivel de deformaciones y tensiones.

Cuando una probeta de suelo se somete a una tensión desviadora, el suelo muestra un decrecimiento de rigidez y simultáneamente se desarrollan deformaciones plásticas irreversibles. En el caso especial de un ensayo triaxial drenado, la relación observada entre la deformación axial y la tensión desviadora puede ser bastante aproximada a una hipérbola. Esta relación fue formulada en primer lugar por Kondner (1963) [12] y usada posteriormente en el modelo de Duncan & Chang (1970) [13].

El modelo Hardening-Soil supera a este primer modelo hiperbólico en tres aspectos: por usar la teoría de la plasticidad en vez de la teoría de la elasticidad, por incluir la dilatancia del suelo y por introducir un yield cap (índice de vacío limitado).

La idea básica para la formulación del modelo Hardening-Soil es la relación hiperbólica entre la deformación axial ϵ_1 y la tensión desviadora q , que se muestra en la Figura 2.13. En los ensayos triaxiales consolidados drenados esta relación puede ser descrita mediante la siguiente expresión

$$-\epsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{\left(1 - \frac{q}{q_a}\right)}, \quad q < q_f \quad \text{Ec (2.8)}$$

Donde q_a es el valor asintótico del esfuerzo de corte, y E_i es el módulo de deformación inicial. E_i está relacionado con E_{50} por:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad \text{Ec (2.9)}$$

La expresión para determinar la tensión desviadora de rotura q_f se deriva del criterio de rotura de Mohr-Coulomb, que implica los valores de resistencia de c' y ϕ' , mientras que q_a es una fracción de q_f , tal como se muestra en las siguientes expresiones

$$q_f = (c * \cot(\phi) - \sigma'_3) * \frac{2 * \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)}, \quad q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad \text{Ec (2.10)}$$

Cuando $q = q_f$, el criterio de rotura se satisface y ocurre la plasticidad perfecta de acuerdo con el criterio de Mohr-Coulomb. Por tanto, el "Failure Ratio" R_f debe ser menor a 1. Usualmente se usa $R_f = 0.9$

deviatoric stress

$$|\sigma_1 - \sigma_3|$$

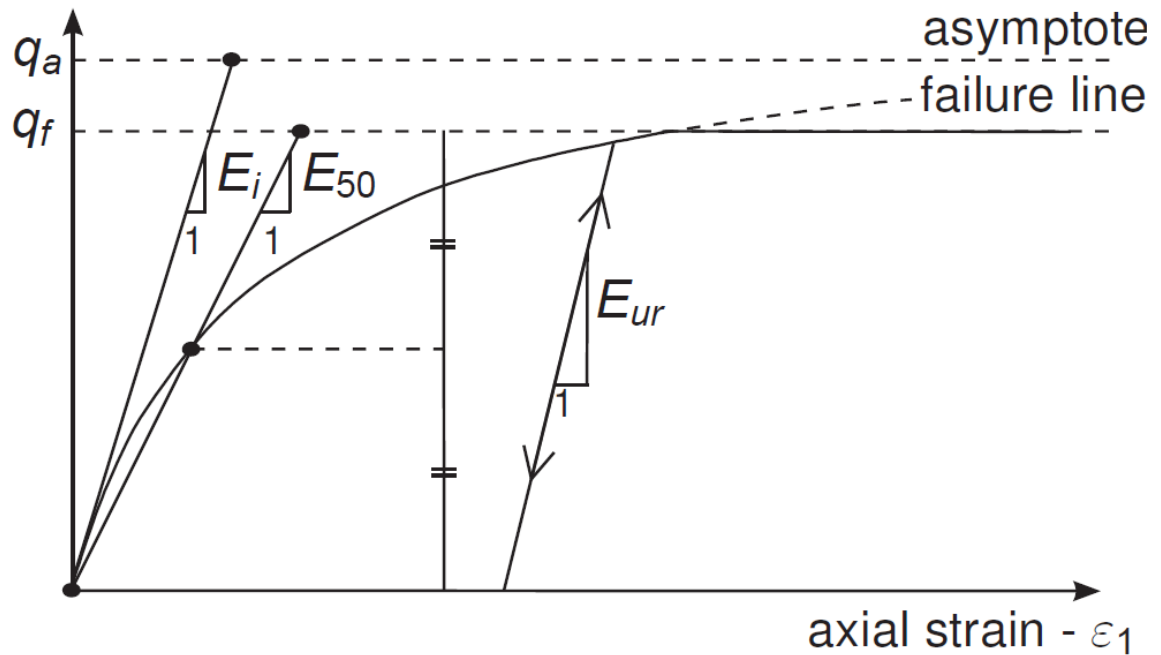


Figura 2.13 Relación hiperbólica esfuerzo-deformación en carga primaria para un triaxial drenado estándar (Schanz, 1999) [14]

Como se ve en la Figura 2.13. El parámetro E_{50} es el módulo de deformación dependiente de la tensión de confinamiento dado por:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c * \cos(\phi) - \sigma_3' * \sin(\phi)}{c * \cos(\phi) + p^{ref} * \sin(\phi)} \right)^m \quad \text{Ec (2.11)}$$

Donde E_{50}^{ref} es el módulo de deformación secante determinado a partir de un ensayo triaxial, para un 50% de la carga máxima de corte q_f a un confinamiento de referencia de p^{ref} , usualmente 100 [kPa]. σ_3' es negativo para compresión. La dependencia del estado tensional está determinada por m . Para suelos granulares, usualmente se utiliza $m=0.5$.

Para las trayectorias de recarga y descarga, se utiliza otro módulo de deformación, debido a que el suelo muestra experimentalmente otro comportamiento una vez se ha sometido a carga. El Módulo de recarga y descarga se calcula a partir del módulo de deformación E_{ur} :

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c * \cos(\phi) - \sigma'_3 * \sin(\phi)}{c * \cos(\phi) + p^{ref} * \sin(\phi)} \right)^m \quad \text{Ec (2.12)}$$

Donde E_{ur}^{ref} es el Módulo de deformación de recarga y descarga al confinamiento de referencia p^{ref} . En general se considera que $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$, aunque se ha evidenciado que en la grava de Santiago este parámetro es mayor (Acápite 2.4).

Como se indicó anteriormente, se asume que $q < q_f$, así también, que los esfuerzos de compresión y asentamientos son negativos. Para incluir las deformaciones plásticas, se considera la función o curva de trayectoria:

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad \text{Ec (2.13)}$$

Donde \bar{f} es función de los esfuerzos y γ^p es función de las deformaciones plasticas

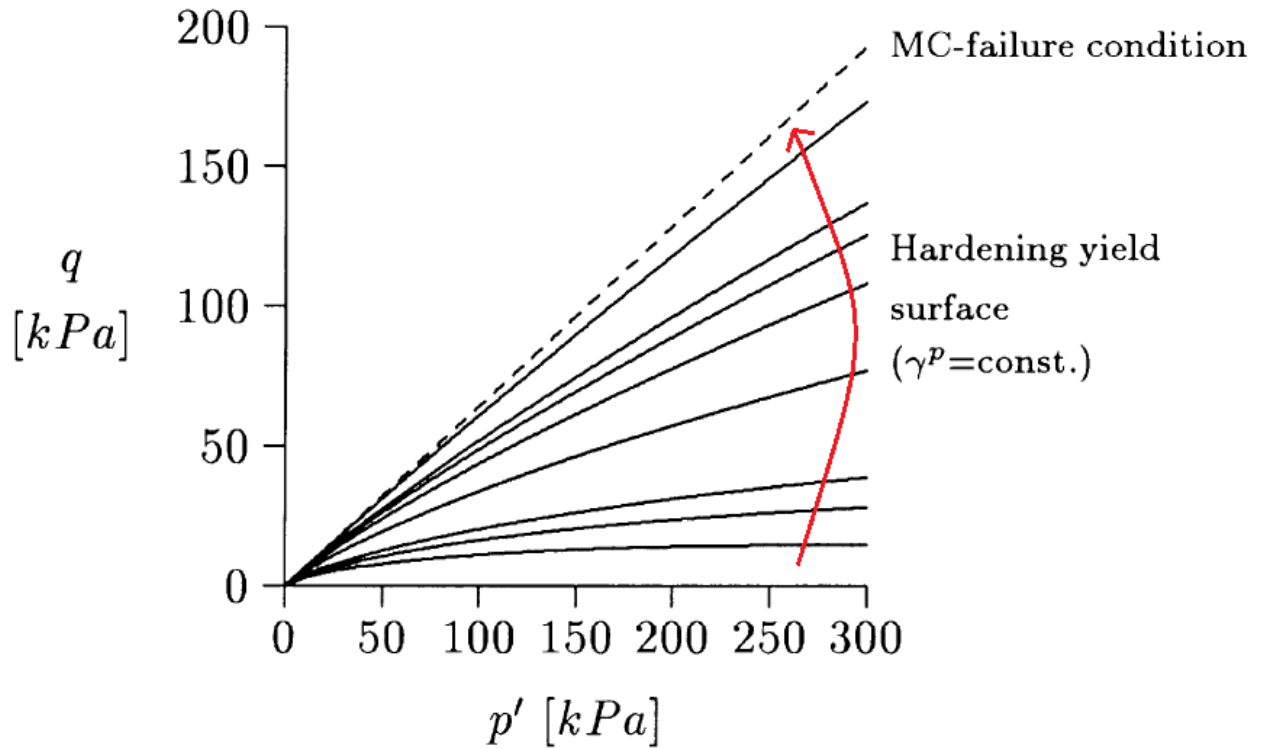
$$\bar{f} = \frac{2}{E_i} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad \text{Ec (2.14)}$$

$$\gamma^p = -(2\epsilon_1^p - \epsilon_v^p) \approx -2\epsilon_1^p \quad \text{Ec (2.15)}$$

Para demostrar que la función f calza en la ley hiperbólica, si uno considera un estado de carga virgen, es decir con $f = 0, \bar{f} = \gamma^p$ de donde se obtiene que:

$$\epsilon_1^p \approx \frac{\bar{f}}{2} = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{q}{E_{ur}}$$

Como se puede ver en la Figura 2.14, para un valor constante de γ^p , la condición $f = 0$ (*carga virgen*), puede ser visualizada en el plano $p' - q$ como un movimiento de la curva de plasticidad perfecta. Por tanto, el parámetro γ^p está asociado a la fricción movilizada.(Reference Manual, PLAXIS 3D) [15]



$$\gamma^p := \varepsilon_1^p - \varepsilon_2^p - \varepsilon_3^p = 2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p \approx 2\varepsilon_1^p$$

Figura 2.14 Movimiento de la LEU en un modelo 'Hardening Soil' (Schanz, 1999)

Un último parámetro dentro del modelo Hardening-Soil es el coeficiente de presión lateral de tierra K_0 , cuyo valor depende del estado tensional del suelo.

Recapitulando, el modelo Hardening-Soil implica un total de 11 parámetros que quedan sintetizados y agrupados en la siguiente tabla.

**Tabla 2.2 Resumen de parámetros para modelo 'Hardening Soil'. Traducción
(Material Models Manual. PLAXIS) [16]**

Resistencia	c	Cohesión		[kPa]
	ϕ	Ángulo de fricción interna		[°]
	ψ	Ángulo de dilatación		[°]
Rigidez	E_{50}^{ref}	Rigidez secante en ensayos triaxiales		[kPa]
	E_{oed}^{ref}	Rigidez tangente en cargas edométricas		[kPa]
	m	Potencia de la dependencia tensional de la rigidez		-
Avanzados	E_{ur}^{ref}	Rigidez en descarga-recarga	(por defecto $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$)	[kPa]
	ν_{ur}	Coefficiente de Poisson en descarga-recarga	(por defecto $\nu_{ur} = 0,2$)	-
	σ'_{ref}	Tensión de referencia para las rigideces	(por defecto $\sigma'_{ref} = 100$)	[kPa]
	K_0^{nc}	Coefficiente de presión lateral de tierras	(por defecto $K_0^{nc} = 1 - \text{sen}\phi$)	-
	R_f	Relación entre q_f y q_a	(por defecto $R_f = 0,9$)	-

2.7. Modelo Constitutivo de la Grava de Santiago en HSM

Bard (2004) [17], propone los parámetros de la Grava de Santiago para el modelo HSM para un análisis dinámico de túneles, y ajustado a las leyes constitutivas propuestas por Poblete (1982) [18]. Además, presenta un cambio en el parámetro K_0 propuesto por Kort (1979) [1] de 0.25 a 0.8. Estos parámetros se presentan en la Tabla 2.3 y su ajuste se presenta en la Figura 2.15

Tabla 2.3 Propiedades de los materiales dados por Bard (2004), para modelo en PLAXIS

Propiedad	Unidad	Relleno	Gravas 2ª Depositación Mapocho	Gravas 1ª Depositación Mapocho
γ_t	(tf/m ³)	1.8	2.3	2.3
c	(tf/m ³)	1.5	2.5	3.5
ϕ	(°)	28	45	45
E_{50}^{ref}	(tf/m ³)	1700	10000	15000
E_{ur}^{ref}	(tf/m ³)	5100	30000	45000
ν		0.20	0.20	0.20
n		0.10	0.57	0.57
ρ^{ref}	(tf/m ³)	10	10	10
R_f		0.90	0.90	0.90
k_o		0.53	0.80	0.80

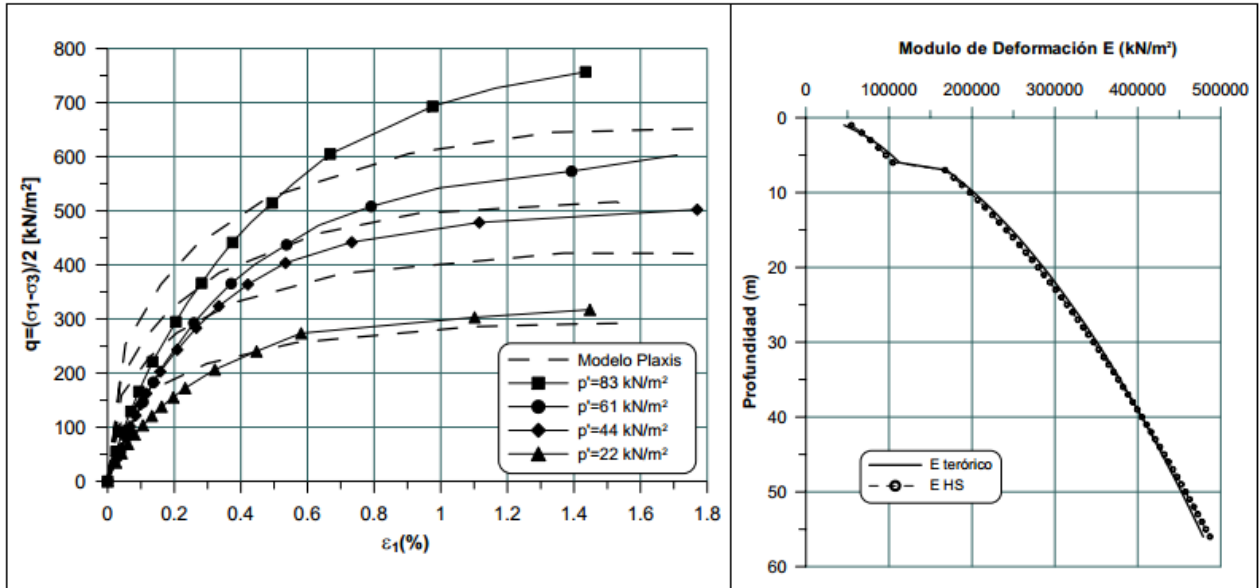


Figura 2.15 (a) Comparación entre resultados triaxiales in situ en gravas de Santiago y resultados de la simulación mediante elementos finitos. (b) Comparación entre el módulo de deformación clásico y E_{50} en profundidad (Bard, 2004)

Es importante destacar que, dado los datos de la instrumentación actual, y los resultados de Medina (2002), es claro destacar que el módulo de recarga en la grava de Santiago es mayor a $3E_{50}$ como propone Bard (2004) y Ortigosa(2001) en sus estudios. Por este motivo, Rozic(2012) [19], Propone un cambio en el módulo de recarga para su modelo 'Hardening Soil' de la grava de Santiago, donde utiliza $K_0 = 0.8$ y $E_{ur} = [7 - 15]E_{50}$. En la Tabla 2.4 se muestra un resumen de los modelos de Rozic (2012).

Tabla 2.4 Resumen de los modelos de Rozic (2012)

Modelo	C	phi	Módulo deformación	
			E recarga	E(σ_3)
1	3,75	45	no	no
2	3,75	45	$E_r=7E_c$	si
3	2,1	53	$E_r=7E_c$	si
4	3,75	45	no	si
5	3,75	45	$E_r=15E_c$	si
6	3,75	45	$E_r=7E_c$	si
7	3,75	45	$E_r=7E_c$	si
8	3,75	45	$E_r=7E_c$	si

Los resultados de los modelos de Rozic (2012) se muestran en el capítulo 5, donde se comparan con los resultados de la calibración de los parámetros propuestos en esta memoria.

2.8. Diseño de Entibaciones en la Grava de Santiago

Las bases de diseño que se presentan a continuación fueron las utilizadas en los proyectos instrumentados, así como las utilizadas para el diseño de las pilas dispuestas en las soluciones esquina. Estas bases de diseño son homólogas a las normas alemanas, europeas y estadounidenses que han presentado buenos resultados en cuanto al diseño de proyectos geotécnicos en Chile.

Las Normas DIN (Deutsches Institut für Normung) utilizadas son:

- DIN 1054:2010-12 Subsoil - Verification of the safety of earthworks and foundations
- DIN 4084:2009-01 Soil - Calculation of embankment failure and overall stability of retaining structures
- DIN 4125 - Ground anchorages – Design, construction and testing
- DIN EN 1537:2014-07 Execution of special geotechnical works - Ground anchors; German version EN 1537:2013

Las recomendaciones de diseño utilizadas son:

- EAB, “Recommendations on Excavations”, 2nd Ed., German Geotechnical Society, DGGT, 2008.
- EAU 2012, “Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways”.
- Geotechnical Engineering Handbook, Volume 3: Elements and Structures; Ernst and Sohn (A Wiley Company); Berlin, 2003

Las Normas Estadounidenses utilizadas son:

- ACI 318-08: Código de diseño de Hormigón Armado
- ANSI/AISC 360-10. Editado por la American Institute of Steel Construction (AISC)

Las Normas Chilenas utilizadas son:

- NCh 3206.Of2010 “Geotecnia – Excavaciones, entibaciones y socalzados – Requisitos”, Norma Chilena Oficial, Instituto Nacional de Normalización.
- NCh 433 Of. 1996 Mod. 2009 + DS 61/2011 “Diseño Sísmico de Edificios”, Norma Chilena Oficial, Instituto Nacional de Normalización.

2.8.1. Coeficiente Sísmico de Diseño

Para el análisis de diseño sísmico de las entibaciones se definirán empujes sísmicos determinados según las expresiones que se derivan de métodos de equilibrio límite de cuñas aplicando un coeficiente sísmico horizontal.

El coeficiente sísmico horizontal se adoptará según lo dispuesto en el ANEXO A de la norma NCh 3206.Of2010 “Geotecnia – Excavaciones, entibaciones y socalzados – Requisitos” y según la aceleración efectiva de la zonificación sísmica correspondiente.

Considerando que la totalidad de las obras se encuentran en la zona sísmica 2 de la Región Metropolitana, y admitiendo un desplazamiento sísmico máximo de 10 mm, el coeficiente sísmico a utilizar es el siguiente:

$$K_h = 0.279 \alpha$$

Donde α toma el valor de 0.65 para el caso de gravas densas, 0.73 para arenas densas y suelos finos con $q_u \geq 150$ kPa, y 0.82 para el resto de los suelos excepto suelos finos con $q_u \leq 50$ kPa. De esta forma, los coeficientes sísmicos horizontales a adoptar son los indicados en la Tabla 2.4

Tabla 2.5 Coeficiente Sísmico para distintos tipos de Suelo en la Zona Sísmica 2.

Tipo de suelo	K_h
Gravas densas	0.181
Arenas densas y suelos finos con $q_u \geq 150$ kPa	0.204
Resto de suelos excepto suelos finos con $q_u \leq 50$ kPa	0.229

2.8.2. Sistema de Entibación

La entibación se hará mediante arriostramientos laterales mediante sistemas de anclaje al terreno, como se ve en la Figura 2.16.

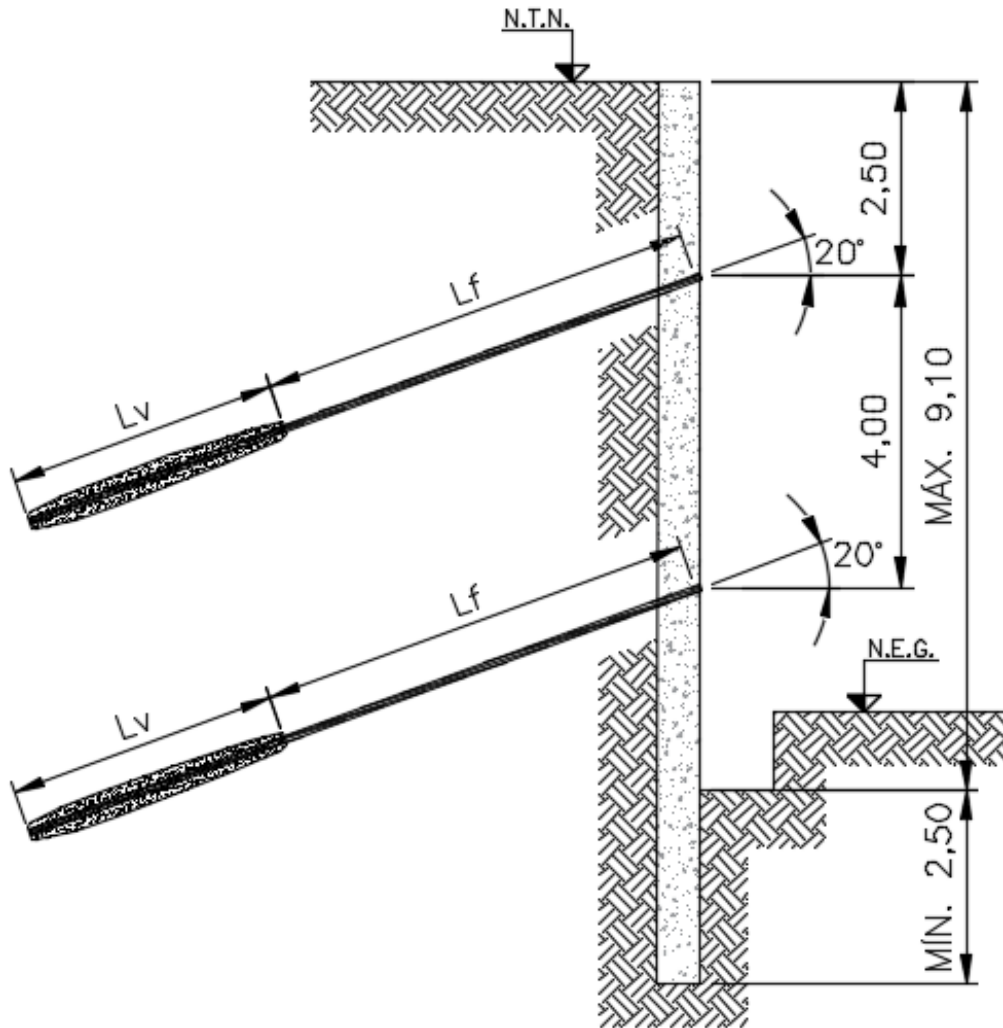


Figura 2.16 Corte de una entibación estándar con dos niveles de anclaje. Elab Propia

2.8.3. Espaciamiento máximo en sistemas de Pilotes o Pilas Discontinuas

Para el diseño de sistemas de entibación basados pantallas discontinuas tipo pilas o pilotes se deberá indicar el espaciamiento máximo recomendado para el diseño, según criterios y análisis de la estabilidad local del suelo libre entre los elementos de pantalla.

Los análisis de la falla local entre pilotes o pilas y del efecto de arco han sido tema de numerosas investigaciones en nuestro país en donde se ha destacado la complejidad del análisis debido a que intervienen múltiples variables, como la resistencia cohesiva, los efectos de temporalidad por las etapas constructivas, cambio de rigidez del suelo por cargas y descargas, influencia de presiones de confinamiento e influencia de la deformación.

A grandes rasgos, el espaciamiento entre pilas debe ser el suficiente para mantener estable la cuña de falla local tubular que se forma entre pilas (Figura 2.17).

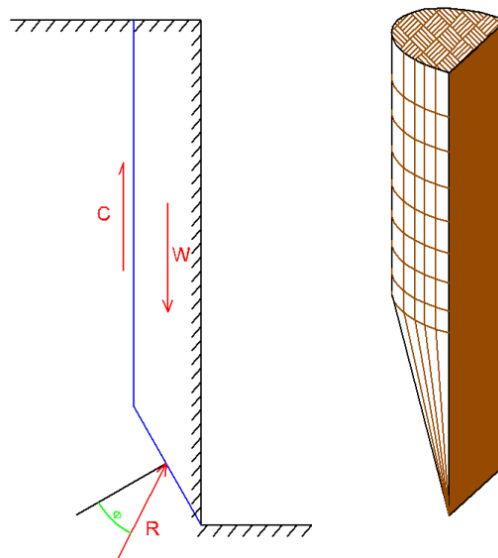


Figura 2.17 Esquema de falla local entre pilas y su análisis de fuerza.

Según análisis y experiencias previas de SUBT SpA, se establece que en donde exista una cohesión mayor a 10 kN/m^2 se podrá utilizar el sistema de pilas discontinuas con una separación no mayor a 3m entre los centros de las pilas. Este criterio está respaldado por el estudio de Rocha y Collarte (2011) [20], que establece una separación máxima de 3 [m] para un suelo granular con $\phi = 40^\circ$ y $C = 8 \text{ kN/m}^2$, con un F.S.=1.3 .

De cualquier forma, se debe proteger con un riego de lechada de cemento para evitar que el suelo pierda humedad y se altere cualquier efecto de cohesión aparente.

2.8.4. Sobrecargas de Diseño

Para el diseño se utilizarán las sobrecargas de diseño establecidas en la norma NCh 3206.Of2010 según se detalla a continuación:

- Sobrecarga vertical mínima de diseño de 12 kN/m².
- Sobrecarga mínima de 11 kN/m² por cada piso de una estructura existente en la propiedad vecina. (por ejemplo, edificio de 4 pisos se diseñará según una sobrecarga de 44 kN/m²).

En el caso de sismo, se adiciona el efecto del corte basal multiplicando a las cargas verticales distribuidas por el respectivo coeficiente sísmico aplicado al diseño. Así se tienen entonces no sólo cargas verticales distribuidas sino horizontales distribuidas, que reflejan el efecto del corte basal producto de la acción sísmica sobre la estructura cercana.

2.8.5. Empujes de Diseño

Para cada sitio en particular se definirán los empujes aplicables al diseño de las entibaciones. En particular se definirán los siguientes tipos de empujes:

- Empujes activos estáticos.
- Empujes en condición de reposo
- Empujes pasivos para la verificación de la resistencia del empotramiento
- Empujes sísmicos

A partir de lo anterior se entregarán recomendaciones para la definición de los siguientes empujes de diseño:

- Empujes para el diseño estático y el control de deformaciones.
- Empujes para el diseño sísmico

Los empujes se basarán en los coeficientes de empujes recomendados por la norma DIN 4085 y la EAB 2006.

Adicional a la definición de empujes, se deberá tener en consideración que la distribución de empujes clásica triangular sólo ocurre para el empuje de suelo que se desarrolla en un muro con posibilidades de giro en su base. En el caso de entibaciones con elementos de arriostre, como pilas ancladas o apuntaladas, los arriostres actúan como soportes que impiden la rotación respecto a la base. Como resultado de esto, las presiones del suelo se redistribuyen según la posición de los soportes dados por los anclajes y por el empotramiento de la pila.

La norma DIN 4085 provee una guía para la aplicación de distribuciones para varios tipos de movimientos de muro. Por otra parte, la EAU 2012 y la EAB 2008 entregan información respecto a las redistribuciones para excavaciones con sistemas anclados. De manera simplificada, la norma NCh 3206 recomienda el uso de una redistribución rectangular. En definitiva, por simplicidad se recomienda considerar para el cálculo de entibaciones una redistribución del tipo rectangular según lo indicado por la norma chilena.

2.8.6. Resistencia Pasiva del suelo en el empotramiento de las pantallas

La resistencia pasiva del terreno para soportar las cargas que inducirá el empotramiento se obtendrá según la aplicación de los coeficientes de empuje pasivos recomendados por la EAB 2008 y los factores de seguridad **que se detallan en el acápite 2.8.8.**

En el caso de que se tenga una excavación a un nivel más profundo que el nivel de excavación de la pantalla (tipo berma, zanja o trinchera), y que esta se encuentre cercana al pie, interfiriendo con la cuña pasiva de rotura del terreno, se deberá evaluar sus efectos de manera de considerar en el diseño la merma en la resistencia que ejercerá el suelo en el empotramiento. Esto puede calcularse mediante el método de Culmann (Geotechnical Engineering Handbook Vol. 3 [21])

2.8.7. Metodología de Diseño

El diseño de las entibaciones se realizará utilizando una modelación estructural bidimensional que incorpore los empujes de diseño y las condiciones de apoyo que entreguen los arriostramientos laterales (puntales o anclajes) y el empotramiento de su base.

Los modelos podrán realizarse alternativamente según los siguientes métodos:

1. Modelo estructural aplicando un apoyo simple en el empotramiento
2. Modelo estructural aplicando un empotramiento completo según la metodología de viga equivalente (Método de Blum (1931) [22]).
3. Modelo estructural aplicando un empotramiento parcial, según método de Blum o según la aplicación de un módulo elástico de reacción.

Los modelos deberán incorporar las propiedades geométricas correspondientes a la sección de diseño, así como las propiedades de rigidez correspondientes a los materiales considerados para la pantalla.

Los empujes de diseño deberán ser aplicados sobre cada elemento en consideración del ancho tributario de pantalla que soportan.

En la Figura 2.18 se presentan esquemáticamente los modelos alternativos de diseño.

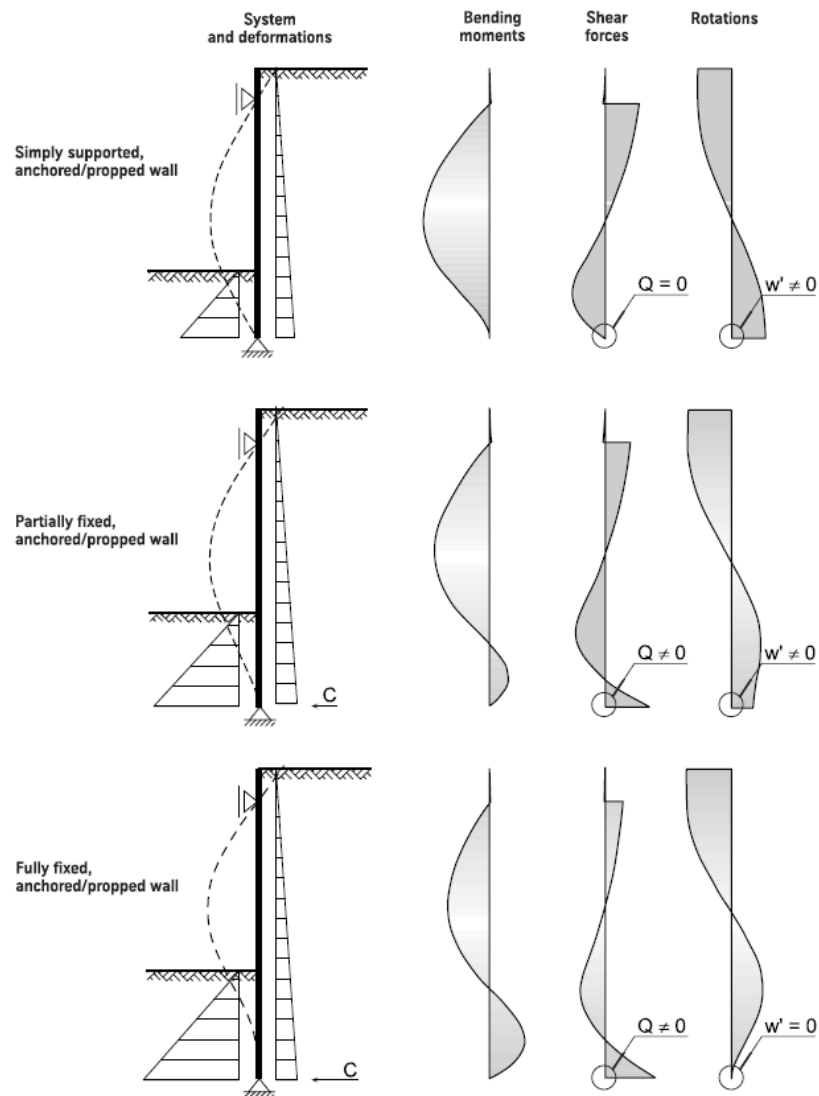


Figura 2.18 Modelos esquemáticos para el diseño de pilas y su configuración deformada. (Blum, 1931)

2.8.8. Factores de Seguridad asociados al diseño

Los diseños de la entibación deberán considerar Factores de seguridad en términos globales para las verificaciones específicas de la entibación.

Los siguientes Factores de Seguridad deberán ser utilizados en el diseño:

- Factores de Seguridad a la resistencia aportada por el empuje pasivo del suelo (FS=2.5 para casos estáticos y FS =2.0 para casos sísmicos) (EAB 2006).
- Factores de Seguridad al Hormigón armado según método de diseño definido por ACI-318.
- Factores de Seguridad al acero estructural según método de diseño definido por ANSI/AISC 360-10.
- Factores de Seguridad a los anclajes postensado según lo indicado en acápite **2.8.9**.
- Factor de Seguridad a la falla por rotura de fondo en donde exista napa freática y flujo hidráulico (FS=1.1) (EAB 2006).

2.8.9. Diseño de Arriostramientos mediante Anclajes

En donde el diseño contemple arriostres mediante anclajes al terreno se deberá diseñar tanto el material como la longitud libre y la longitud de bulbo necesaria para satisfacer la estabilidad y la resistencia de los mismos elementos. Será necesario evaluar si los espacios disponibles, ya sea por presencia de estructuras subterráneas o por permisos de uso de terrenos vecinos, permiten el uso de esta solución. Es por ello que se recomienda verificar las longitudes de los anclajes al menos en donde se identifiquen posibles conflictos.

Para el diseño se deberá contar con las cargas determinadas mediante los modelos de diseño explicados en el acápite **2.8.7**.

Para determinar la carga axial en el anclaje se debe tomar en cuenta el ángulo de colocación de éste con respecto a la horizontal. Se recomienda que este ángulo se realice de 20° según la definición habitual en Chile.

Materiales para la conformación de los anclajes

Los anclajes postensados deberán ser proyectados con cables de acero de alta resistencia y baja relajación, de 15.2 mm (0,6") de diámetro, diseñados con una carga mínima de fluencia de 235 kN (ASTM A 416 Grado 270) o bien, con pernos de anclaje de al menos 140 [mm²] de área y de acero estructural con una tensión mínima de fluencia de $\sigma_y = 420$ [MPa] y de tensión mínima de rotura de $\sigma_r = 500$ [MPa].

El coeficiente de seguridad se aplicará como el cociente entre la resistencia a la fluencia del material y la carga de servicio (tensado). Para el diseño de los anclajes se adoptarán los siguientes Factores de Seguridad mínimos al material:

FS = 1.50	Estado de carga de diseño estático o sísmico para entibación temporal
FS = 1.75	Estado de carga de diseño estático o sísmico para entibación permanente

El coeficiente de seguridad anterior se aplica a la resistencia a la fluencia definido según la capacidad del acero de los cables que componen el anclaje para una deformación del 0,2%.

Las lechadas de inyección deberán ser controladas y se deberá utilizar una relación de a/c que se encuentre entre 0.40 y 0.45.

Diseño de la Longitud de bulbo (Lv)

La longitud del bulbo resistente del anclaje podrá ser estimada a partir de la fricción unitaria bulbo-suelo que se obtenga de ábacos de diseño aplicando un coeficiente de seguridad mínimo igual a F.S.= 1.75.

Los factores que controlan la capacidad del bulbo de anclaje son los siguientes:

- Diámetro de perforación.
- Características mecánicas del suelo.
- Sistema de perforación.
- Metodología de inyección del anclaje.

El cálculo de la longitud de bulbo se realiza a partir de la carga de servicio necesaria, según la siguiente expresión:

$$N_{fadm} \leq \frac{1}{\eta_f} \cdot \pi \cdot \phi_b \cdot (L_v \cdot q_s)$$

Siendo:

N_{fadm} = Carga admisible por fricción del anclaje.

η_f = Coeficiente de seguridad para la fricción. Adoptado 1.75.

ϕ_b = Diámetro promedio del bulbo inyectado (según broca de perforación).

L_v = Longitud efectiva de bulbo.

q_s = Fricción unitaria última en el fuste del anclaje (contacto bulbo suelo).

Para la determinación del factor q_s de diseño se recomienda utilizar los ábacos indicados en la Figura 2.19 y 2.20 que entregan un valor según el tipo de suelo, tipo de inyección (IGU o IRS) y según el valor de SPT obtenido en la investigación geotécnica. Estos ábacos corresponden a los recomendados por Bustamante (1985) [23]

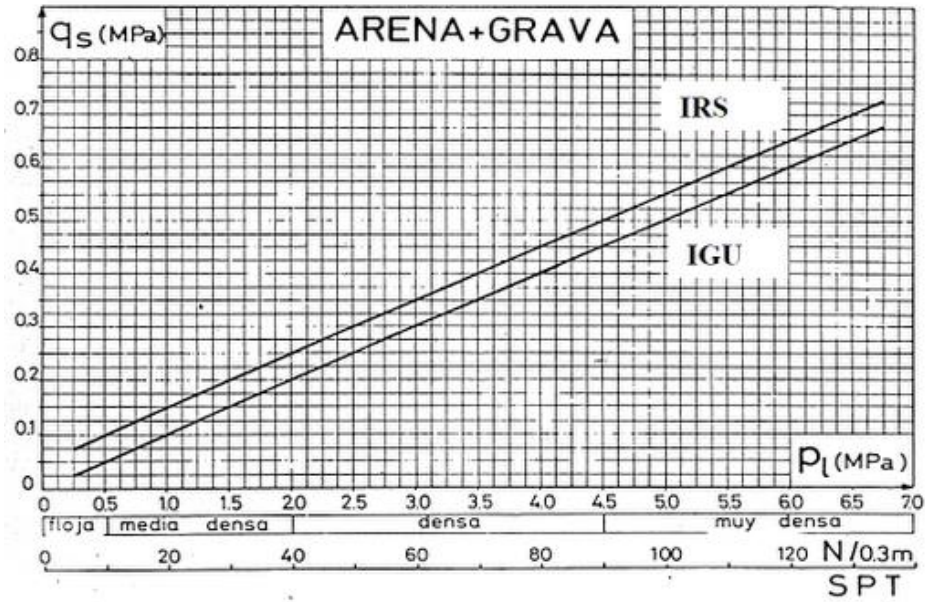


Figura 2.19 Abaco para la obtención de la fricción unitaria de bulbo en Suelos granulares (Bustamante, 1985)

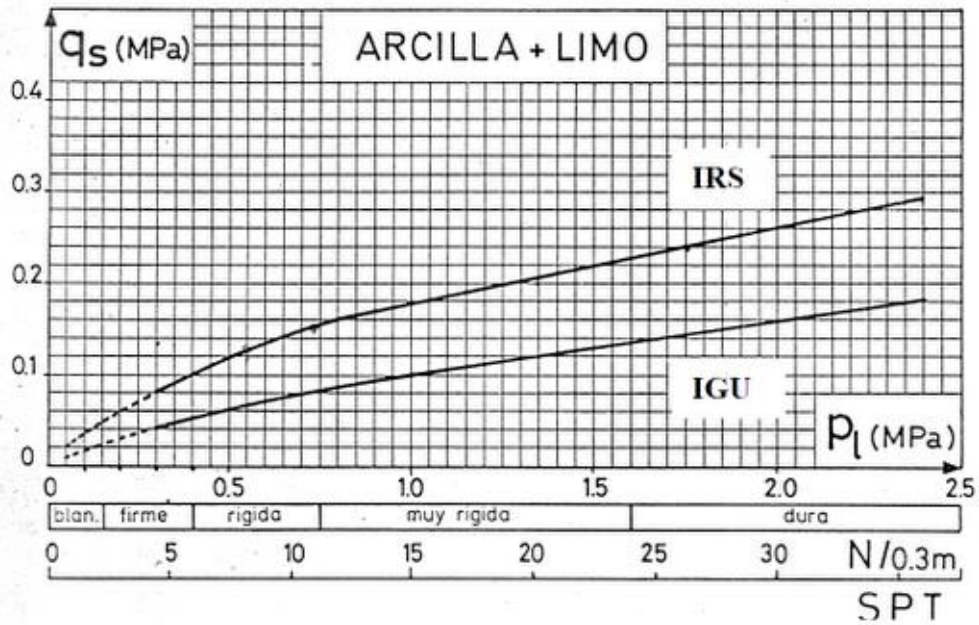


Figura 2.20 Abaco para la obtención de la fricción unitaria de bulbo en Suelos Finos (Bustamante, 1985)

Diseño de la Longitud Total de Anclaje

La longitud de anclajes se calcula según el método de Ranke-Ostermayer (Ranke, A., Ostermayer, H. 1968) [24] para muros con simples a múltiples líneas de anclajes. Según este método, se define la longitud necesaria hasta el centro del bulbo que garantiza la estabilidad de la entibación con un adecuado coeficiente de seguridad para el estado último analizado (falla más probable).

Previo a la definición de la longitud total se deberá haber estimado la longitud del bulbo.

El método de Ranke-Ostermayer consiste en la evaluación de la falla de la cuña representada en la Figura 2.21 según el polígono de fuerzas actuantes en el sistema.

En la Figura indicada, el Punto D está dado por el punto medio del bulbo efectivo del anclaje, mientras que el Punto F representa el punto donde se logra apoyo articulado de la entibación (lugar en donde la sollicitación de corte es igual a 0, ver Figura 2.21

El análisis se desarrolla aislando un cuerpo libre definido por el suelo justo detrás de la pantalla, el nivel de anclaje dado en la mitad del bulbo y una pared vertical en donde actúa un empuje activo equivalente que representa la rotura del suelo detrás de ella. Se evalúa el problema según el equilibrio de las fuerzas que actúan sobre el cuerpo libre cerrando el polígono de fuerzas según el conocimiento de la dirección de la reacción Q y la dirección de la fuerza del anclaje A_{mp} . De esta manera se resuelve qué magnitud máxima tiene A_{mp} para satisfacer el equilibrio.

El coeficiente de seguridad a la falla global se define como la relación:

$$\eta = \frac{A_{poss,k}}{A_{existente}}$$

Siendo:

$A_{existente}$ = la carga de servicio existente en el anclaje.

$A_{poss,k}$ = máxima componente de carga que puede aplicar el anclaje sobre la masa de suelo o carga del anclaje que produce la inestabilidad de la masa de suelo.

En general, las recomendaciones EAB y EAU prescriben un coeficiente de seguridad a la falla por la cuña profunda de:

$$\eta \geq 1,15; \text{ para el caso estático}$$

$$\eta \geq 1,10; \text{ para el caso sísmico}$$

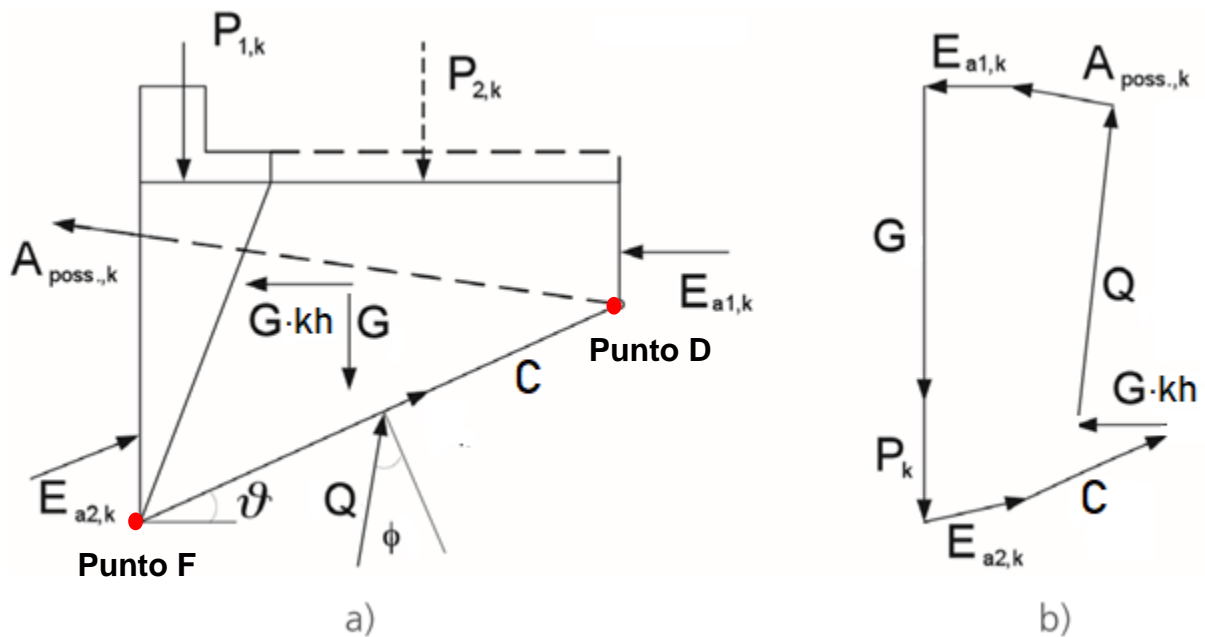


Figura 2.21 Falla de cuña profunda según método de Ranke-Ostermayer (EAB, 2008)

En donde:

$E_{a2,k}$: Empuje activo del lado del muro;

$E_{a1,k}$ Empuje activo del lado posterior;

G : peso propio de la masa = $V \times \gamma$;

$G \cdot kh$: fuerza de masa por la acción sísmica sobre el volumen achurado (siendo kh el coeficiente de aceleración sísmica horizontal);

- Q:** Reacción sobre la superficie de deslizamiento potencial (inclinada el ángulo ϕ de fricción interna respecto de la normal a la superficie de falla en el estado último);
- C:** Resistencia por la cohesión a lo largo de la superficie de falla;
- $A_{poss,k}$:** Fuerza máxima posible que puede aplicar el anclaje sobre la masa de suelo en el estado último;

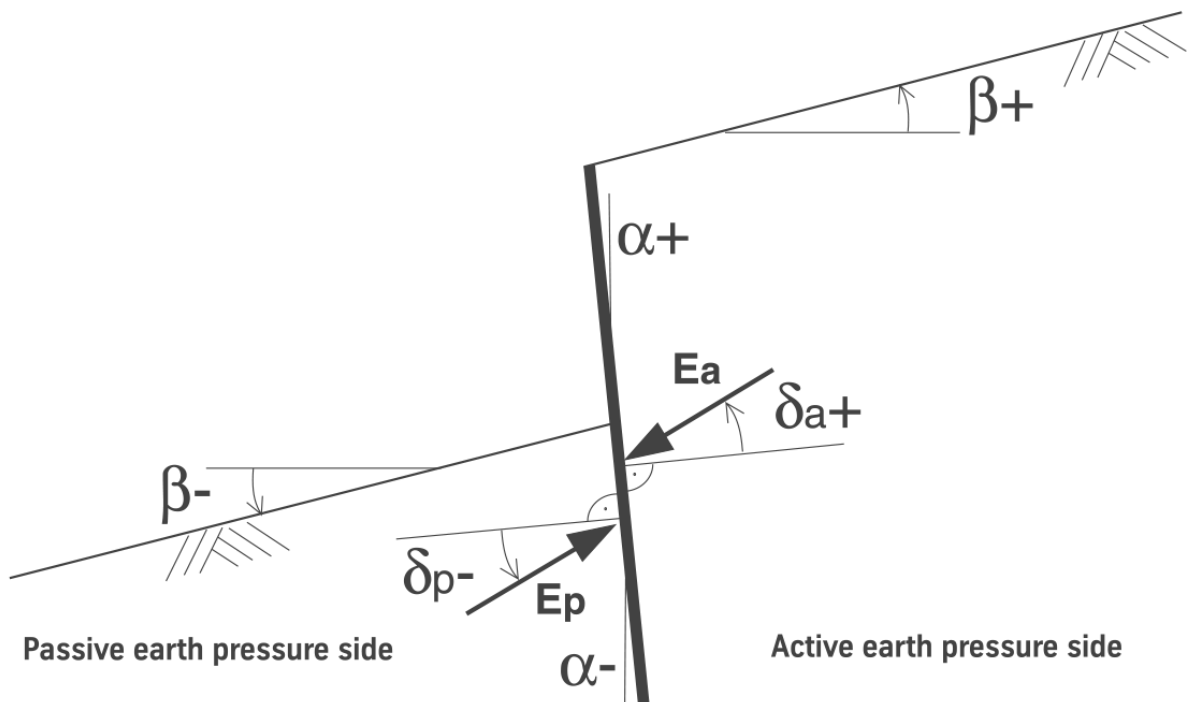
Tensado de los anclajes

En todos los casos el 100% de los anclajes estarán sujetos a la realización de una prueba de aceptación en la cual se verifica la calidad de la ejecución de los anclajes, se valida la resistencia del anclaje a una carga igual a 1,25 veces la carga de servicio y se verifican las pautas adoptadas en el diseño (Procedimiento de Tensado – Aceptación según DIN 4125). Siguiendo los mismos lineamientos de la norma adoptada se pondrá en carga el anclaje de manera de satisfacer la carga de tensado definida por el proyecto.

Es importante que el tensado se realice después de un tiempo que satisfaga el fragüe y la resistencia del bulbo inyectado.

3. Análisis de equilibrio de cuña de falla tridimensional en una esquina abierta en la grava de Santiago

Para hacer una estimación del empuje que recibe la esquina de una excavación, es necesario hacer un análisis de cuña de falla, similar a la cuña para el caso bidimensional. Como se vio anteriormente en la Figura 2.21 y en la Figura 3.1 existen una serie de parámetros que influyen en el cálculo de esta cuña de falla.



Definition of signs for earth pressure

Figura 3.1 Parámetros geométricos que influyen en la magnitud del Empuje Activo. (China-SteelPilling)

Existen pocos estudios de las singularidades provocadas por el efecto tridimensional en excavaciones, donde la mayoría estudia el efecto de una esquina convexa (esquina cerrada, que no da cara a la excavación), y no esquinas cóncavas, a las que se refiere esta memoria. Dentro de estos estudios, destaca el de Szpesházi, Mahler y Móczár (2016) [4] que investiga la problemática en cuestión.

Las principales conclusiones del trabajo de Szpesházi (2016) es que el problema de “esquina cóncava” no es un problema de empujes, si no que un problema de redistribución de momentos en las masas de suelo. Este estudio no considera dentro de sus alcances las deformaciones de la masa de suelo ya que considera un modelo Mohr-Coloumb, que por lo explicado en el acápite 2.6.1, carece de las propiedades para predecir con la precisión requerida las deformaciones de la masa de suelo.

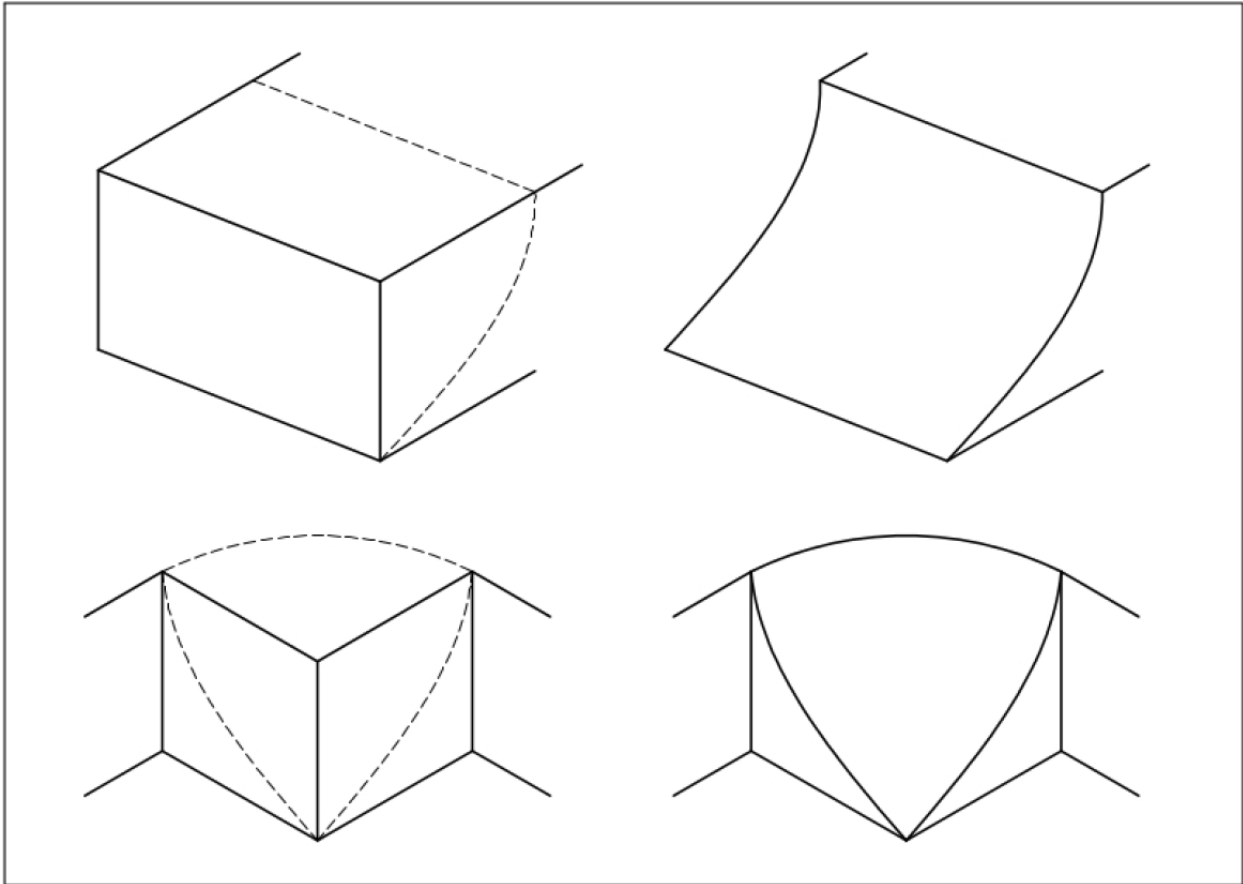


Figura 3.2 Comparación entre las superficies de falla en un arreglo 2D versus un arreglo 3D. Szpesházi (2016)

En base al método de Culmann (Figura 3.3) para la determinación empujes activos en una pantalla, se calcula el empuje para una pila con configuración tridimensional. Para ello se itera, aumentando el ángulo de falla tomado desde la base de la pila (a), formando así una cuña de falla (b). Finalmente, despejando E_a del polígono de fuerzas (c) es posible saber la magnitud del empuje activo sobre la pila de la esquina.

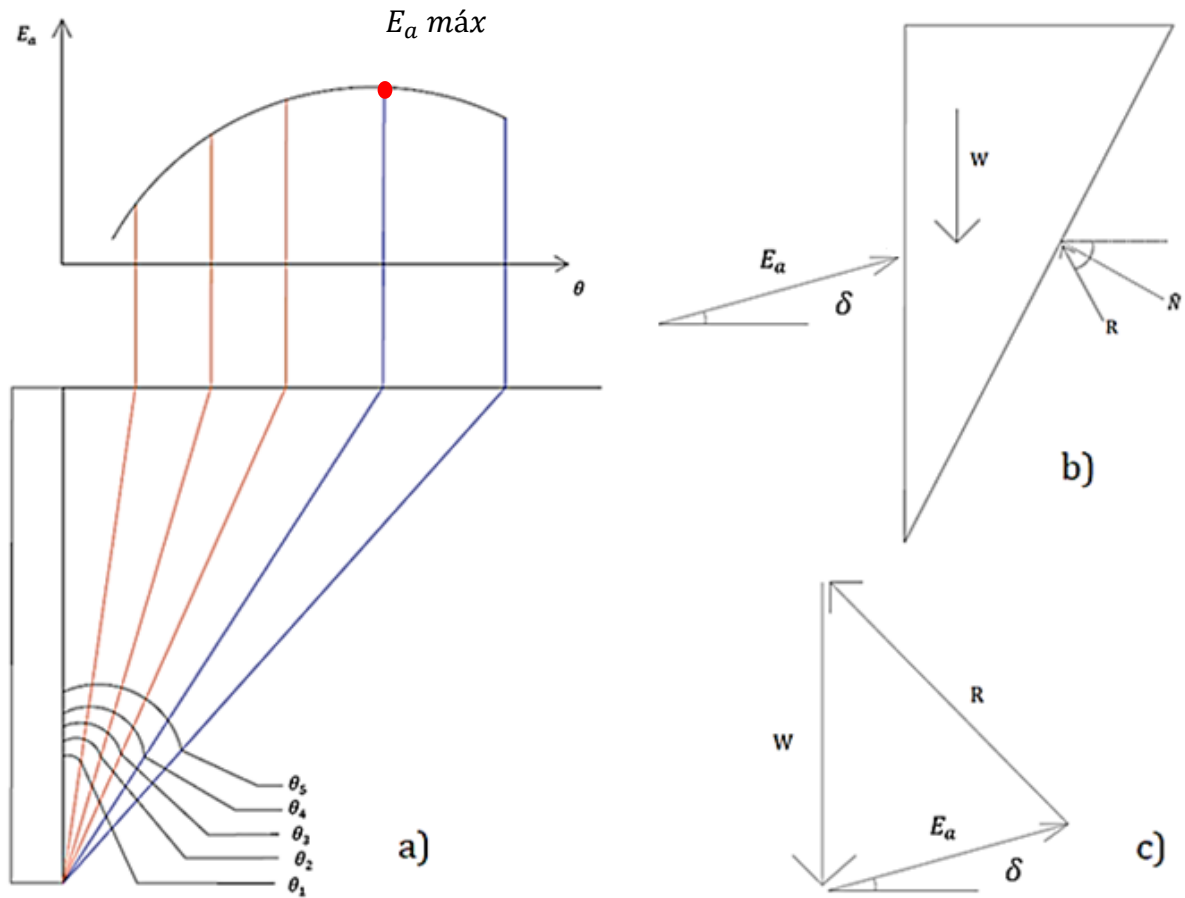


Figura 3.3 Esquema de determinación de Empuje Activo Máximo según el método de Culmann. a) Determinación de curva de empuje máximo b) Análisis de cuña de falla tras la entibación c) Equilibrio de fuerzas del sistema

δ

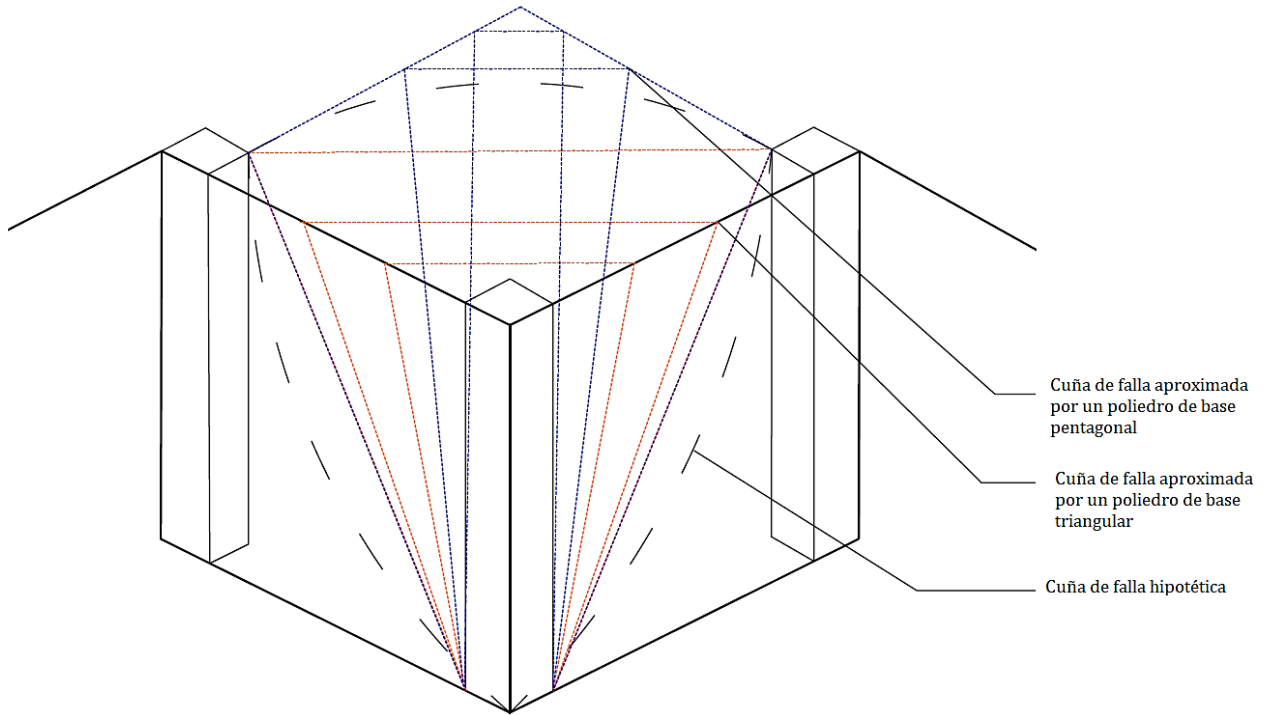


Figura 3.4 Esquema de la aproximación de la cuña de falla 3D.

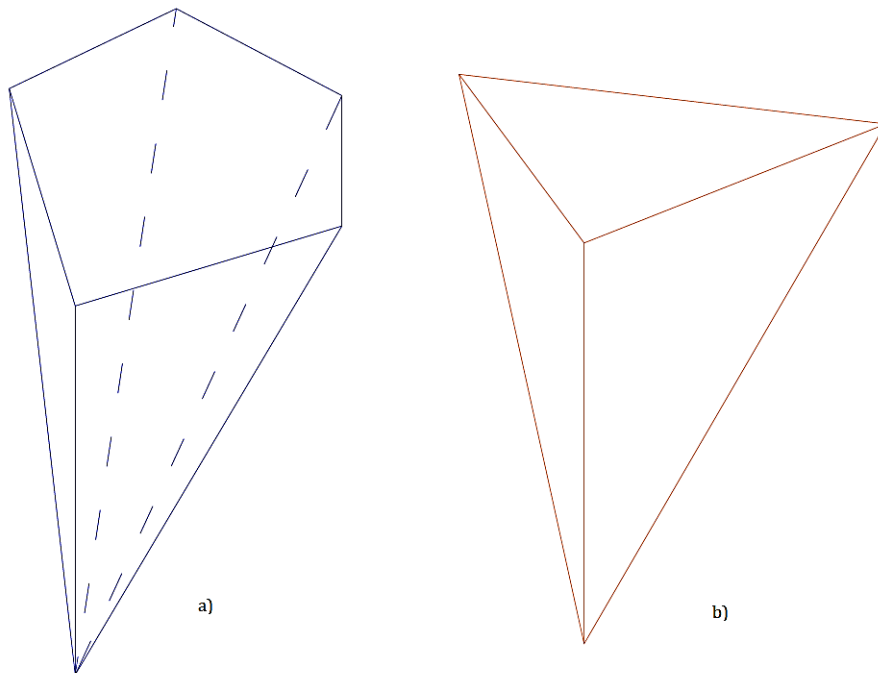


Figura 3.5 Poligonos considerados en las fallas expuestas en la Figura 2.16. a) Tipo de cuña pentagonal b) Tipo de cuña triangular

Para el caso tridimensional (Figura 3.4 y 3.5), se toma una cuña de falla delimitada inferiormente por una recta trazada desde la base de la pila hacia la superficie con un ángulo θ , en el punto donde esta recta se intersecta con la superficie. Antes de que la línea de falla pase por la recta trazada entre las dos pilas circundantes, la figura formada es un poliedro de caras triangulares (líneas naranjas). Para cierto ángulo esta configuración cambia y comienza a formarse un poliedro de base pentagonal, representado por las líneas azules. El caso límite es una pirámide de base cuadrada de ancho igual a la separación entre pilas. El cálculo se hizo para 1 y 2 subterráneos (4.5 [m] y 7.5 [m] de altura libre y 2[m] de altura empotrada), y para 2 separaciones (3 [m] y 3.5 [m]). Los resultados se presentan en las figuras a continuación.

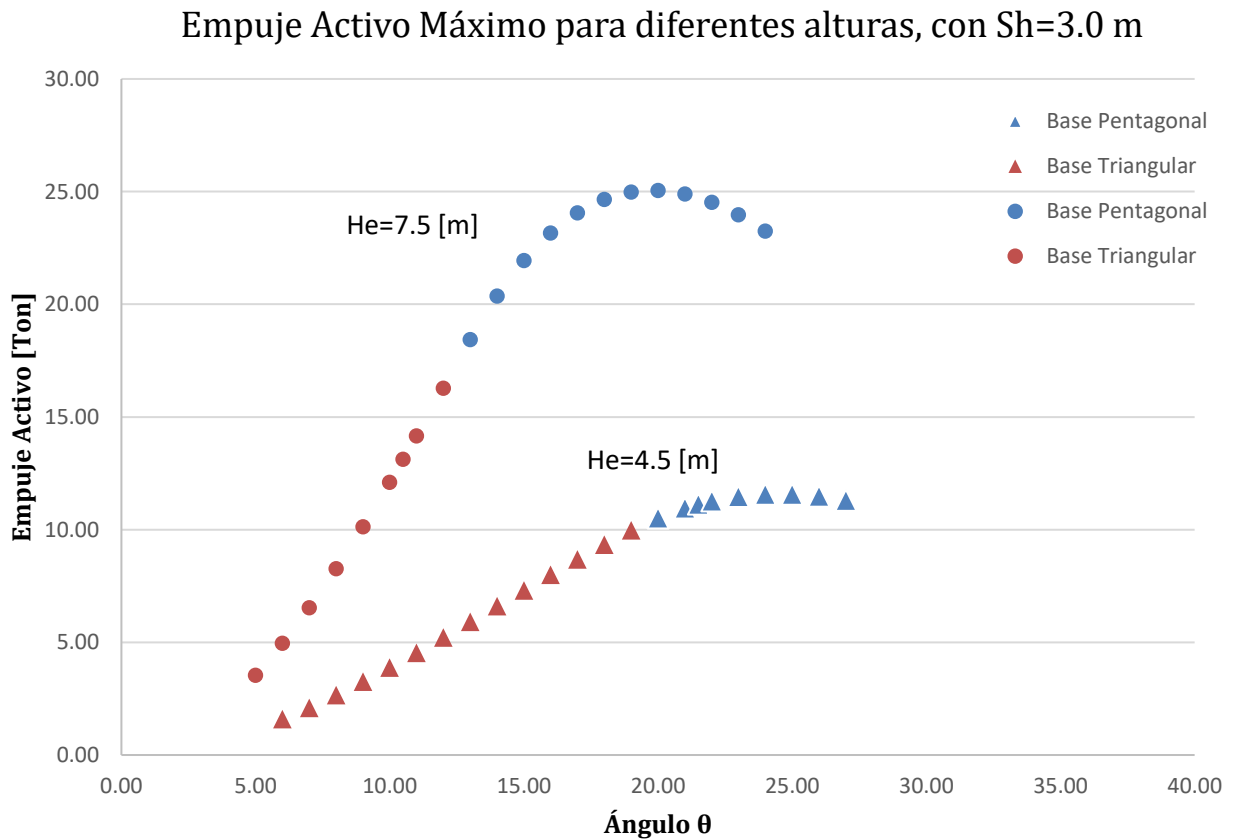


Figura 3.6 Gráfico de Empujes según el método de Culmann, para separación entre centro de las pilas, $Sh=3.0$ [m] , para alturas de excavación de 4.5 [m] y 7.5 [m] y 2[m] de empotramiento.

Empuje Activo Máximo para diferentes alturas, con Sh=3.5 m

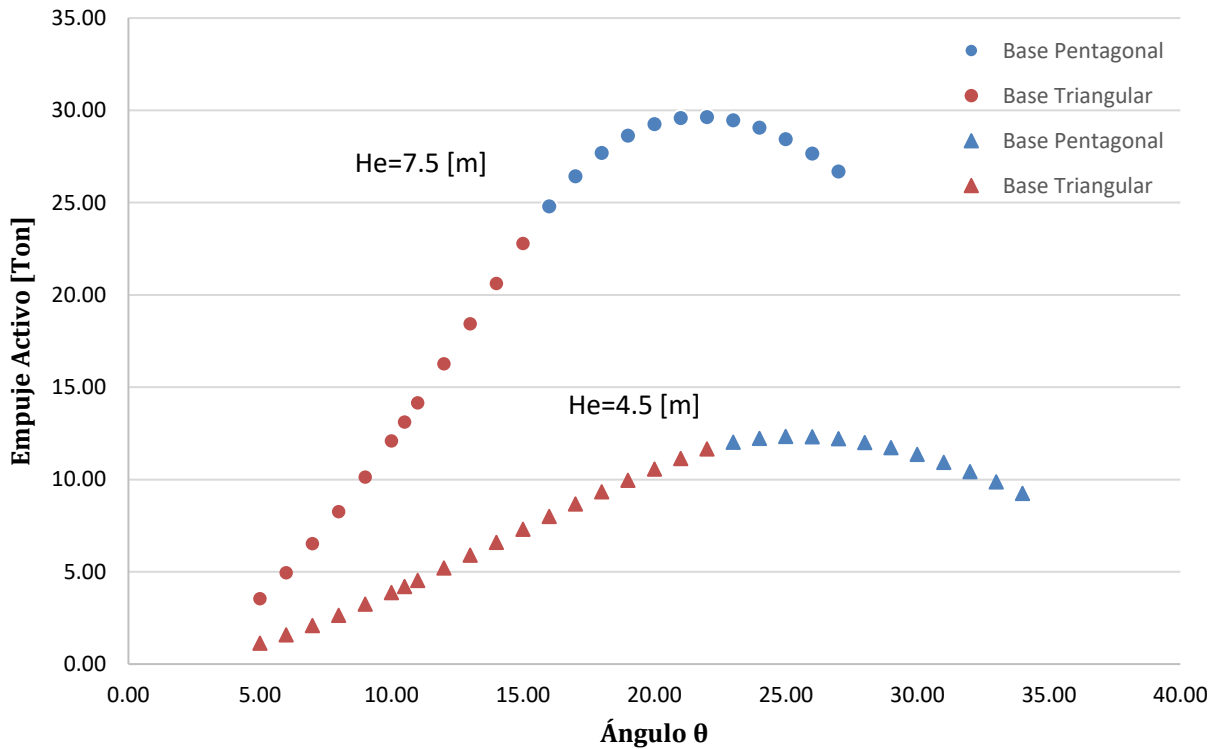


Figura 3.7 Gráfico de Empujes según el método de Culmann, para separación entre centro de las pilas, Sh=3.5 [m] alturas de excavación de 4.5 [m] y 7.5 [m] y 2[m] de empotramiento.

A continuación, se presenta una tabla resumen de los resultados, con los máximos empujes del método de Culmann y se comparan con los empujes activos de una pila calculada lateralmente (2D), que se calculan con las ecuaciones presentadas a continuación, a partir del método de la cuña de falla de Coulomb:

$$E_a = \frac{\gamma H^2 K_a S_h}{2} \quad \text{Ec (3.1)}$$

$$K_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \quad \text{Ec (3.2)}$$

Incluyendo los factores geométricos de la Figura 3.1 y δ el ángulo de la interfaz hormigón-suelo, K_a queda como:

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha - \beta) \cos(\alpha + \delta)}} \right]^2} \quad \text{Ec (3.3)}$$

Si se hace un análisis para la situación en reposo, entonces K_a es reemplazado por K_0 :

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad \text{Ec (3.4)}$$

Tabla 3.1 Resumen de los resultados de Empujes en cuña tridimensional según Culmann versus los Empujes activos de Coulomb

		Culmman	Ka	Kagh	Ka_min	Ko	(Ko+Ka)/2
	Valor	-	0,172	0,155	0,200	0,293	0,232
Sh	H_exc (m)	Empuje(ton)	Empuje(ton)	Empuje(ton)	Empuje(ton)	Empuje(ton)	Empuje(ton)
3.0	4.5	11,57	25,0	22,6	29,1	42,7	33,9
	7.5	25,05	53,4	48,3	62,3	91,2	72,3
3.5	4.5	12,33	29,2	26,4	34,0	49,8	39,5
	7.5	29,64	62,3	56,3	72,7	106,4	84,4

Parámetro	Valor
γ_t	2,3 [ton]
ϕ	45
c	0

A partir de la Tabla 3.1, donde se muestra que los empujes determinados a partir del método de Culmman tiene menores empujes a los utilizados en el diseño, se verifica entonces, al igual que en el estudio de Szpesházi (2016), que el problema de la esquina no es un problema de empujes de diseño, ya que los empujes de diseño usualmente utilizados para la determinación de las secciones y cargas de anclaje sobre las pilas son mayores a los determinados según el método de Culmann para pilas esquina.

4. Instrumentación en Entibaciones

Existen una serie de instrumentos en el mercado dispuestos para tomar datos de terreno de proyectos geotécnicos. SUBT SpA. es una empresa que cuenta con monitoreo continuo de las obras, a través de inclinómetros en algunas de las pilas y celdas de carga en los anclajes de sus obras, que permiten saber principalmente dos factores, la carga a la cual está tensado el anclaje a lo largo del proceso constructivo, y la configuración deformada de la pila. SUBT SpA. ha facilitado para este Trabajo de Título, los datos de monitoreo de algunas obras con el fin de calibrar los parámetros de la Grava de Santiago para el modelo Hardening Soil, que se utilizará para estimar las deformaciones en las esquinas. Para la comparación de los resultados de esta calibración, se utilizaron los resultados de Rozic (2012), quien instrumentó las pilas de Beauchef 851 y contrastó sus resultados con los de un modelo en FLAC 2D, y los resultados de Boldrini y López (2014) [25], que instrumentaron un edificio de geometría particular en Las Condes, Santiago y que fue contrastado con un modelo en PLAXIS 2D.

4.1. Inclinómetro

Modelo del Inclinómetro: Inclinometer Probe G6000 (GEOGAUGE)

Modelo de la Unidad Digital de Lectura: Digital Indicator GG-600 Daedong Instruments (GEOGAUGE)

Las deformaciones del sistema de entibación de pilas ancladas son medidas mediante un equipo de inclinometría (Figura 4.1) diseñado especialmente para controlar los movimientos del subsuelo en deslizamiento de tierra, terraplenes y excavaciones profundas en estructuras como pilas, pilotes y muros. El equipo se compone de:

- Sonda inclinométrica
- Cable de conexión entre sonda y unidad de registro de datos
- Unidad digital de lectura
- Tubería inclinométrica



Figura 4.1 Conjunto de inclinómetro, cable y unidad de lectura.

La sonda inclinométrica es un elemento de auscultación de alta precisión que permite controlar los desplazamientos horizontales del terreno, masas rocosas u otros elementos estructurales dentro de los cuales queda instalado. Para ellos se utilizan tuberías inclinométricas, como la mostrada en la Figura 4.2, embebidas en los elementos de estudio, en este caso las pilas. La deformación de la tubería se obtiene por medidas sucesivas realizadas por medio de la sonda inclinométrica.



Figura 4.2 Tubería de la sonda inclinométrica.

Para la realización de la lectura de un inclinómetro vertical se introduce la sonda en la tubería inclinométrica, se baja hasta el fondo, se conecta con el indicador digital. Una vez realizada la lectura se obtienen los gráficos de movimientos acumulados desde el extremo más profundo hasta la boca del inclinómetro, de acuerdo con el esquema mostrado en la Figura 3.3. Es importante destacar que el tubo debe tomar la altura de empotramiento de la pila, puesto que se debe asegurar que la base del tubo no se moverá, de otra forma serían deformaciones relativas a una base móvil.

4.1.1. Procesamiento de datos de inclinometría

Para el procesamiento de datos entregados por el instrumento, es necesario comprender que es lo que presenta la lectura, para ello, se utilizó el manual "Digitilt Inclinometer Probe". La sonda mide inclinación, no desplazamiento lateral. Con principios básicos de geometría es posible determinar el desplazamiento lateral a partir del largo fijo de la probeta como lo muestra la Figura 3.3 d. La inclinación se mide tantas veces como el cociente entre el largo del elemento y el largo de la probeta. Siguiendo lo dispuesto en la Figura 3.3 e se obtiene el desplazamiento lateral acumulado del elemento y por tanto tu configuración deformada.

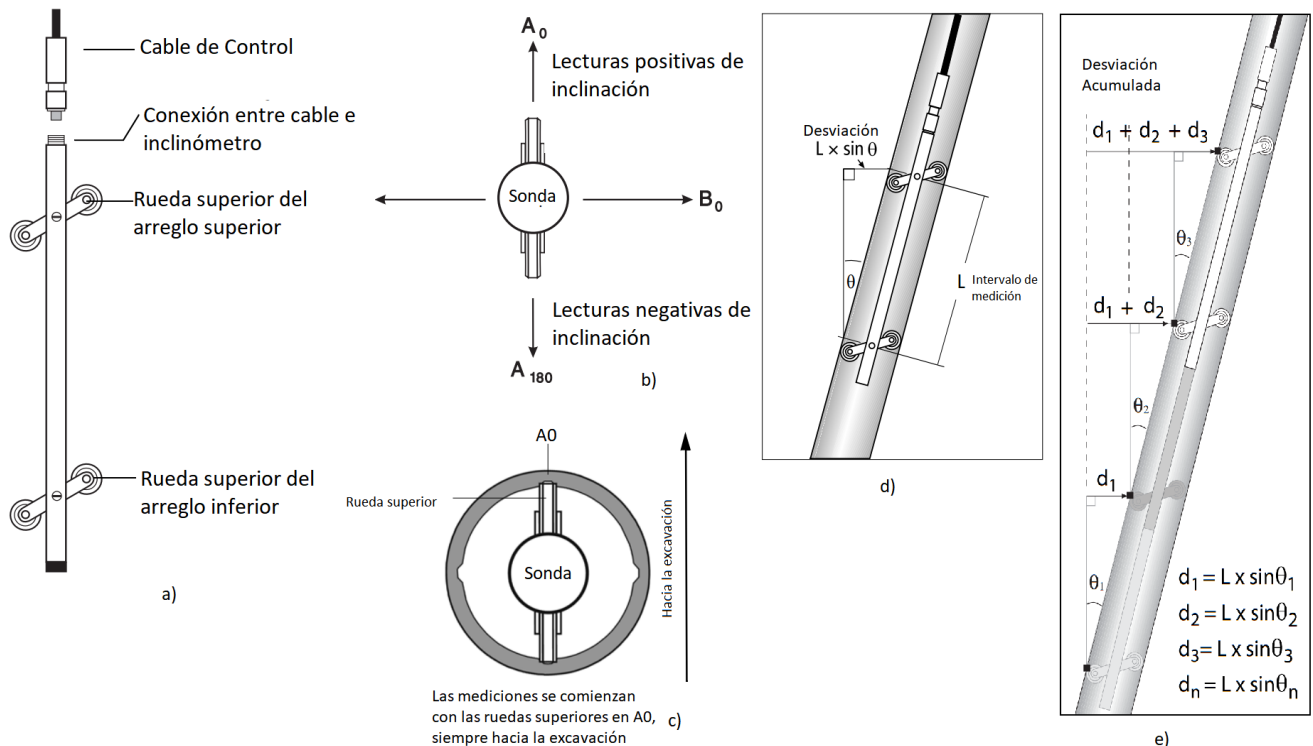


Figura 4.3 Inclinómetro, Dirección de medida, Lectura, Desviación acumulada (Digitilt Inclinometer Probe Manual, 2011)

El instrumento muestra una medida, que equivale al seno del ángulo de inclinación, multiplicado por una constante característica del instrumento, en este caso 25000. Finalmente, el desplazamiento lateral queda:

$$d_i = L * \frac{Lectura}{25000} = 500[mm] * \sin(\theta) \quad \text{Ec (4.1)}$$

Los instrumentos de medición en general tienen errores aleatorios. Como dice su nombre, estos errores se producen fortuitamente. Para minimizar estos errores conviene realizar un número considerable de mediciones y promediar los resultados.

Por este motivo, es necesario medir con el instrumento primero en posición **A0**, con la rueda superior en dirección al movimiento esperado, para luego invertirla 180° (**A180**), con la rueda inferior en dirección del movimiento esperado. Esto último genera que las lecturas sean negativas. Estas lecturas se procesan como sigue:

$$\frac{Lectura \mathbf{A0} - Lectura \mathbf{A180}}{2} = Lectura \mathit{Final} \quad \text{Ec (4.2)}$$

Como ejemplo:

$$\mathbf{A0} = 446.3, \mathbf{A180} = -426.3, Lectura \mathit{Final} = 436.3$$

Al colocar la probeta completamente vertical y verificar la lectura, típicamente hay valores distintos **A0** para cada eje. Este error se debe a una pequeña inclinación en los acelerómetros. Este valor puede ser positivo o negativo y, puede cambiar a lo largo de la vida útil de la probeta. Este error no genera mayor preocupación puesto que el procedimiento de doble medición descrito anteriormente lo anula.

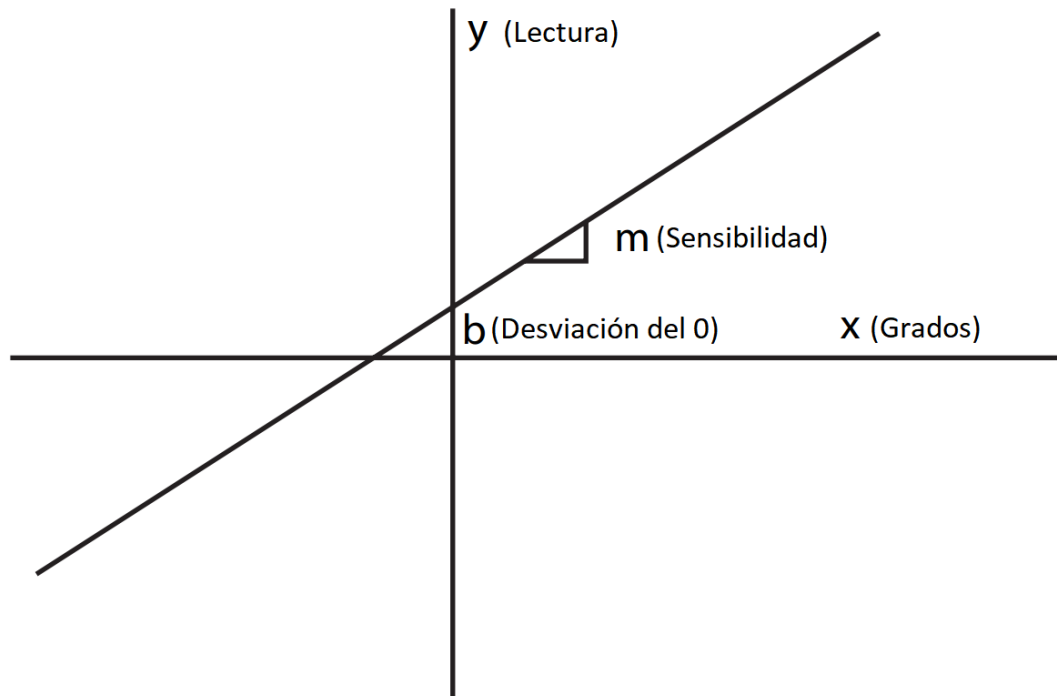


Figura 4.4 Esquema explicativo del error de “Offset” acumulada (Digitilt Inclínometer Probe Manual, 2011)

*Inclinación: 1° , Lectura Teórica = 436.3 (25000 * sin(1))*

Offset o Desviación de Lectura 0: 10

*Lectura mostrada en **A0**: 446.3*

*Lectura en **A180**: - 426.3*

$$\frac{\mathbf{A0 - A180}}{2} : 436.3$$

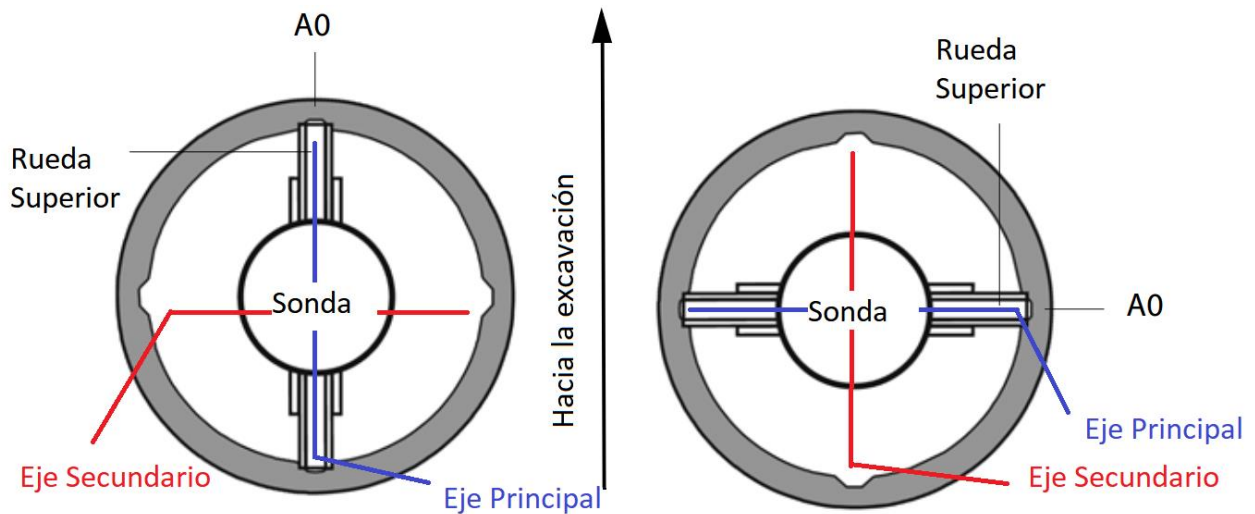


Figura 4.5 Esquema de planta de la posición de los instrumentos (Digitilt Inclímetro Probe Manual, 2011)

Una vez que se tienen todas las mediciones necesarias, se procede a su procesamiento como sigue:

- Se promedian las medidas en **A0** y **A180** en el Eje principal de deformación (hacia la excavación), y en El eje secundario.
- Con estas mediciones se calcula la deformación acumulada del elemento, sumando las mediciones de desplazamiento lateral hasta llegar al final del elemento.
- Estos datos se contrastan para las distintas etapas del proceso constructivo, teniendo así la deformación que ocurre en cada hito. Para ello es necesario considerar la diferencia de la deformación en cada etapa, con la medida inicial, que usualmente es finalizado el proceso de endurecimiento del hormigón.
- Esta diferencia, se grafica en función de la profundidad, teniendo así la posición deformada del elemento, para distintas etapas constructivas (Ejemplo en Figura 4.6)

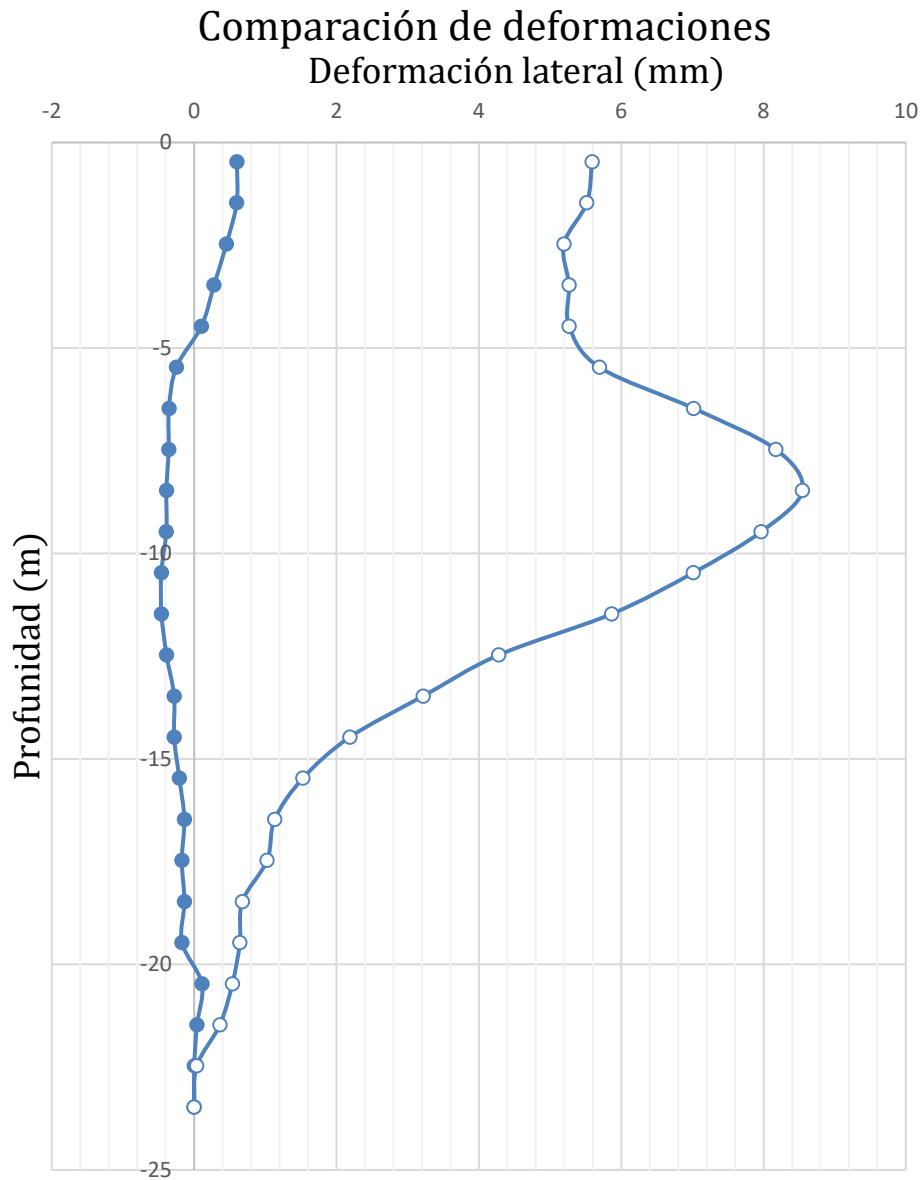


Figura 4.6 Deformación de una pila de entibación, para distintas etapas constructivas, determinadas por el nivel de la excavación. Elab Propia

4.2. Celdas de carga

Para la medición de cargas en anclajes, se utilizan celdas de carga (Figura 4.7), que son instrumentos especialmente diseñados para la medición de las cargas axiales a las que está sometido un anclaje o perno.



Figura 4.7 Celda de carga de cuerda vibrante

Las celdas de carga están constituidas por un cuerpo de acero inoxidable de forma toroidal, sensibilizado por medio de puntos de cuerda vibrante, elementos que transforman la deformación percibida por la celda a unidades de voltaje, lo que garantiza una sensibilidad muy pequeña a las cargas excéntricas. La celda va acompañada de una placa de distribución estándar que permite una correcta distribución de las cargas transmitidas por los anclajes en el cuerpo anular de la celda, como se ve en el esquema de la Figura 4.8. Una vez instaladas en el correspondiente anclaje, la celda se cablea hasta una zona accesible. La lectura se realiza con la unidad de lectura de sensores de cuerda vibrante que se muestra en la Figura 4.9

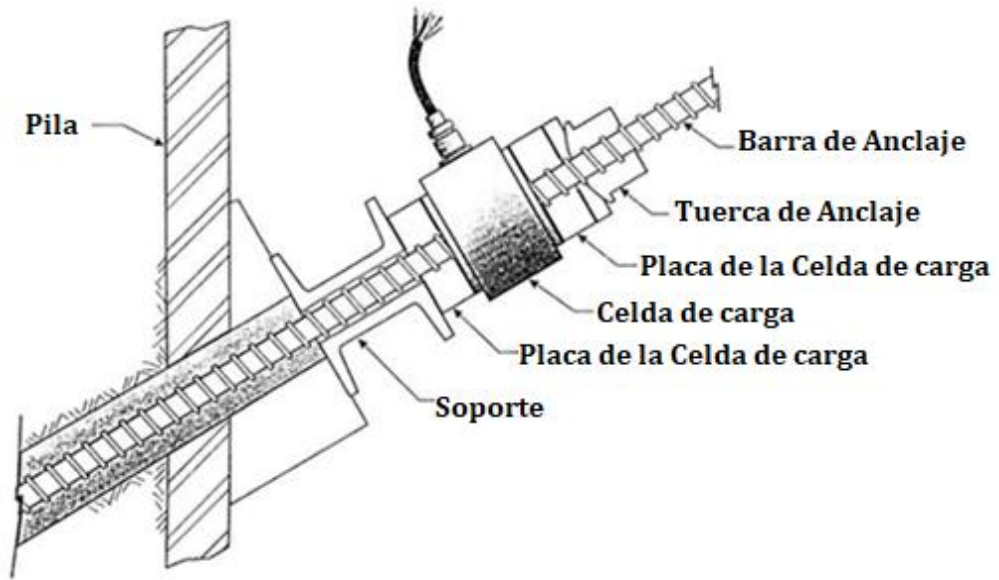


Figura 4.8 Esquema de montaje de la celda de carga en terreno (Slope Indicator Company, 1994. Traducido)



Figura 4.9 Unidad de lectura de cuerda vibrante (Elab. Propia)

5. Definición de parámetros constitutivos según los resultados de la instrumentación de entibaciones

5.1. Metodología

Los parámetros de HSM para la Grava de Santiago, utilizados en este trabajo se obtuvieron a través de la siguiente metodología

- A partir de la inclinometría se obtiene la configuración deformada de la pila para las distintas etapas constructivas, se toma la diferencia con respecto a la configuración deformada al inicio de la obra, calculando así, el desplazamiento en cada etapa constructiva. Así mismo, a partir de las celdas de carga, se obtienen las cargas sobre el anclaje para distintas etapas constructivas
- Se realiza un modelo de E.F. con las condiciones de obra tales como cargas y cotas reales, además de las cargas en los anclajes, obtenidas a través de la celda de carga.
- Se compara la deflexión obtenida por instrumentación y la deflexión obtenida a través del modelo de E.F
- Se modifican los parámetros que caracterizan el suelo, de manera que se mantengan correlativos a lo preexistente en la literatura, haciendo cambios deliberados en algunos parámetros, con tal de volver más precisa la predicción de deformaciones en cada etapa, priorizando la etapa de excavación a sello.

5.2. Caracterización de los elementos en PLAXIS 3D

5.2.1. Caracterización de las Pilas

Para incluir las propiedades del hormigón el modelo tridimensional es necesario especificar las dimensiones y la inercia del elemento, puesto que juega un rol importante en la configuración deformada del suelo circundante. El hormigón se modela como elemento volumétrico compuesto por un material elástico perfecto según las propiedades indicadas en la tabla 5.1.

Tabla 5.1 Caracterización de la Pila de Hormigón Armado

Propiedad	Unidad	Hormigón
E	kN/m ²	30 * 10 ⁶
Peso Unitario	kN/m ³	25
ν	-	0,15
G	kN/m ²	13,04 * 10 ⁶

5.2.2. Caracterización de los Anclajes

El anclaje consta principalmente de dos fases, largo libre, modelada en el programa como un elemento “node-to-node”, al cual se le puede definir una rigidez, determinada por la constante EA del elemento, y la parte del elemento que esta embebida en la inyección de cemento de alta resistencia. Esta parte es modelada como un “embed pile”, que consta de Módulo Elástico, Peso, Diámetro y Resistencia de fuste. La caracterización de los elementos se presenta en las tablas a continuación

Tabla 5.2 Caracterización de los Anclajes

Nombre	Tipo	Rigidez Axial (EA) [kN]	Unidad
1x0,6"	Cable	85*10 ³	kN
2x0,6"	Cable	170*10 ³	kN
3x0,6"	Cable	255*10 ³	kN
4x0,6"	Cable	340*10 ³	kN
5x0,6"	Cable	425*10 ³	kN
R38N	Barra Autoperforante	165*10 ³	kN
R51N	Barra Autoperforante	198*10 ³	kN
T52/26	Barra Autoperforante	250*10 ³	kN

Tabla 5.3 Caracterización del Bulbo de Lechada

Parámetro	Nombre	Embedded pile	Unidad
Módulo de Young	E	3*10 ⁷	kN/m ²
Peso Unitario	γ	25	kN/m ³
Diámetro	Diameter	0,14	m
Resistencia Fuste	T_{skin}	600-1000	kN/m
Resistencia en la Base	$F_{m\acute{a}x}$	0	kN

5.2.3. Caracterización del Suelo de Fundación

Considerando el trabajo expuesto por Bard (2004) y posteriormente Rozic (2012) se hicieron pequeñas modificaciones a las leyes constitutivas propuestas en estas investigaciones, buscando el ajuste con menor error, tanto de forma como de magnitud, a las deformaciones determinadas a partir de los resultados de la instrumentación hecha en 3 obras, ubicadas en distintas partes de la ciudad de Santiago. Los cortes y plantas de estas obras, así como los datos instrumentales, se encuentran en el Anexo A.

Los parámetros obtenidos a partir del proceso iterativo de comparar los resultados del modelo de E.F versus el resultado de la instrumentación, se presentan en la Tabla 5.4.

Tabla 5.4 Caracterización de los Suelos de fundación de Santiago para modelos Hardening Soil, para estimar deformaciones en entibaciones

Propiedad	Unidad	Relleno	2da Dep	1era Dep
γ_t	kN/m ³	23	23	23
c	kN/m ²	10	10	25
ϕ	°	20	45	45
$E_{50_{ref}}$	kN/m ²	17000	100000	150000
Factor de E_{ur}		3	3	10
$E_{ur_{ref}}$	kN/m ²	51000	300000	1500000
ν		0,2	0,2	0,2
N		0,5	0,57	0,57
p_{ref}	kN/m ²	100	100	100
R_f		0,9	0,9	0,9
K_0		0,8	0,8	0,6

Las diferencias con los modelos anteriormente propuestos, es la reducción en la cohesión de los suelos, ya que el modelo Hardening Soil hace una subestimación de la deformación para la cohesión utilizada en los modelos Mohr-Coulomb. Por otra parte, también existe una disminución en el parámetro K_0 , en la Grava de 1era Depositación, ya que mantenerlo en 0.8 como propone Bard (2004), implica una divergencia en las deformaciones de empotramiento, como se puede ver en el trabajo de Rozic (2012), donde los modelos no son capaces de estimar correctamente las deformaciones en la altura de la pila embebida en la Grava de 1ª Depositación, como se puede ver en la Figura 5.1. En la Tabla 5.5 (El total de los modelos se expone en la Tabla 2.4) se muestran los parámetros utilizados en los modelos de Rozic (2012), donde el modelo N°2 es el que mejor aproxima la deformación de la pila, y el que el mismo autor, usa como comparación para el resto de sus modelos.

Tabla 5.5 Parámetros utilizados por Rozic (2012) en sus modelos de FLAC2D.

Modelo	C	phi	Módulo de deformación		Interfaz	Carga Anclajes	EI
	tonf/m ²	[°]	E recarga	E(σ_3)			
1	3,75	45	no	no	no	100%	100%
2	3,75	45	Er=7Ec	si	no	100%	100%
3	2,1	53	Er=7Ec	si	no	100%	100%

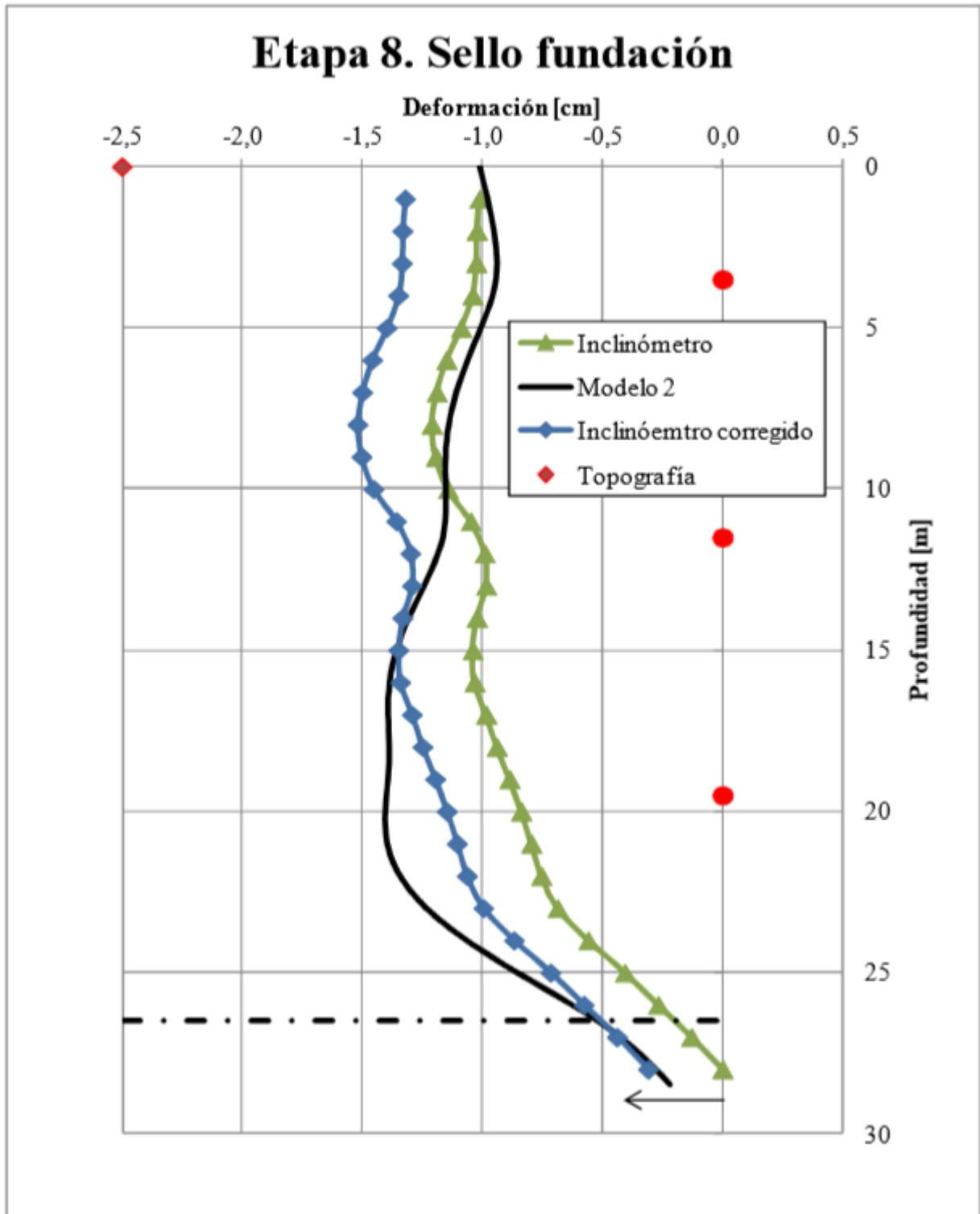


Figura 5.1 Comparación entre la inclinometría y los modelos propuesto por Rozic (2012) en FLAC 2D. Los puntos rojos corresponden a la altura de los anclajes

En las Figuras 5.2 y 5.3 se muestra una comparación del Módulo de Deformación en Profundidad, propuestos por Bard y Rozic, y se comparan con Módulo de Deformación **propuesto** en esta memoria. Para este propósito se consideró el cambio de horizonte entre Grava de 1ª y 2ª Depositación a los 6[m] de profundidad.

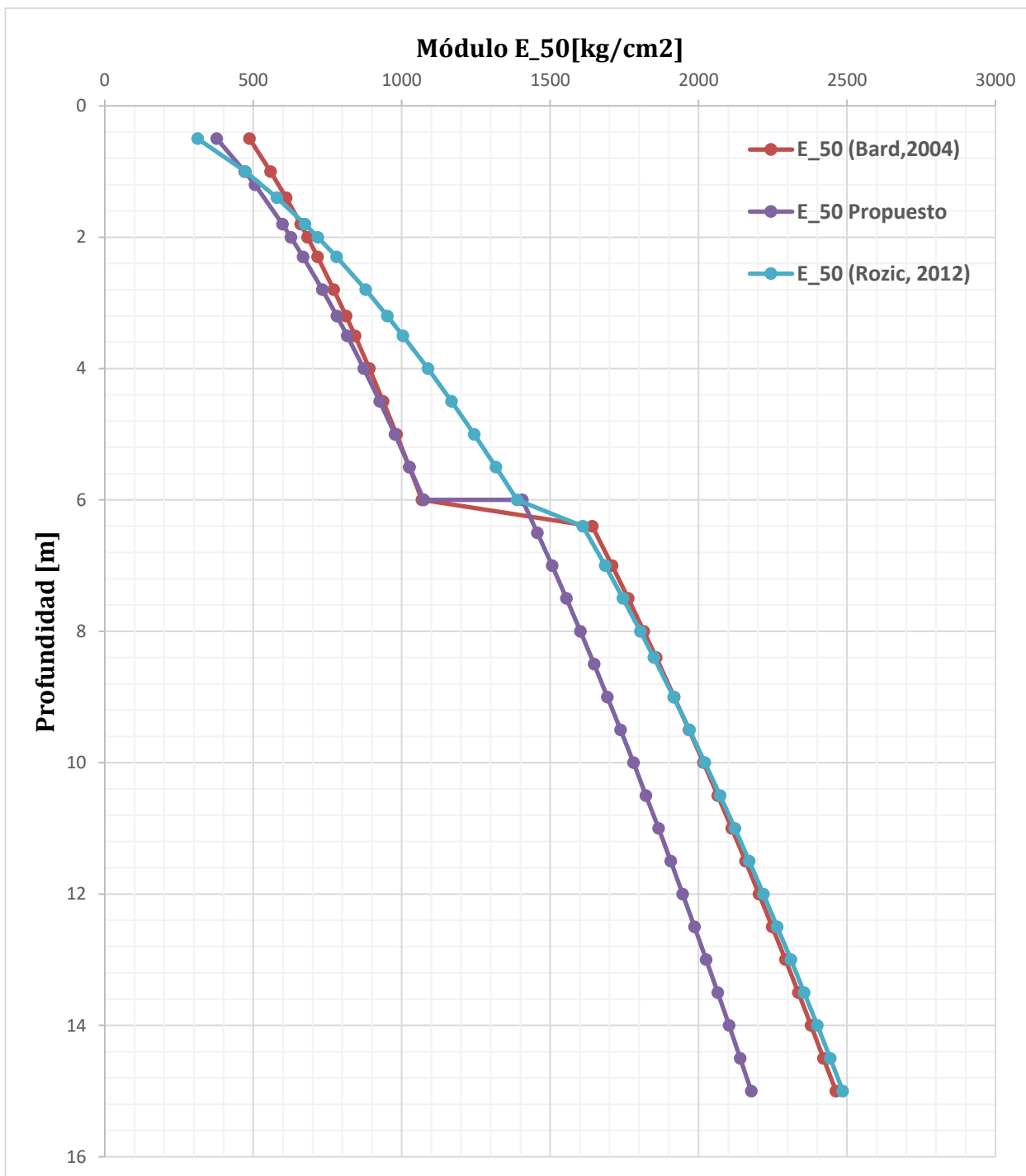


Figura 5.2 Módulo de Deformación E_{50} de los distintos modelos.

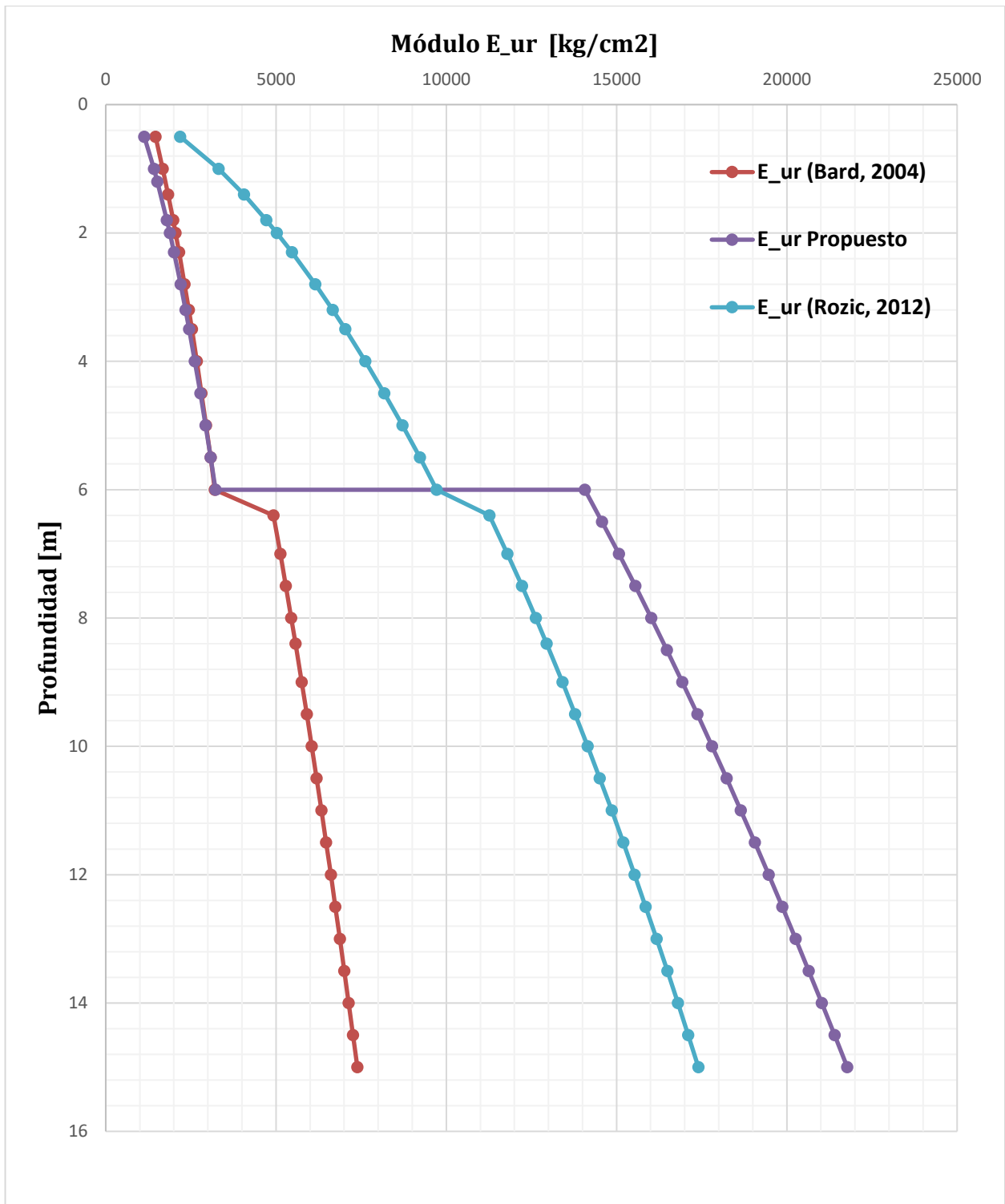


Figura 5.3 Módulo de Recarga E_{ur} de los distintos modelos

Utilizando los parámetros de la Tabla 5.4, la tensión horizontal en el modelo tiene la distribución mostrada en la Figura 5.4. En esta figura, también se puede ver la distribución horizontal del modelo de Bard. La diferencia se evidencia en el segundo estrato debido al cambio del parámetro K_0 .

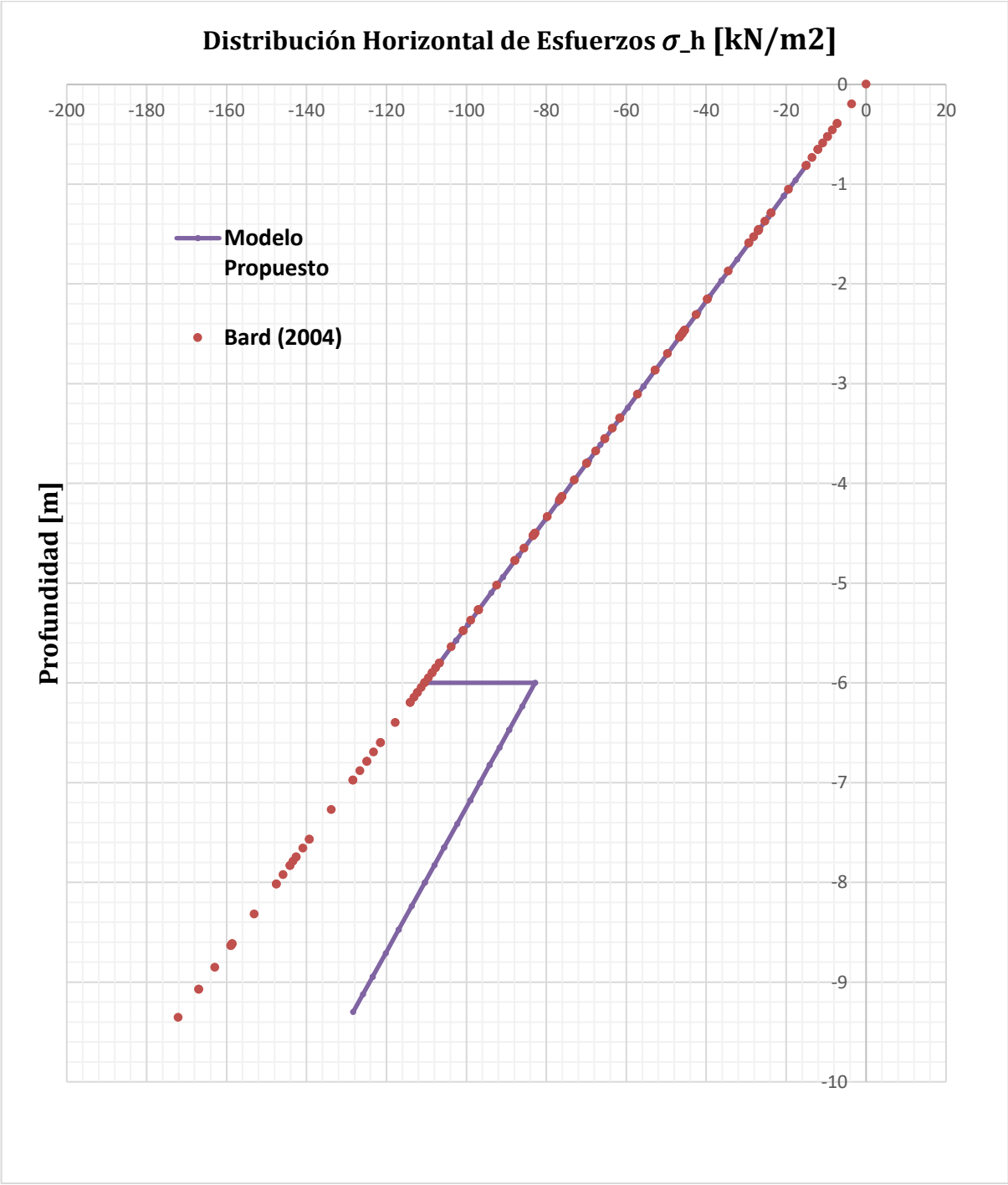


Figura 5.4 Distribución de Esfuerzos Horizontales tras una entibación emplazada en la Grava de Santiago, según el modelo Hardening Soil propuesto.

5.3. Resultados de Calibración del Modelo Constitutivo

A continuación, se muestran los resultados de la calibración a partir de los datos expuestos en la Tabla 5.4, para cada obra instrumentada. Los planos y cortes de estas obras se encuentran en el ANEXO A, mientras que las cargas de los anclajes medidos por celdas de carga y los datos de la inclinometría se encuentran en el ANEXO B. Para este estudio se consideraron 3 obras. Estas obras están emplazadas en La Florida, Providencia y Las Condes.

5.3.1. Obra de Barcelona – La Florida

El sector cercano a esta obra presenta las características de la Grava del Maipo, que presenta una cohesión menor que la determinada por Kort (1979) [1]. La obra se constituye por pilas de 10 metros y una excavación de 8 metros, dejando 2 metros de empotramiento. Por encima de las pilas existe un talud vertical donde se apoya un puente de paso y los containers de faena donde se encuentran oficinas y espacios comunes para los obreros. Esto se caracterizó mediante una carga de 10 [kN/m²].

La Figura 5.5 presenta el Mesh, o mallado del modelo de elementos finitos, que define el tamaño del elemento finito a utilizar. Las zonas con mayor deformación tienen un mallado más fino.

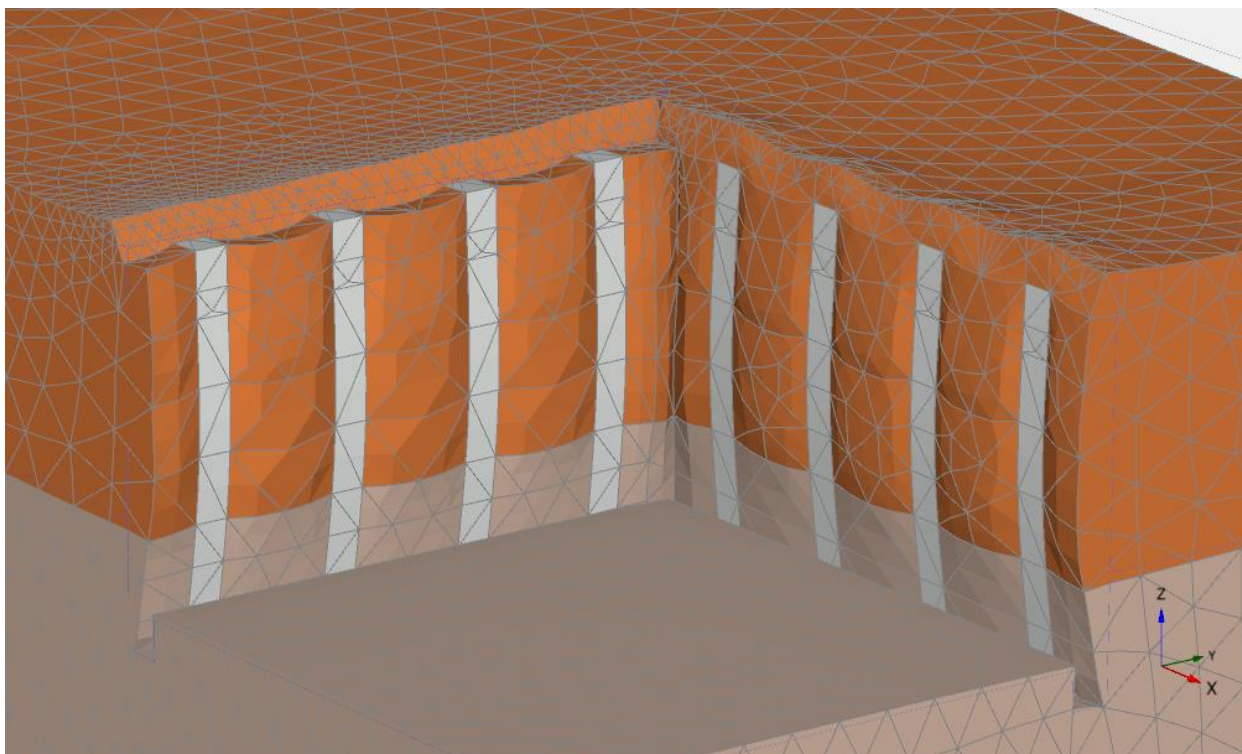


Figura 5.5 Modelo de la Zona Instrumentada en La Florida, visualización del Mesh.

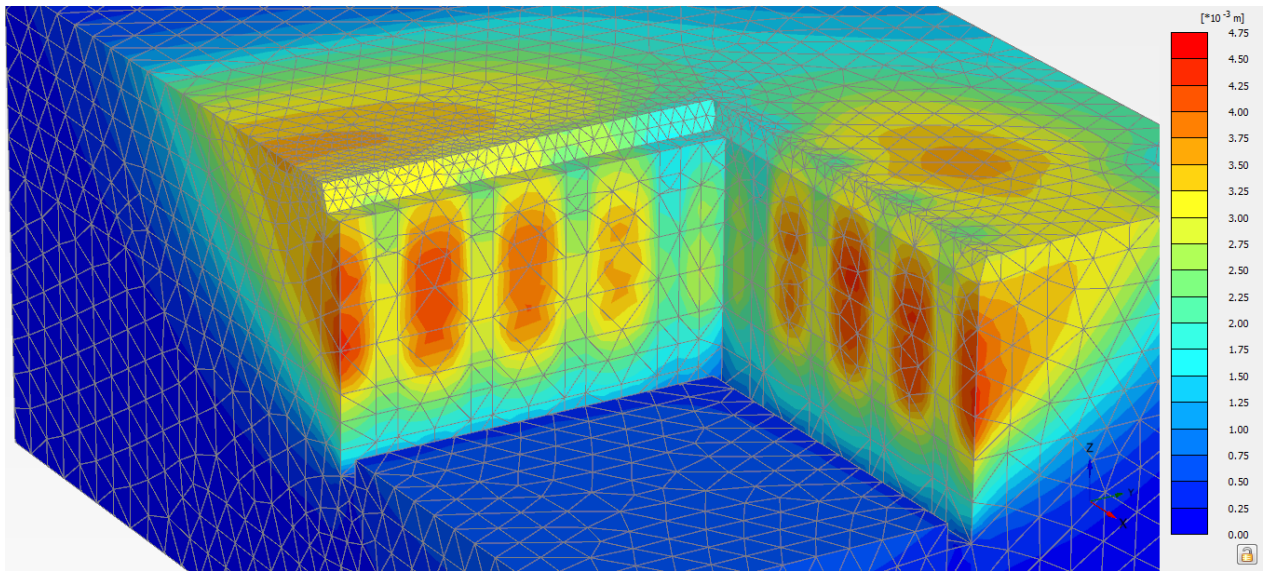


Figura 5.6 Deformaciones totales del modelo.

En la Figura 5.7 se puede ver la comparación entre el resultado obtenido de la instrumentación, y el modelo de E.F expuesto en las Figuras 5.5 y 5.6.

Como se puede ver en la Figura 5.7, las deformaciones en el sistema de anclaje de barras utilizado en la obra, tiene deformaciones cercanas a 2 [mm] en la fase final, donde la excavación se encuentra en el sello de fundación. El error del modelo para esta altura de excavación es cercano a 0.5 [mm]. Es importante destacar que la precisión alcanzada radica en la correcta caracterización de las condiciones reales de la obra.

Comparación de Deformaciones

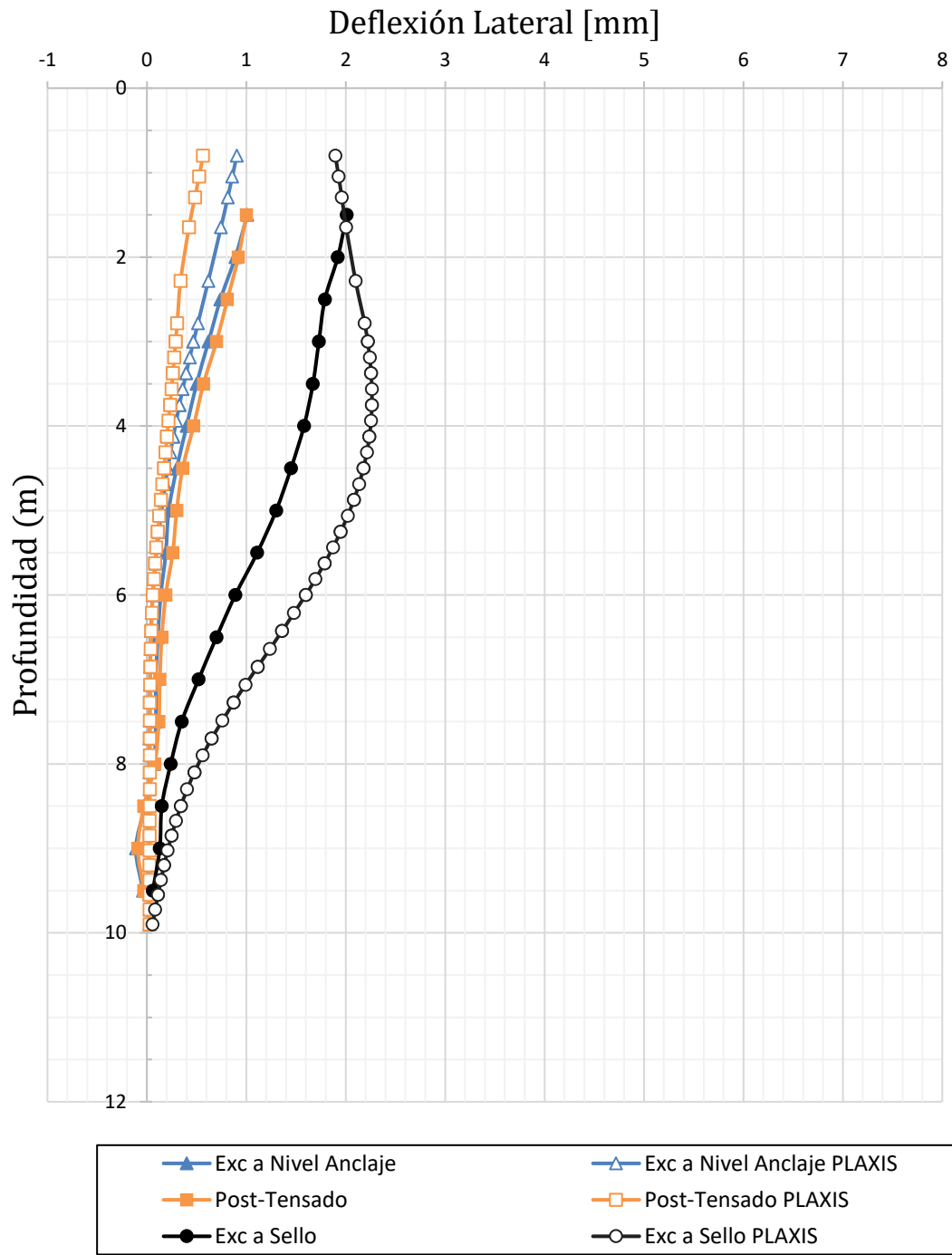


Figura 5.7 Comparación entre las deformaciones medidas con la instrumentación y el modelo de E.F en PLAXIS 3D. Obra de Barcelona, La Florida.

5.3.2. Obra de Sucre – Providencia

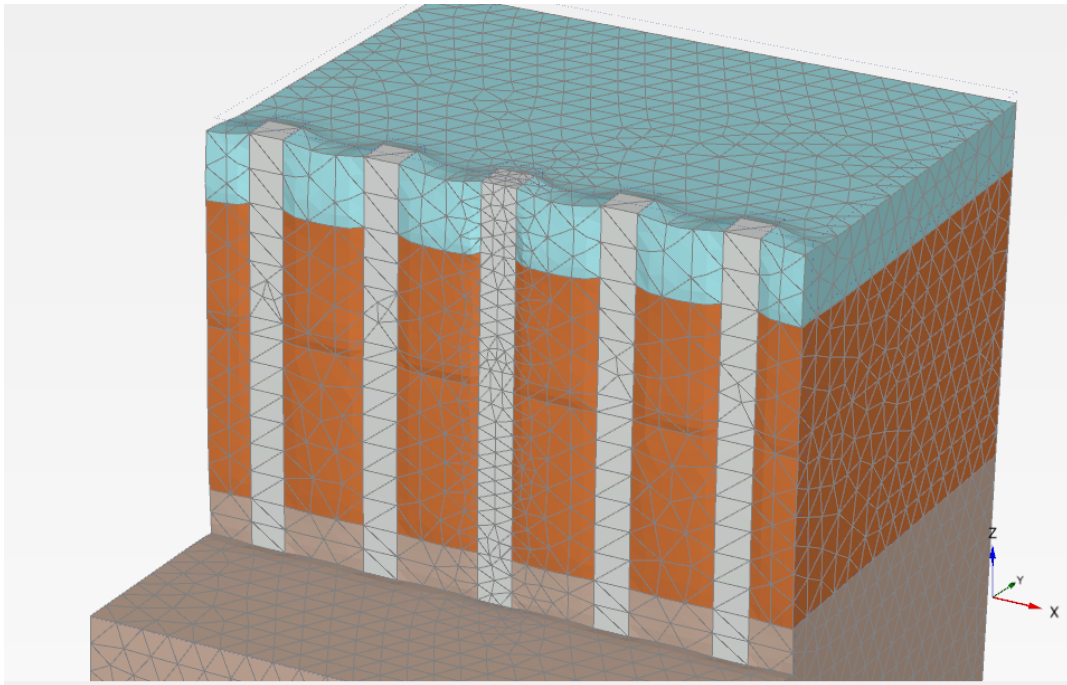


Figura 5.8 Modelo de la Zona Instrumentada en Providencia, visualización del Mesh.

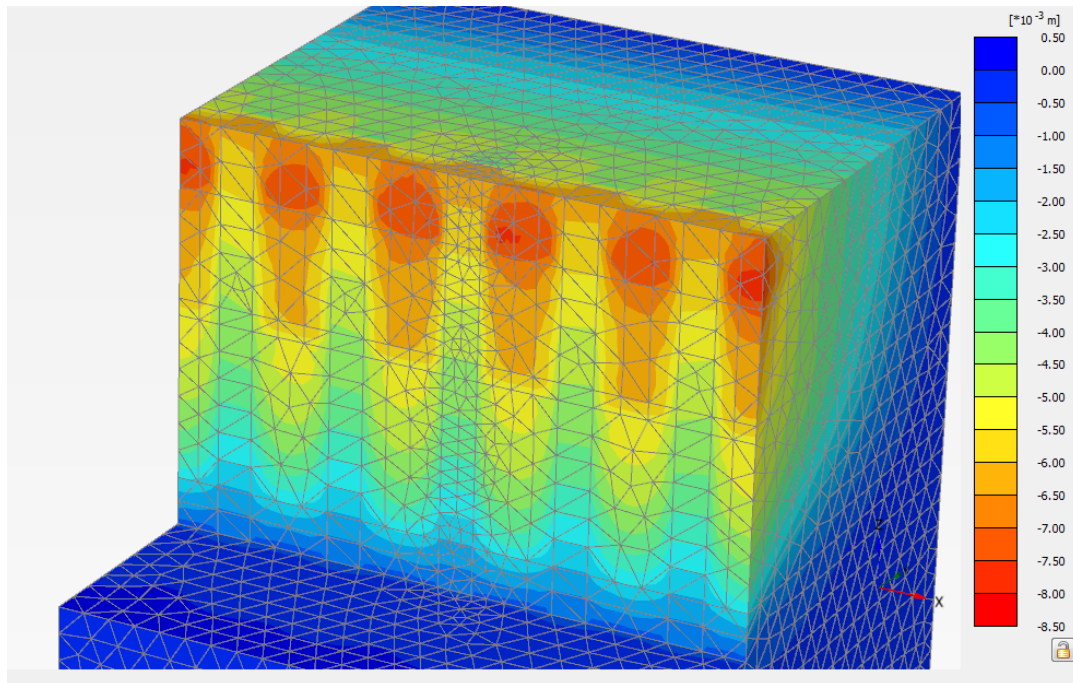


Figura 5.9 Deformaciones en Eje Y del modelo.

Esta obra se encuentra en pleno Providencia, donde la Grava de Santiago presenta características más parecidas a las analizadas por Kort (1979) [1]

La obra presenta una altura de excavación de 9.5 [m] y 2 [m] de empotramiento. El suelo de la obra presenta un relleno de mala calidad, de 2 [m] de profundidad en promedio, este se puede ver en color celeste en el modelo de E.F, y sus parámetros están incluidos en la tabla 5.4

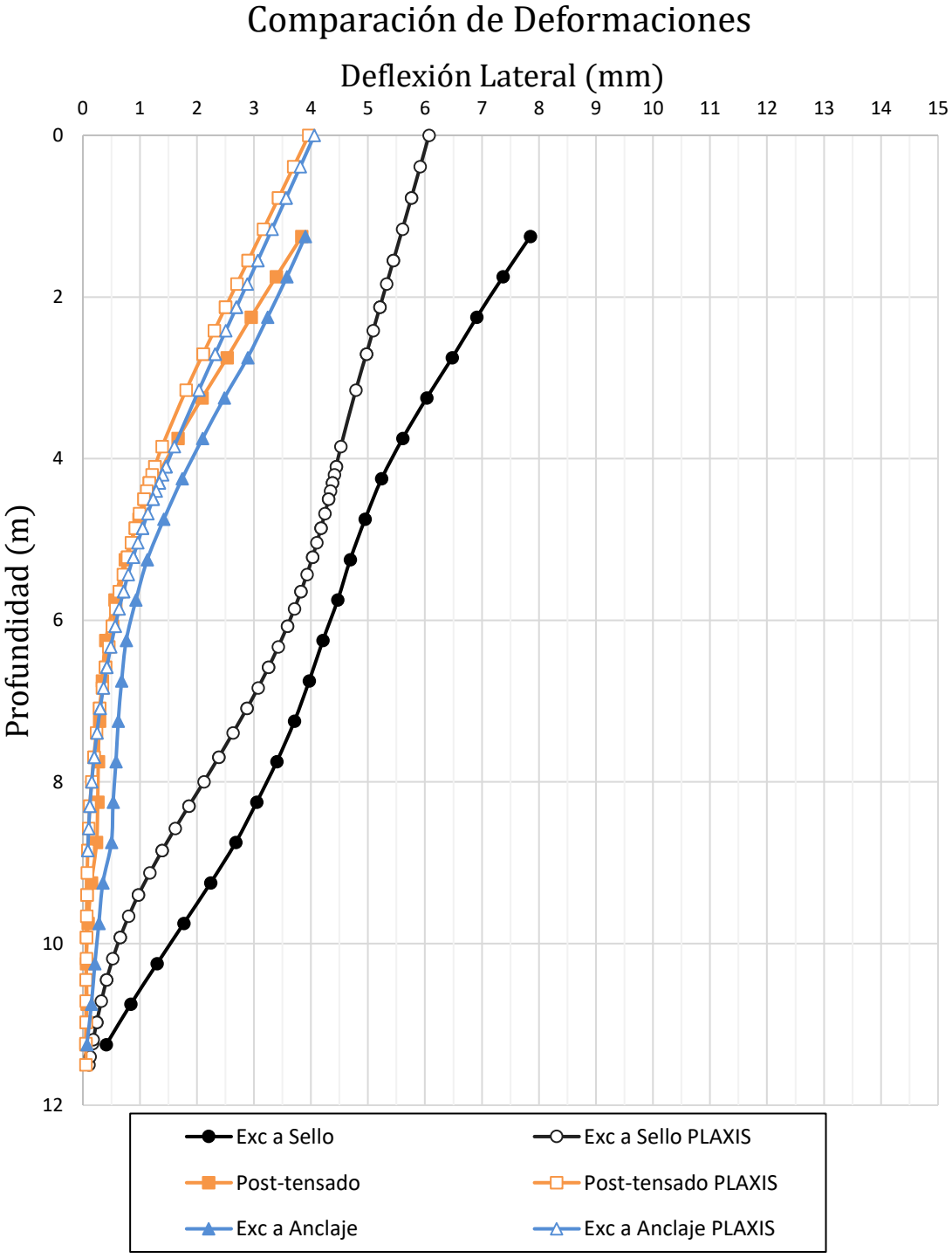


Figura 5.10 Comparación entre las deformaciones medidas con la instrumentación y el modelo de E.F en PLAXIS 3D. Obra de Sucre, Providencia.

Como se puede ver en la Figura 5.10, la divergencia del modelo de E.F y la instrumentación de esta obra, asciende a 2.5 [mm] en la última etapa de excavación. Tras esta pared de entibación se encontraba la instalación de los containers de faena, por lo que se agregó una carga de 10[kN/m². Esta obra presenta un relleno de mala calidad de una altura mayor a 2[m], estas condiciones de suelo desfavorables a la altura de la corona, explican que las deformaciones en la instrumentación sean mayores a las del modelo en esta zona.

5.3.3. Obra de Alonso de Córdova - Las Condes

A diferencia del resto de las obras, esta fue materializada con pilotes excavados mecánicamente, dejando un porcentaje del área de estos descubierta en el proceso de excavación. Esta obra se encuentra en Las Condes, y presenta condiciones de suelo similares a las observadas por Kort (1979) [1].

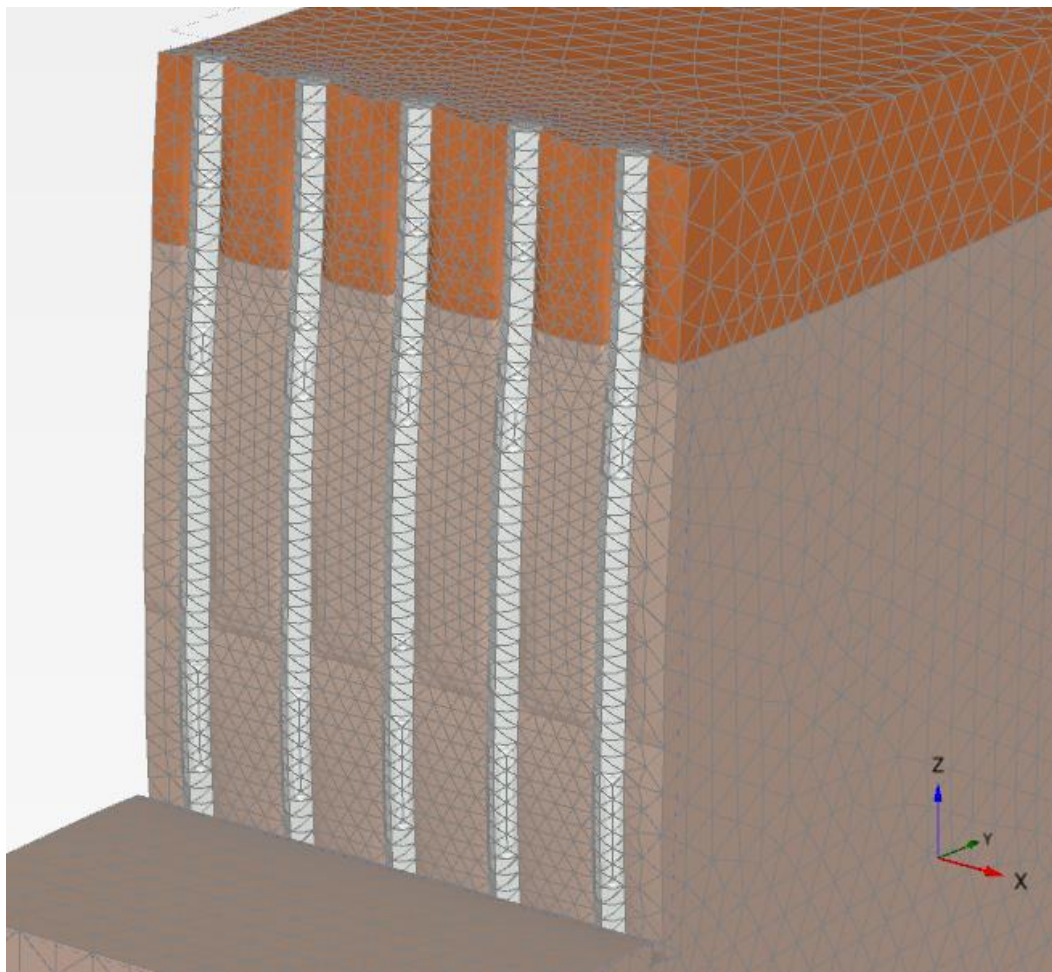


Figura 5.11 Modelo de la Zona Instrumentada en Las Condes, visualización del Mesh.

Las Figuras 5.11 muestra el mallado del modelo, y la Figura 5.12 muestra la deformación en la última etapa de excavación. Es importante destacar que en esta obra la deformación máxima no se encuentra en el coronamiento. Si no entre la 1ª y 2ª Línea de Tensado.

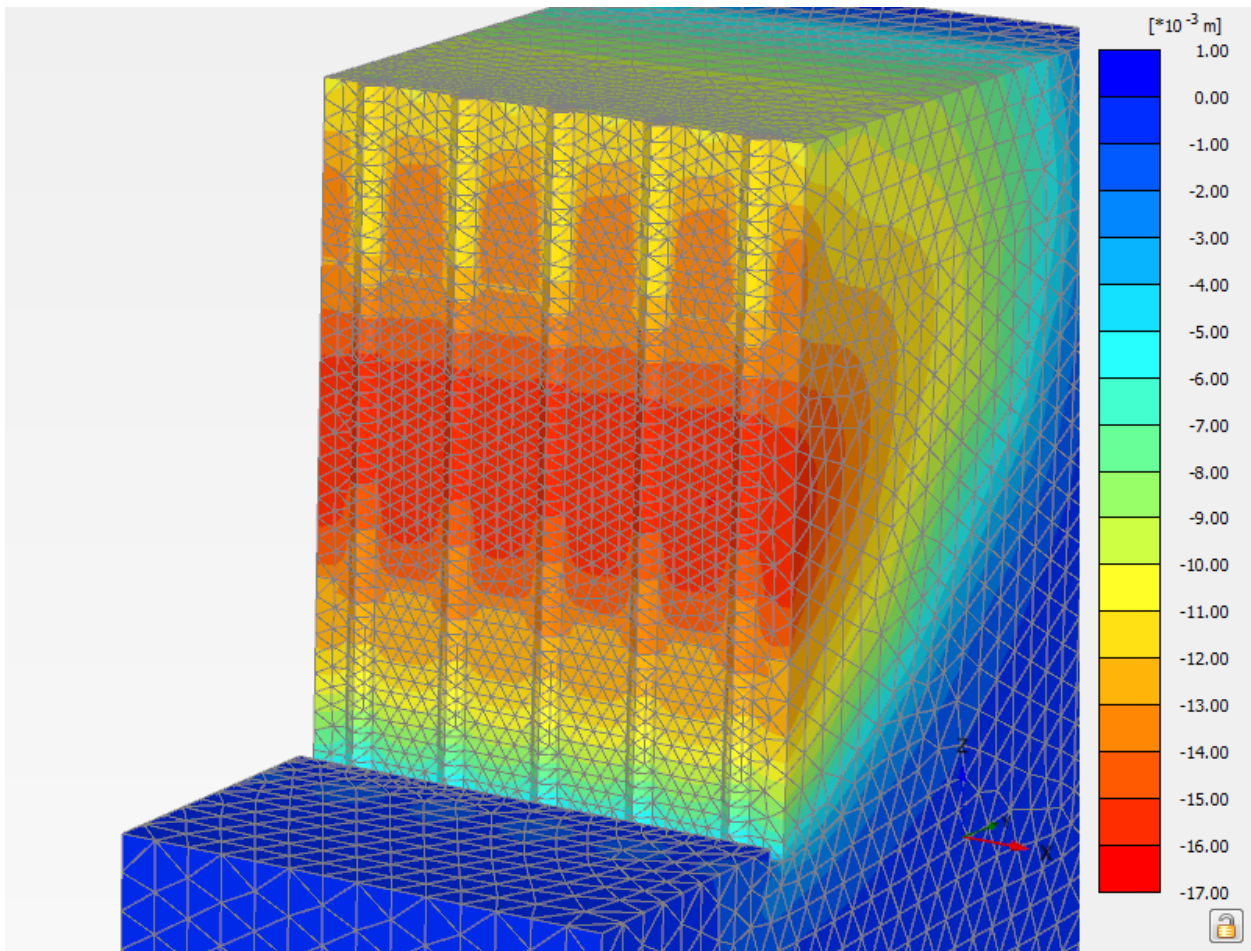


Figura 5.12 Deformaciones en Eje Y del modelo.

Como se puede apreciar en la Figura 5.13, la divergencia entre los resultados de este modelo es de 3.0 [mm] con la excavación a nivel de sello. Estos datos fueron utilizados en un modelo propuesto por Boldrini y López (2014) [25] en base al modelo de Bard (2004) y sus resultados se pueden ver en la Figura 5.14. La reducción del parámetro K_0 de 0.8 a 0.6 permite un mejor ajuste a la deformación de la zona de la pila embebida en la grava de primera depositación, permitiendo una reducción en la divergencia de los resultados, de 5.5 [mm] a 3.0[mm]

Comparación de Deformaciones

Deflexión lateral (mm)

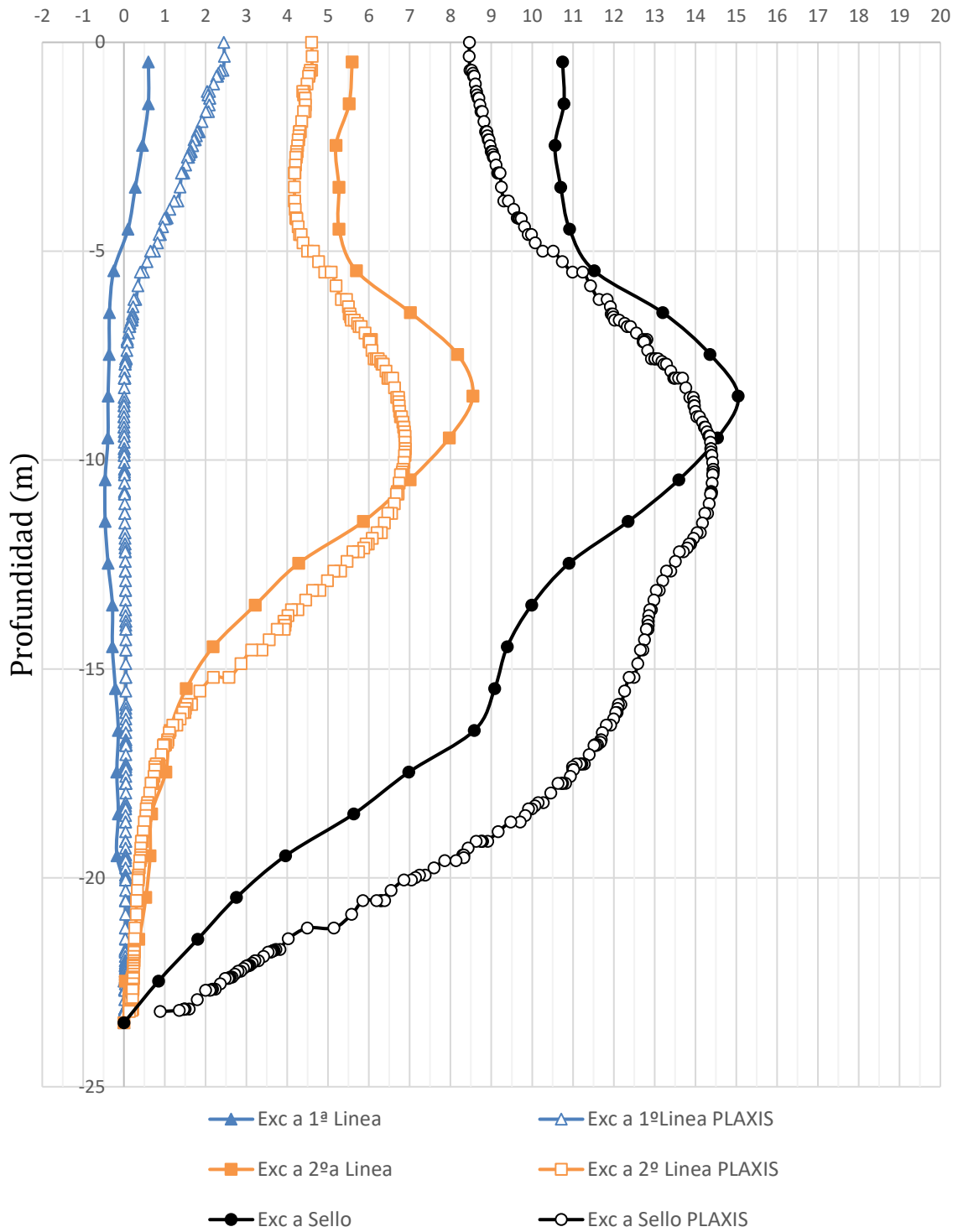


Figura 5.13 Comparación entre las deformaciones medidas con la instrumentación y el modelo de E.F en PLAXIS 3D. Obra de Alonso de Cordova, Las Condes.

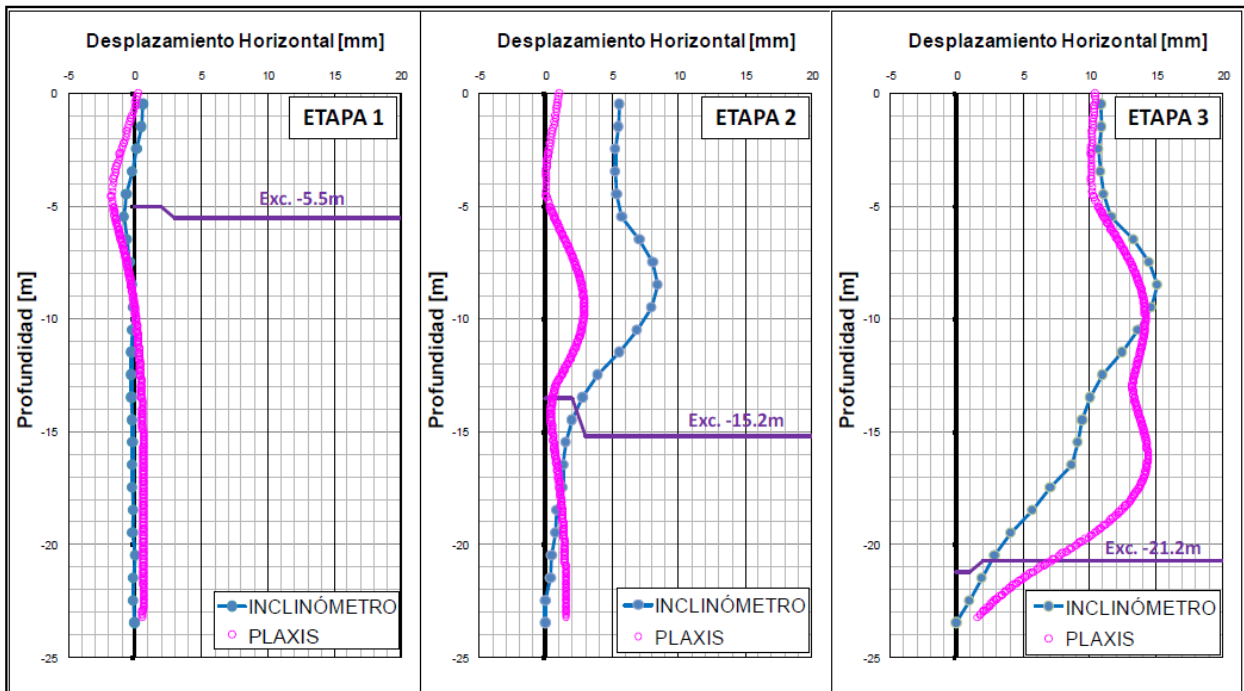


Figura 5.14 Comparación de los resultados de la instrumentación y el modelo de PLAXIS2D de Boldrini y Lopez (2014).

Es importante destacar que las etapas intermedias en el modelo presentado en este estudio se ajustan mejor a los resultados como se puede ver en la Figura 5.13 donde la etapa de excavación al segundo nivel de anclaje tiene un error máximo de 1.5 [mm] mientras que en la Figura 5.14 se aprecia un error cercano a 5 [mm].

Se puede observar que el modelo constitutivo caracterizados por la Tabla 5.4 representa de manera satisfactoria la Grava de Santiago a través del modelo Hardening Soil puesto que, en comparación con los estudios anteriores, este presenta una menor divergencia entre los resultados obtenidos a través el modelo, versus los resultados obtenidos a través de inclinometría.

La deformación al pie de la pila, para la ultima fase de excavación, muestra un posible error en el diseño, o construcción o instrumentación de la pila, puesto que no existen dos puntos consecutivos sin deformación, lo que evidencia que no hay suficiente altura de empotramiento en la base, o bien, que la instrumentación no tomó suficientes puntos en la base de la pila, lo que finalmente se traduce en una comparación de datos con una base móvil.

6. Resultado del estudio de la esquina abierta (“Concave Corner”).

Para abordar el problema de las esquinas, se proponen dos diseños que mantienen los parámetros bidimensionales. Estas soluciones se evaluaron para 3 espaciamientos (2.5[m] -3.0[m] - 3.5[m]) y para 4 alturas de excavación (4.5[m] - 7.5[m] - 10.5[m] - 15.5[m]), típicas para uno, dos, tres y cinco subterráneos. Por tanto, en este capítulo se muestran los resultados de un total de 12 modelos, para todas las combinaciones de alturas y espaciamientos anteriormente mencionadas. Estos modelos fueron evaluados en función de las deformaciones inducidas en las pilas y el factor de seguridad de la excavación, utilizando el módulo presente en PLAXIS3D para este fin. Este consiste en la reducción sucesiva de los parámetros resistentes del suelo, induciendo el colapso en la pared. Las dos soluciones se presentan a continuación.

- **Solución con pila en la esquina:** Se proyecta una pila en la esquina, con el eje fuerte y el anclaje en 45° respecto a las paredes laterales, como se aprecia en la Figura 6.1. Las propiedades de este anclaje son las más restrictivas respecto al modelo bidimensional de las dos paredes que convergen en esta esquina.

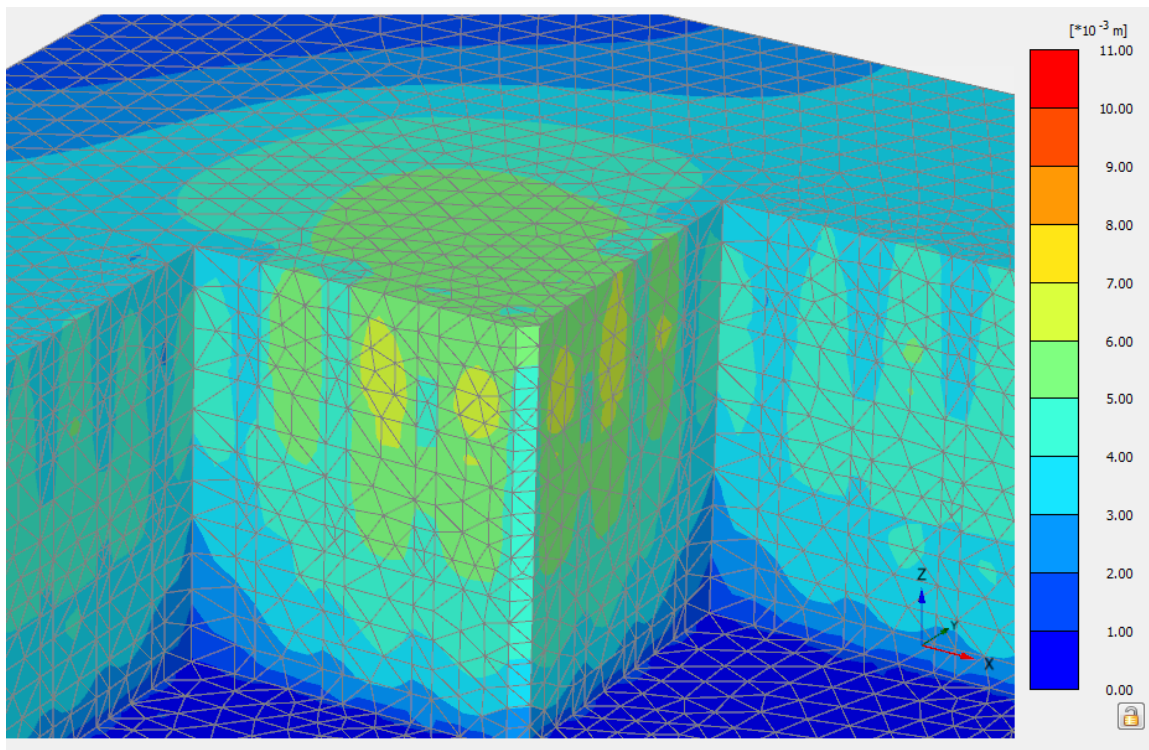


Figura 6.1 Solución con Pila en la Esquina

- **Solución sin pila, con espaciamiento acotado:** En esta solución se propone excavar la esquina, limitando la separación que existe entre las pilas de las esquinas, a la distancia entre las pilas laterales, valiéndose del efecto de arco para sostener la esquina. Se propone esta solución porque dejar la esquina sin excavar, esta induce colapsos en el suelo que no queda sostenido por el efecto de arco.

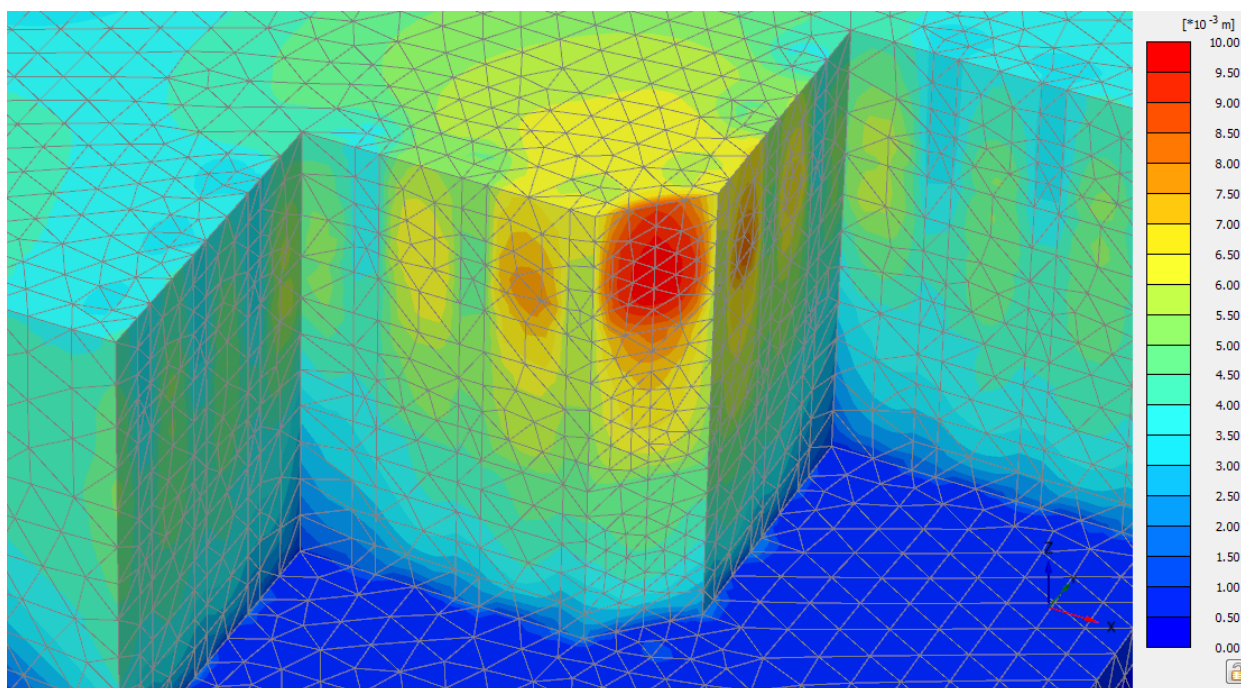


Figura 6.2 Solucion sin Pila en la Esquina, con Espaciamiento Acotado

Como es de esperar, estas soluciones presentan distinto nivel de deformación y distinto factor de seguridad, por lo que a continuación se presenta una comparación de los resultados de ambas soluciones. Para esta comparación, se mantuvo el nivel de empotramiento para todas las alturas, con un valor de 2[m]. Para la determinación del largo de los anclajes y la carga de tensado, se utilizó el software GGU-Retain, programa de diseño bidimensional de estructuras de retención, basado en las normas europeas de diseño descritas en el Acápite 2.8. En la Tabla 6.1 se muestra un resumen de los parámetros utilizados tanto en el diseño de las soluciones esquina, como el de la pared lateral, que será utilizada para la comparación de los resultados.

Tabla 6.1 Parámetros de diseño para las pilas en estudio, a partir de GGU-Retain.

H_p	Nº Anclaje	C.A	Sh	α_v	L1	Lv	Lf	Lo	Fw	Fw'	num. Cables
m	-	m	m	°	m	m	m	m	kN/m	kN	cantidad
6.5	1	-1.5	2.5	20	6	3	4.5	7.5	37.2	93	1
6.5	1	-1.5	3	20	6	3	4.5	7.5	37.2	111.6	1
6.5	1	-1.5	3.5	20	6	3	4.5	7.5	37.2	130.2	1
9.5	1	-2	2.5	20	6	3	4.5	7.5	76	190	2
9.5	1	-2	3	20	6	3	4.5	7.5	76	228	2
9.5	1	-2	3.5	20	6	3	4.5	7.5	76	266	2
12.5	1	-2.5	2.5	20	7.15	3.2	5.6	8.8	134.6	336.5	4
12.5	1	-2.5	3	20	7.15	3.2	5.6	8.8	134.6	403.8	4
12.5	1	-2.5	3.5	20	7.15	3.2	5.6	8.8	134.6	471.1	4
17.5	1	-3.5	2.5	20	10.4	5.1	7.9	13	212	530	5
	2	-9	2.5	20	7.46	4	5.5	9.5	167.5	418.75	4
17.5	1	-3.5	3	20	10.4	5.1	7.9	13	212	636	5
	2	-9	3	20	7.46	4	5.5	9.5	167.5	502.5	4
17.5	1	-3.5	3.5	20	10.4	5.1	7.9	13	212	742	5
	2	-9	3.5	20	7.46	4	5.5	9.5	167.5	586.25	4

Donde:

H_p : Altura de la pila

C.A : Cota del Anclaje

Sh: Espaciamiento

α_v : Ángulo de inclinación del anclaje con respecto a la horizontal

L1: Longitud mínima del anclaje hasta la mitad del bulbo de adherencia

Lv: Longitud del bulbo

Lf: Largo Libre del anclaje

Lo: Largo total del anclaje

Fw': Carga de tensado del anclaje

La última columna corresponde al número de cables de 0.6' que necesita el anclaje para soportar la carga de tensado.

En el ANEXO C, se presenta la comparación entre las dos soluciones, para distintas alturas de excavación y espaciamiento. Un total de 24 modelos se comparan en pares, haciendo un total de 12 combinaciones de alturas de excavación y espaciamientos.

Los gráficos a continuación resumen el resultado de los modelos. De la Figura 6.15 a la Figura 6.20 se compara la deformación en la corona de la pila (para la solución con pila), y del suelo de la esquina en el mismo punto (para la solución sin pila). De la Figura 6.21 a 6.26 se compara la deformación máxima de los mismos elementos.

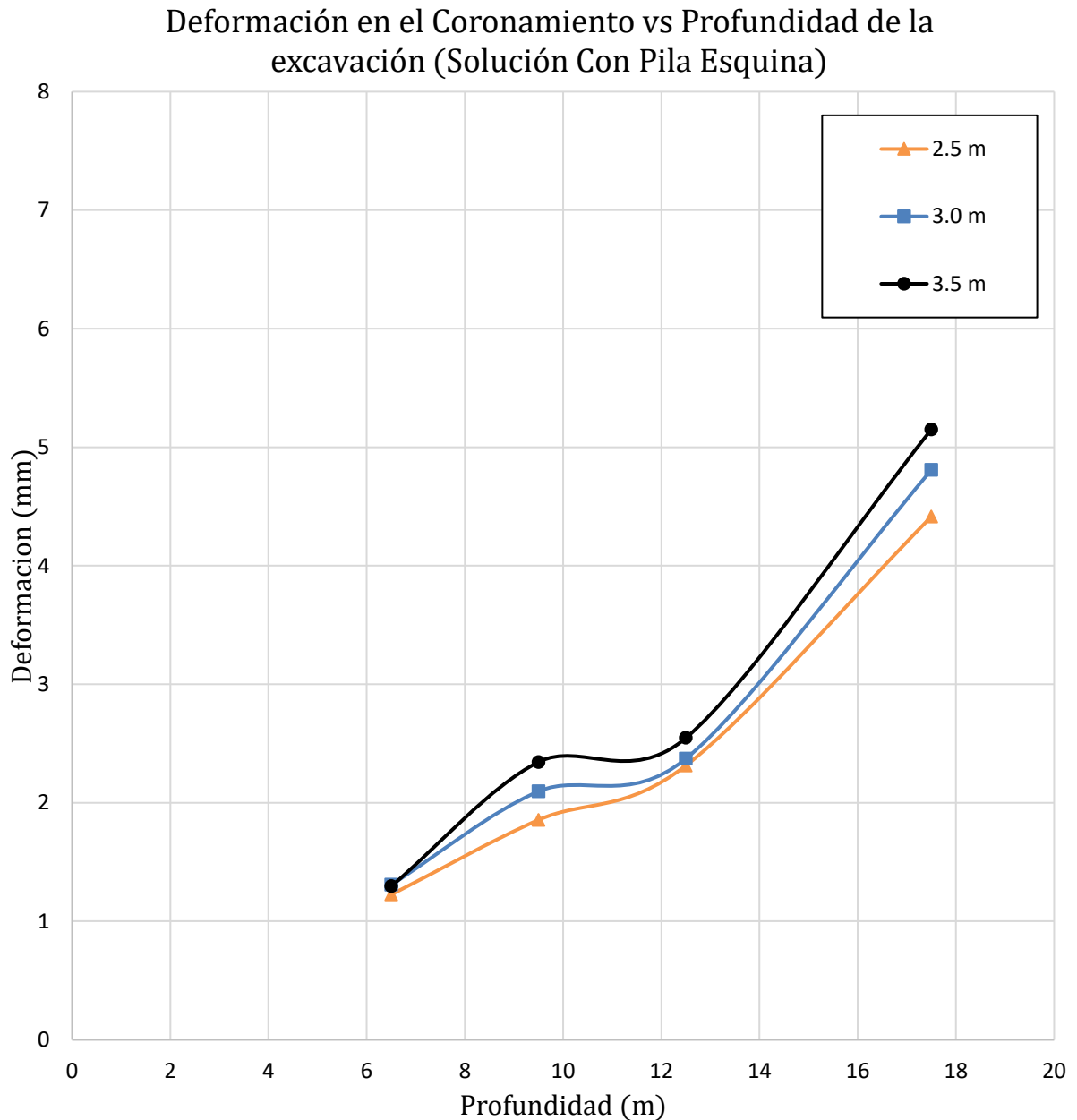


Figura 6.3 Deformación en el coronamiento de la solución con pila en la esquina para distintos espaciamientos y alturas de excavación

Las distintas curvas en las Figuras 6.15 a 6.17 corresponden a los distintos espaciamientos en el arreglo de pilas

Deformación en el Coronamiento vs Profundidad de la excavación (Solución Sin Pila Esquina)

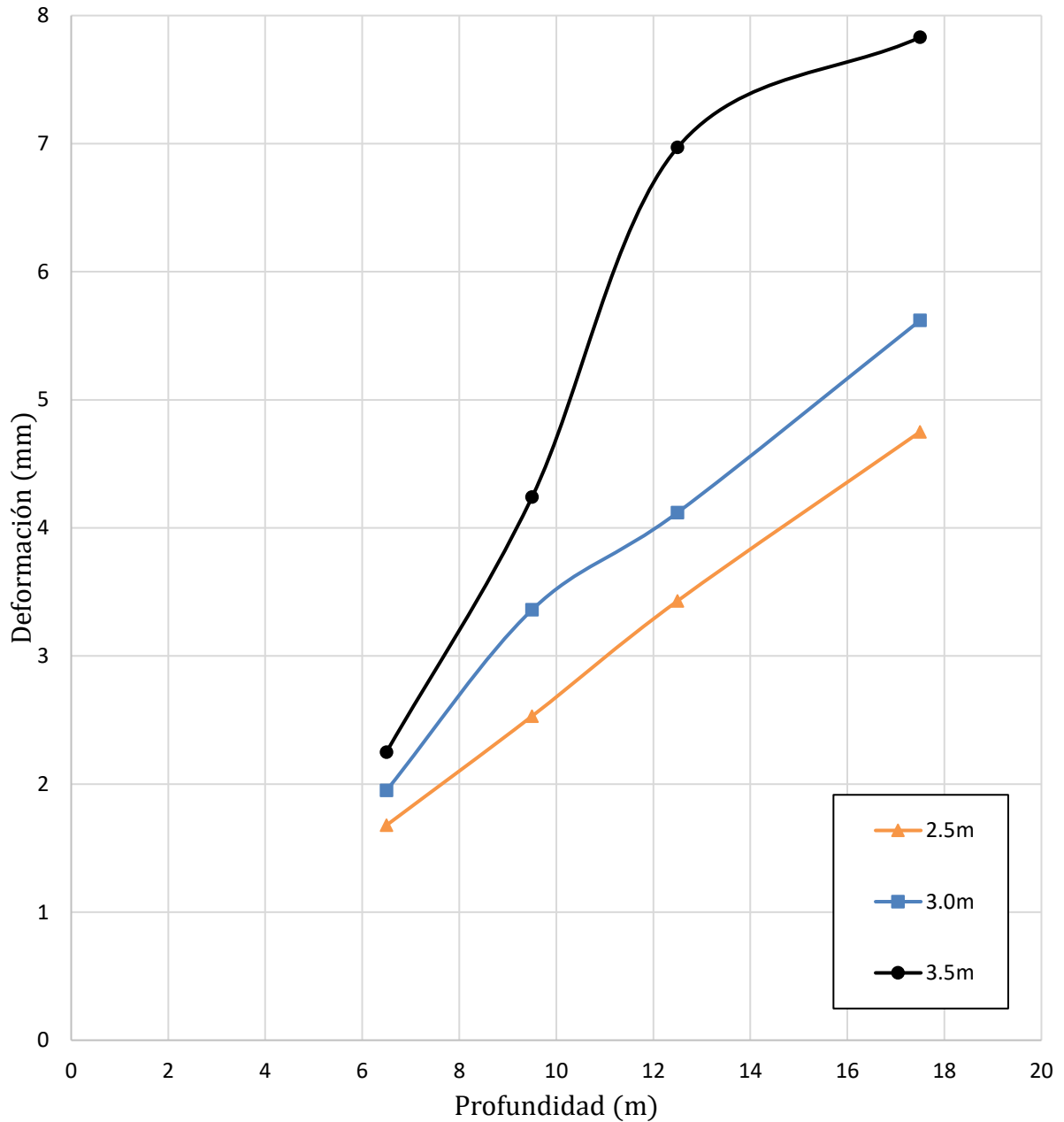


Figura 6.4 Deformación en el coronamiento de la solución sin pila en la esquina, para distintos espaciamientos y alturas de excavación

Deformación en el Coronamiento vs Profundidad de la excavación (Solución Sin Efecto de Borde)

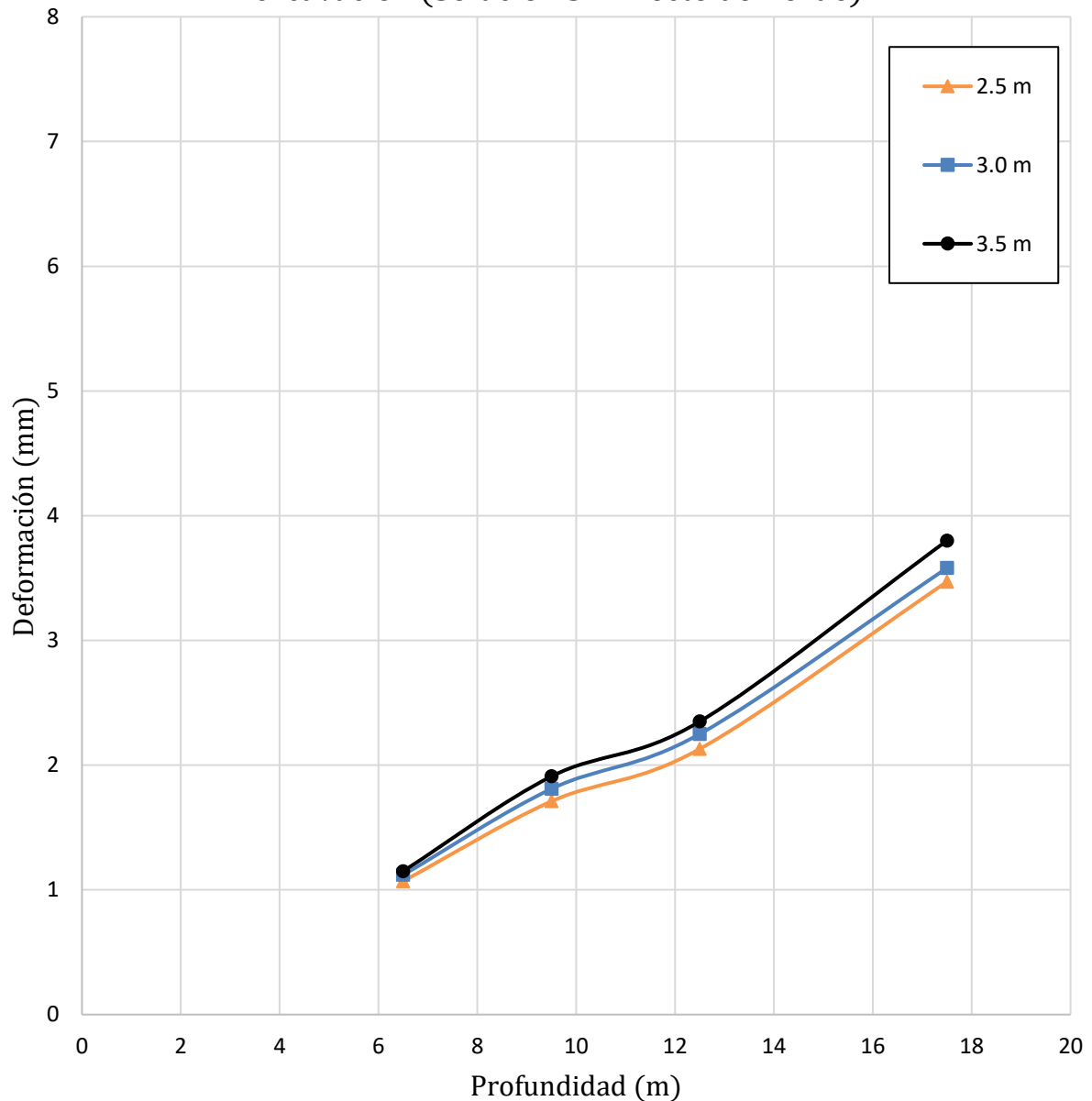


Figura 6.5 Deformación en el coronamiento de la pared lateral, sin efecto tridimensional de esquina, para distintos espaciamientos.

A continuación, se presentan los mismos datos, esta vez, comparando la solución con pila, sin pila y la pared lateral, que en este caso cumple como caso base para la comparación, para distintos niveles de profundidad de excavación, para distintos espaciamientos. Esto es relevante puesto que se puede evidenciar gráficamente la diferencia en las deformaciones de las distintas soluciones.

Deformación en el Coronamiento vs Profundidad de la excavación

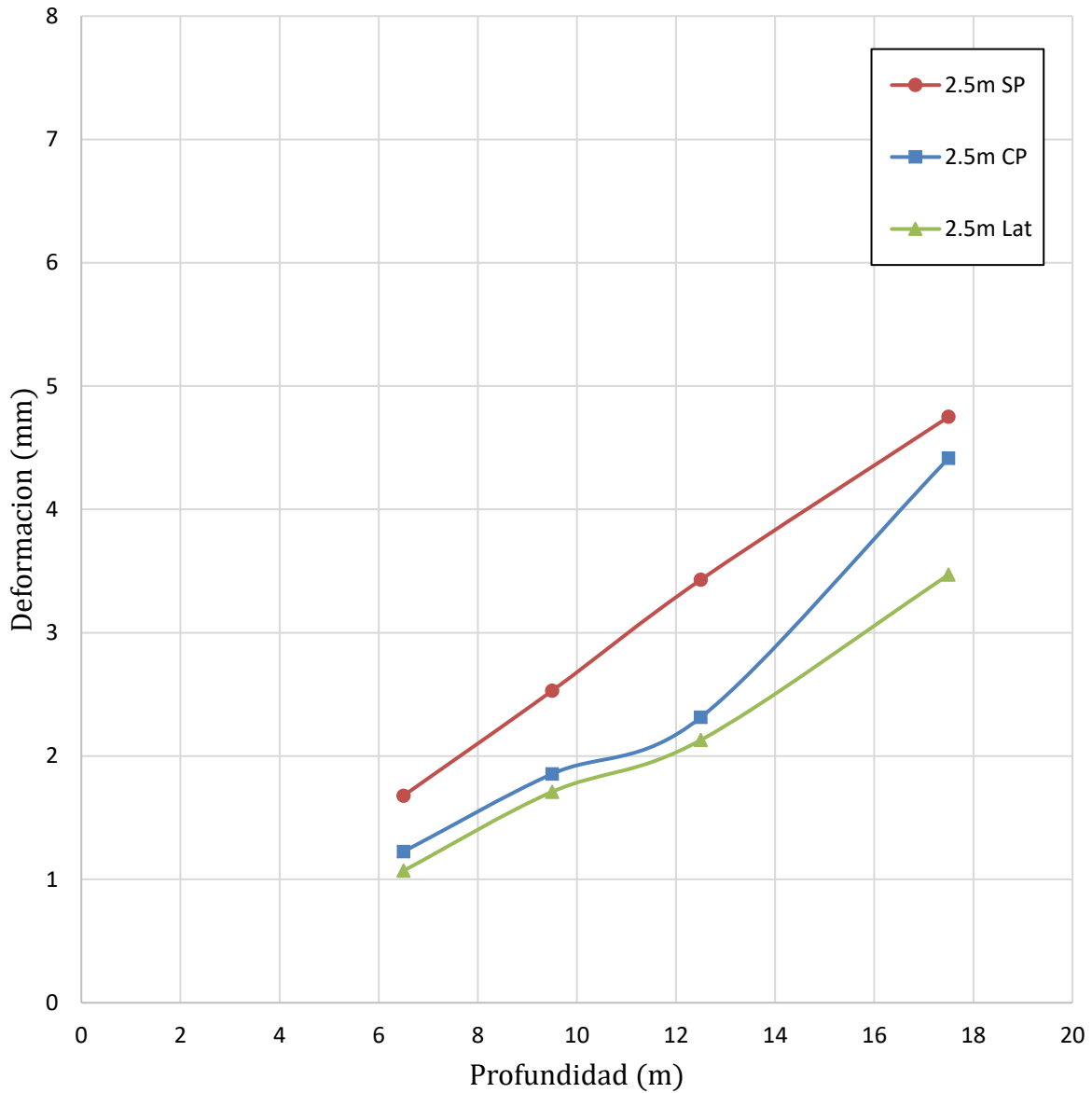


Figura 6.6 Comparación de las deformaciones de los distintos casos, para $S_h = 2.5$

SP : Sin Pila

CP: Con Pila

Lat: Solución Lateral sin efecto de borde tridimensional

S_h : Espaciamiento entre pilas

Deformación en el Coronamiento vs Profundidad de la excavación

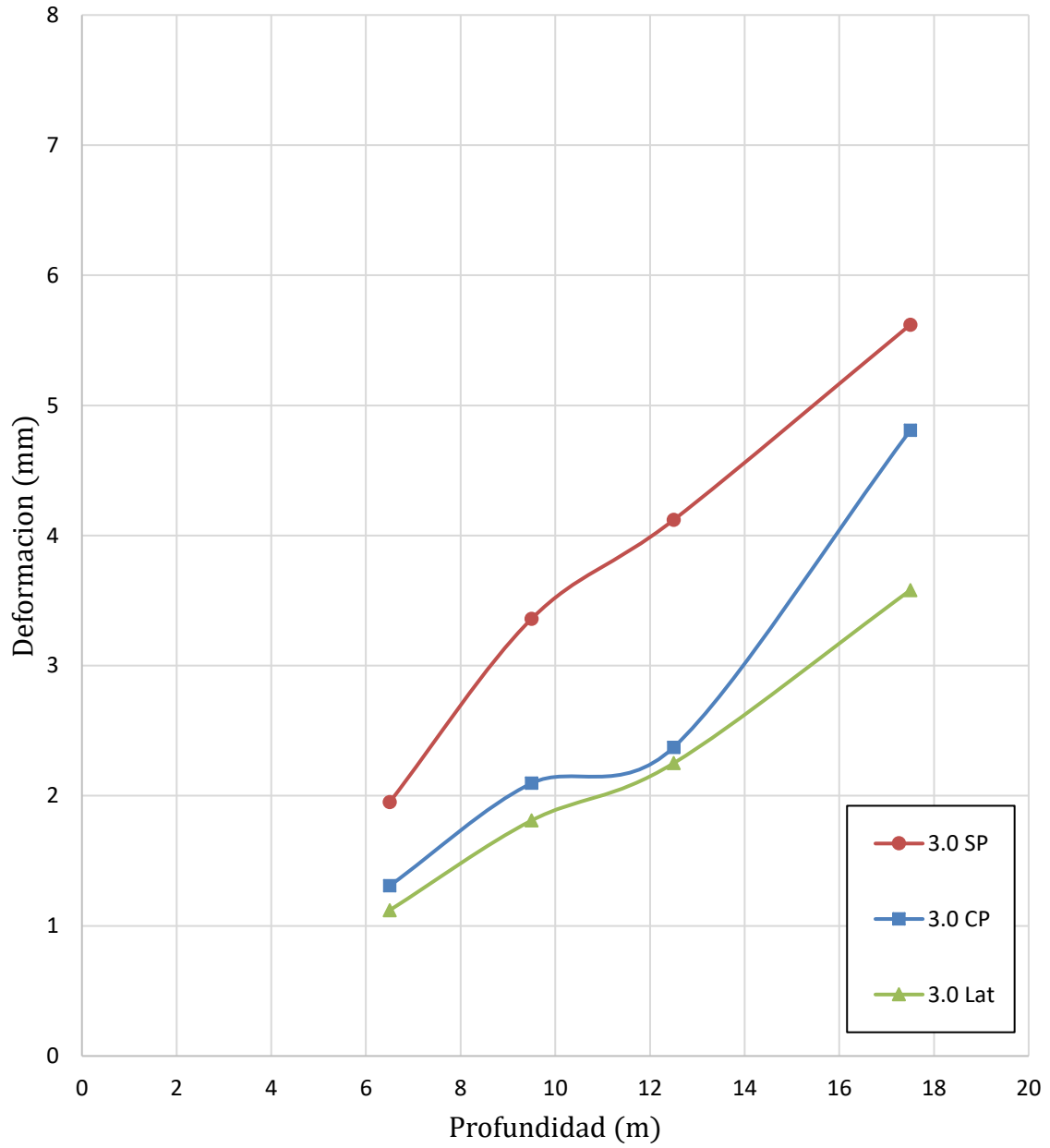


Figura 6.7 Comparación de las deformaciones de los distintos casos, para $S_h = 3.0$

Deformación en el Coronamiento vs Profundidad de la excavación

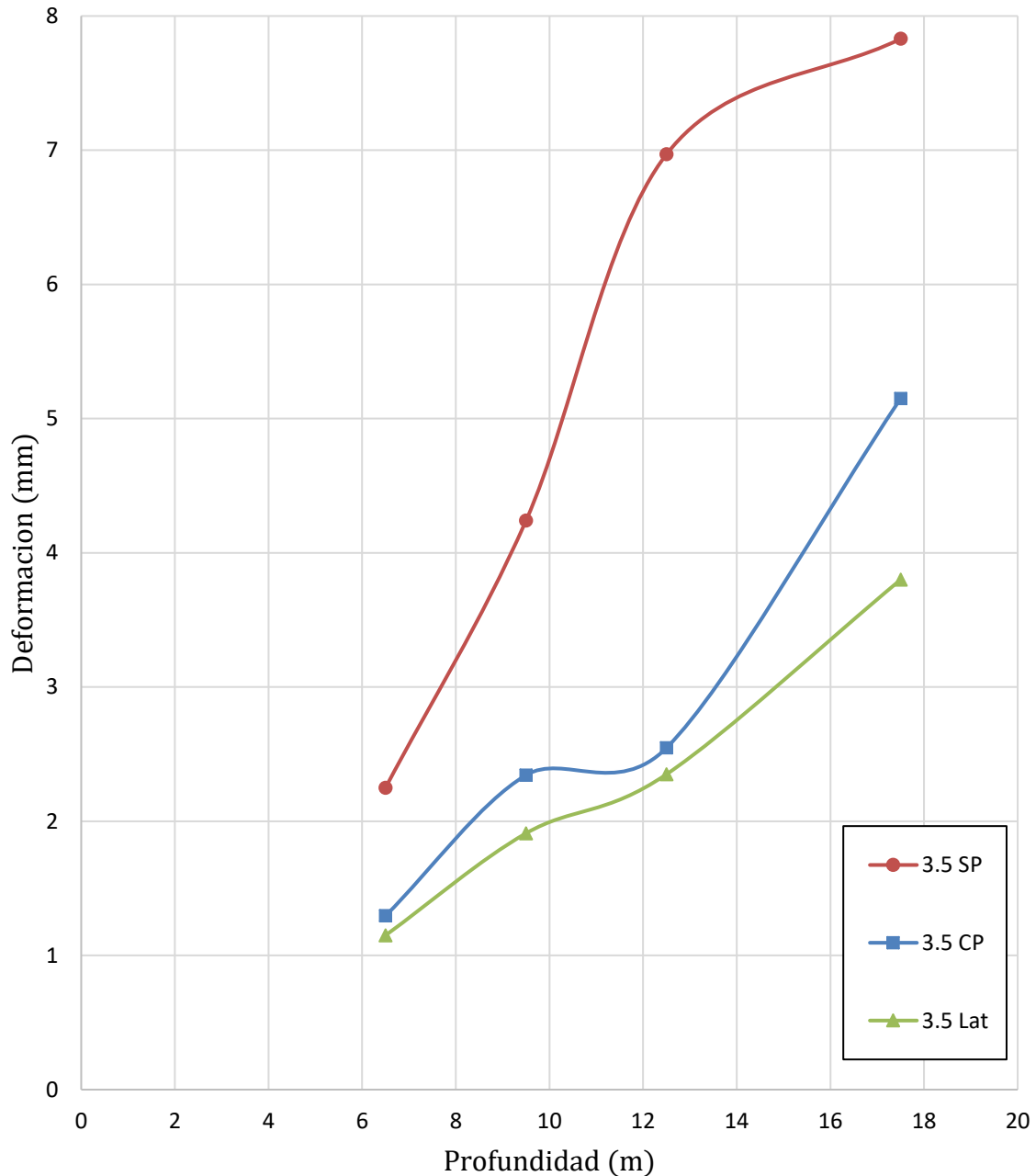


Figura 6.8 Comparación de las deformaciones de los distintos casos, para $S_h = 3.5m$

De la Figura 6.21 a 6.23 se muestra la deformación máxima de las soluciones, que no es necesariamente en el coronamiento, mientras que en las Figuras 6.24 a 6.26 se presentan los mismos resultados, esta vez comparándolos con la solución sin efecto de borde 3D.

Deformación Máxima vs Profundidad de la excavación (Solución Con Pila Esquina)

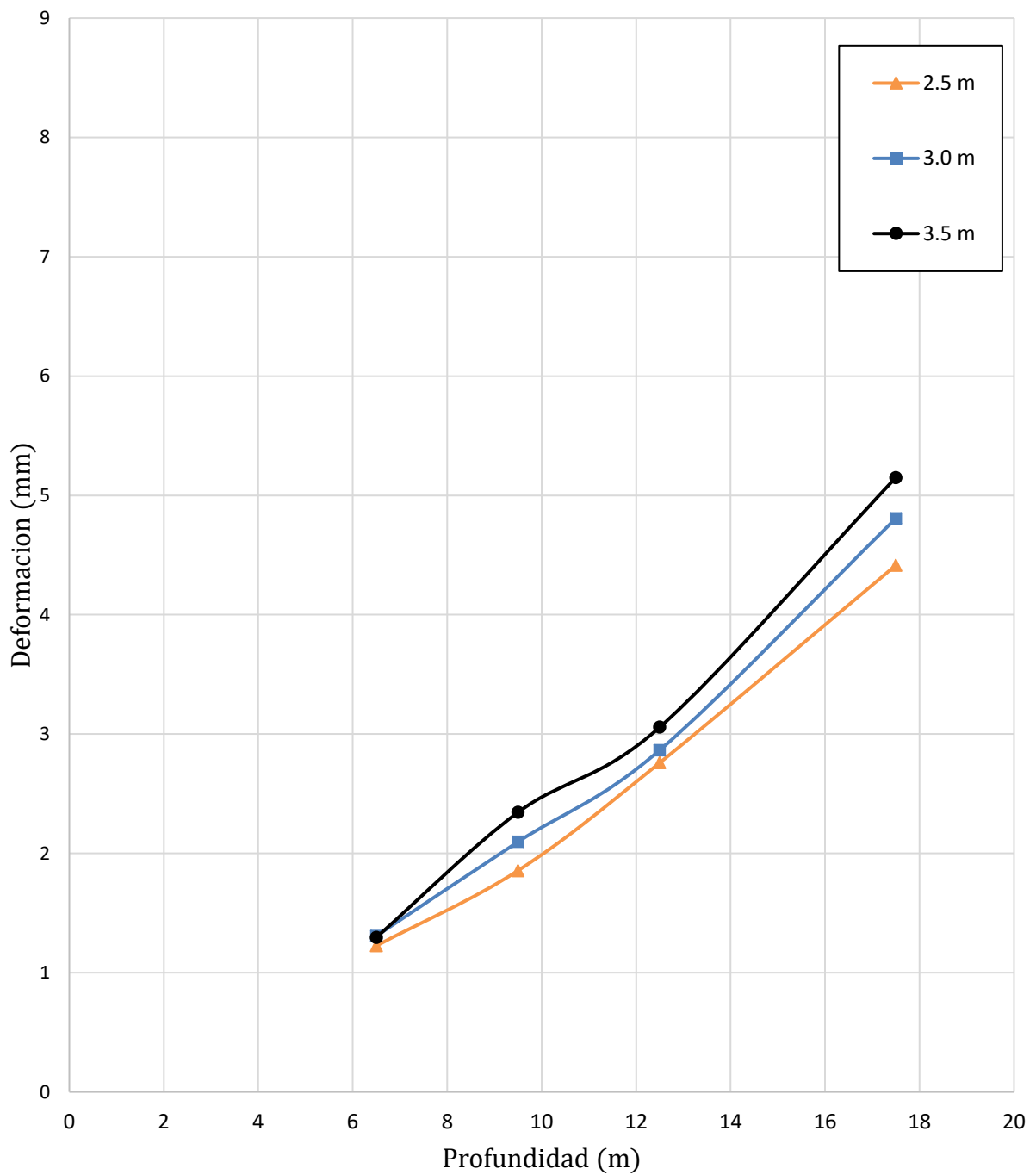


Figura 6.9 Deformación Máxima de la solución con pila en la esquina para distintos espaciamientos.

Deformación Máxima vs Profundidad de la excavación (Solución Sin Pila Esquina)

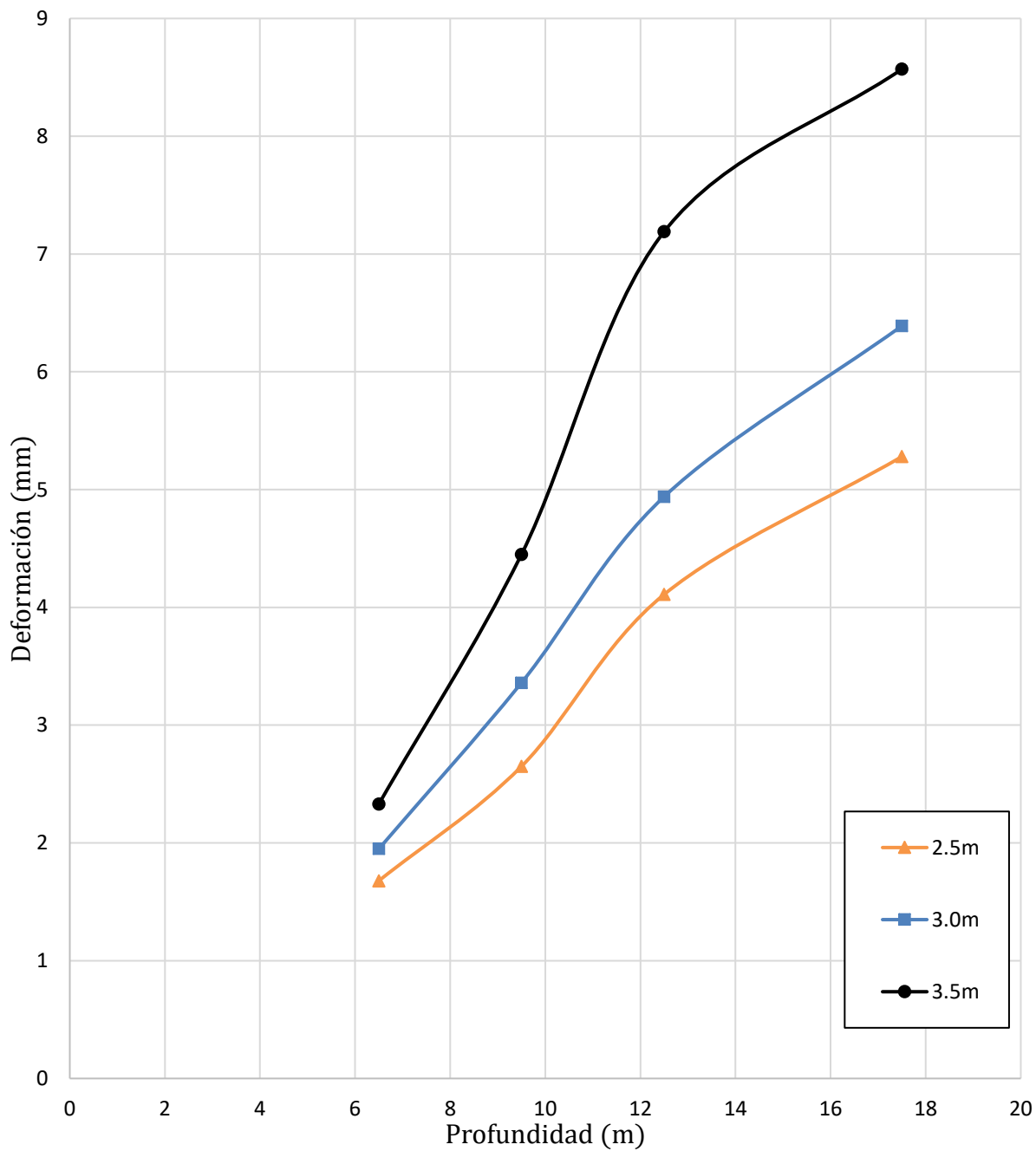


Figura 6.10 Deformación Máxima de la solución sin pila en la esquina para distintos espaciamientos.

Deformación Máxima vs Profundidad de la excavación
(Solución sin Efecto de Borde)

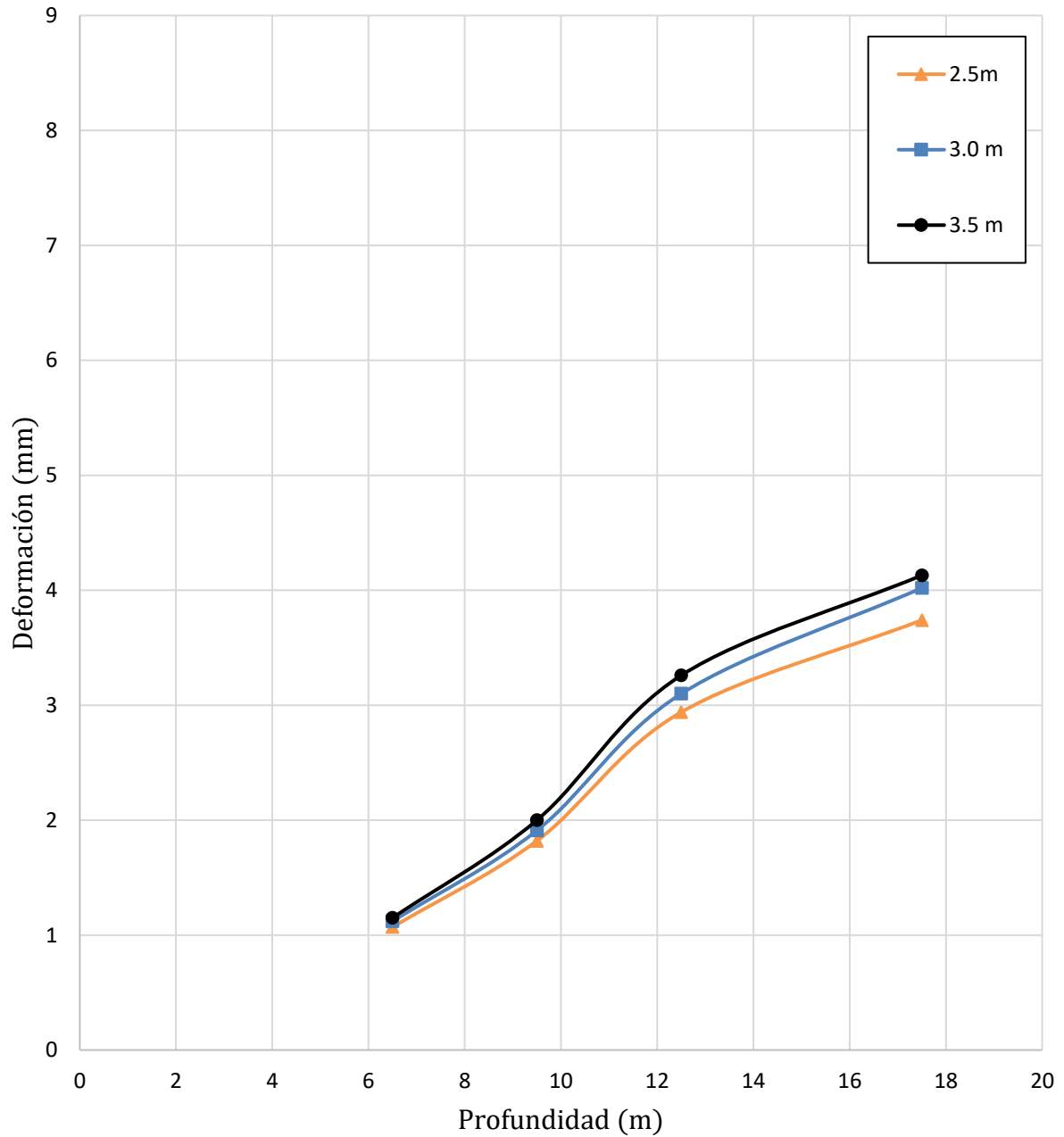


Figura 6.11 Deformación Máxima de la pared lateral, sin efecto tridimensional de esquina, para distintos espaciamientos.

Deformación Máxima vs Profundidad de la excavación

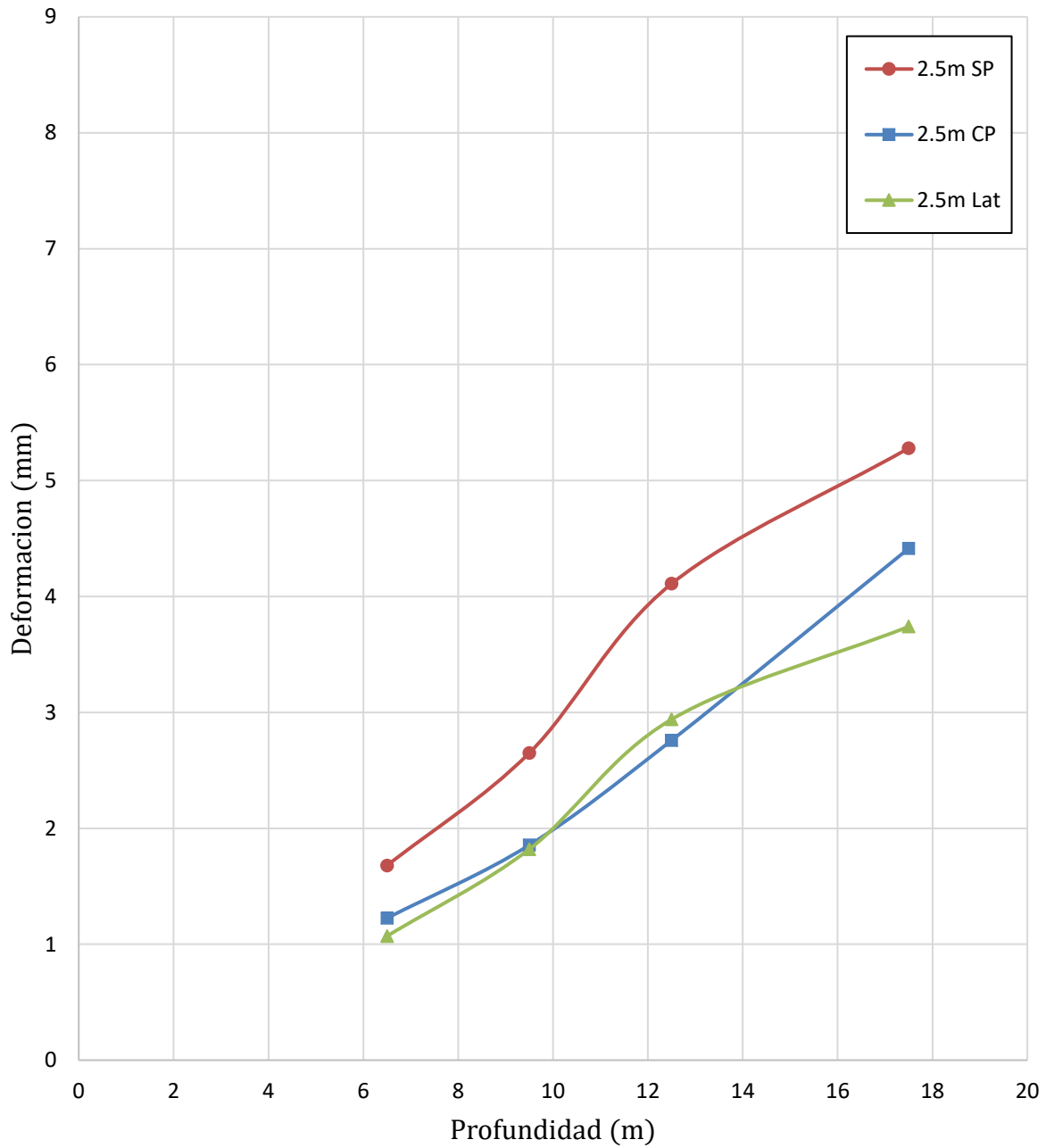


Figura 6.12 Comparación de las deformaciones máximas de los distintos casos, para $S_h = 2.5$

Deformación Máxima vs Profundidad de la excavación

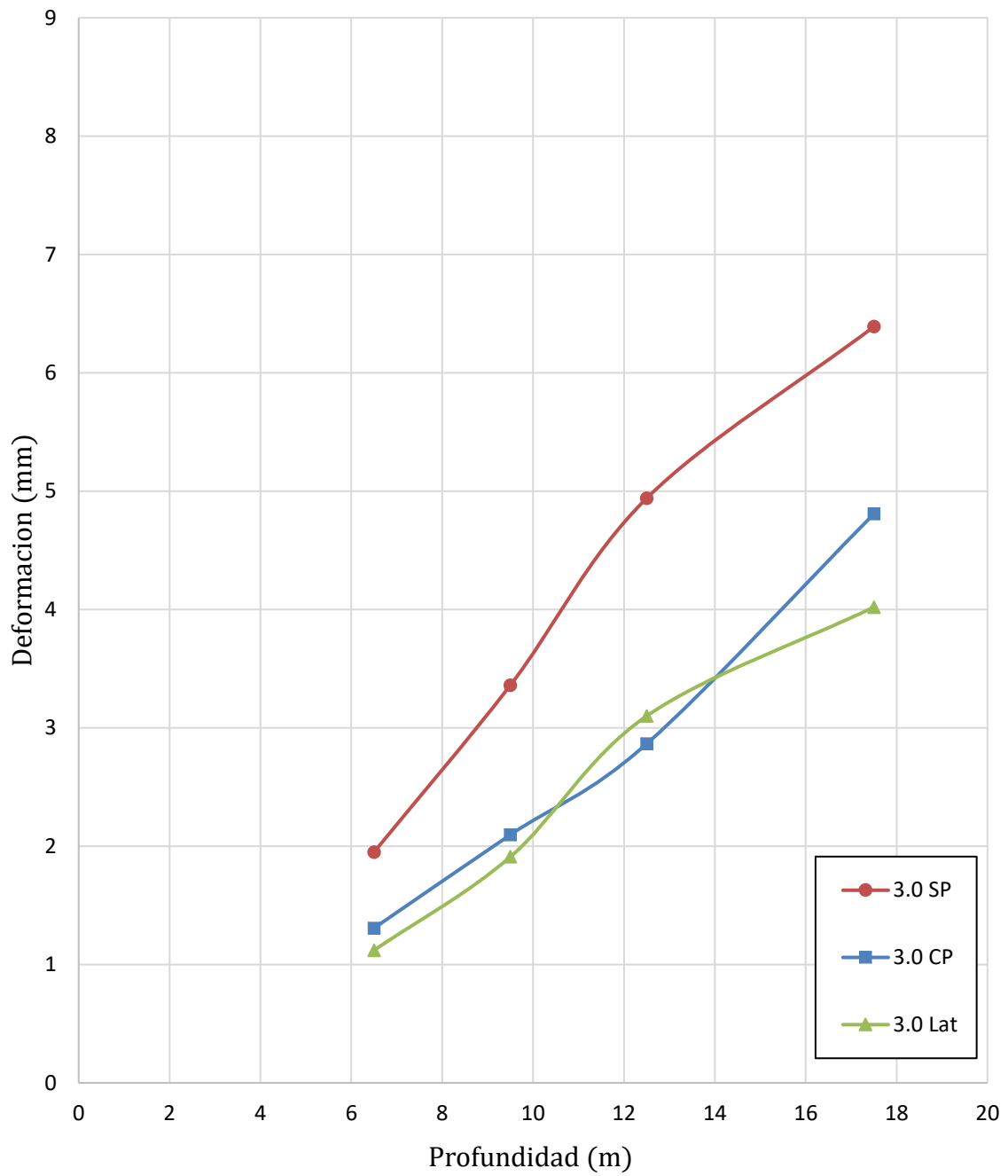


Figura 6.13 Comparación de las deformaciones máximas de los distintos casos, para $S_h = 3.0$

Deformación Máxima vs Profundidad de la excavación

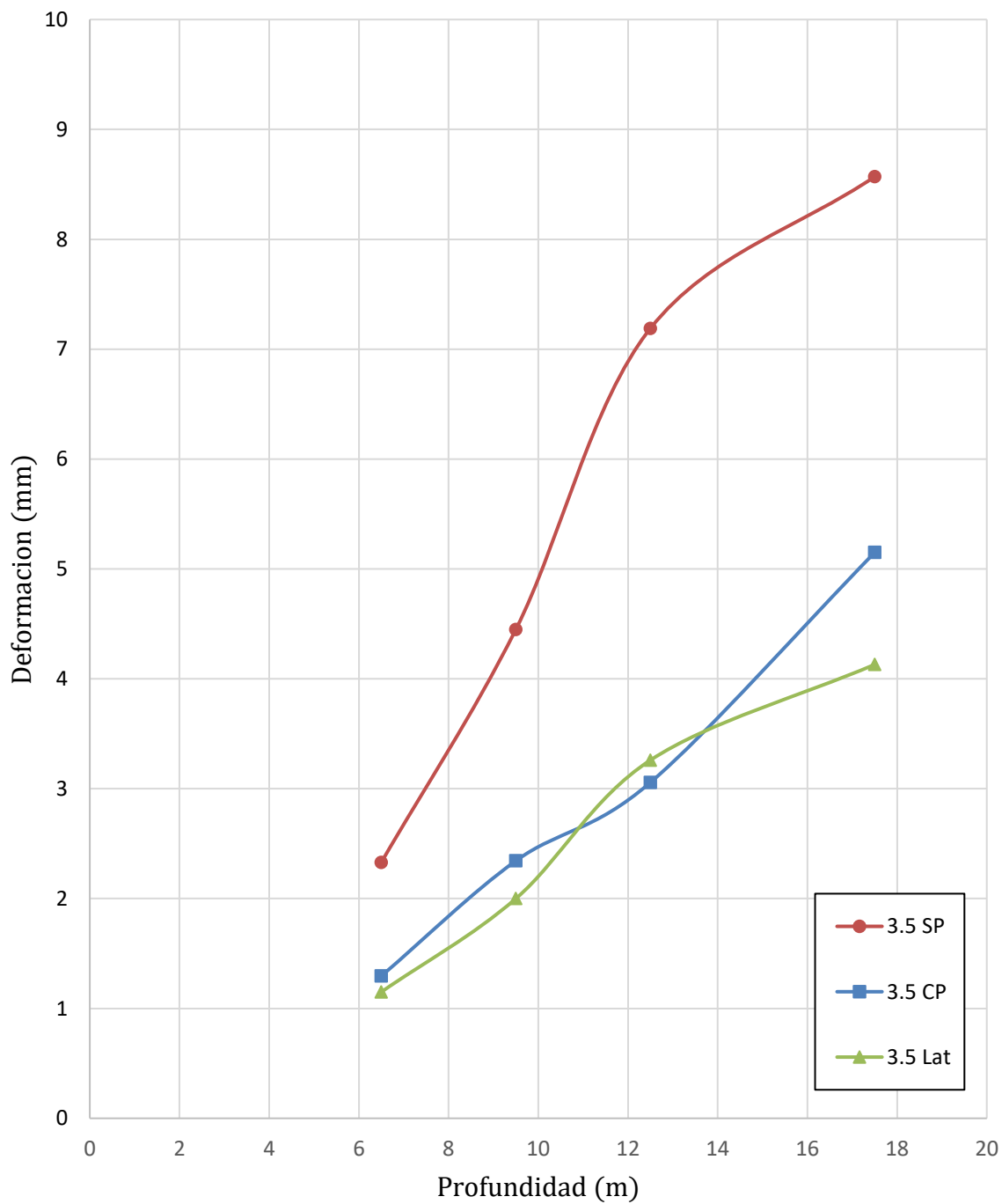


Figura 6.14 Comparación de las deformaciones máximas de los distintos casos, para $S_h = 3.5$

Como se puede ver, los niveles de deformación máxima para la pared sin efecto tridimensional, y la solución con pila en la esquina, muestran niveles de deformación similares. Existe una diferencia en el comportamiento de la excavación con 3 subterráneos ($H_{pila} = 12.5$) que se puede ver en los gráficos de deformación máxima. Se evidencia que la solución con pila tiene menores deformaciones máximas que la solución lateral

A continuación, se presenta el factor de seguridad de PLAXIS3D para los casos expuestos en este estudio.

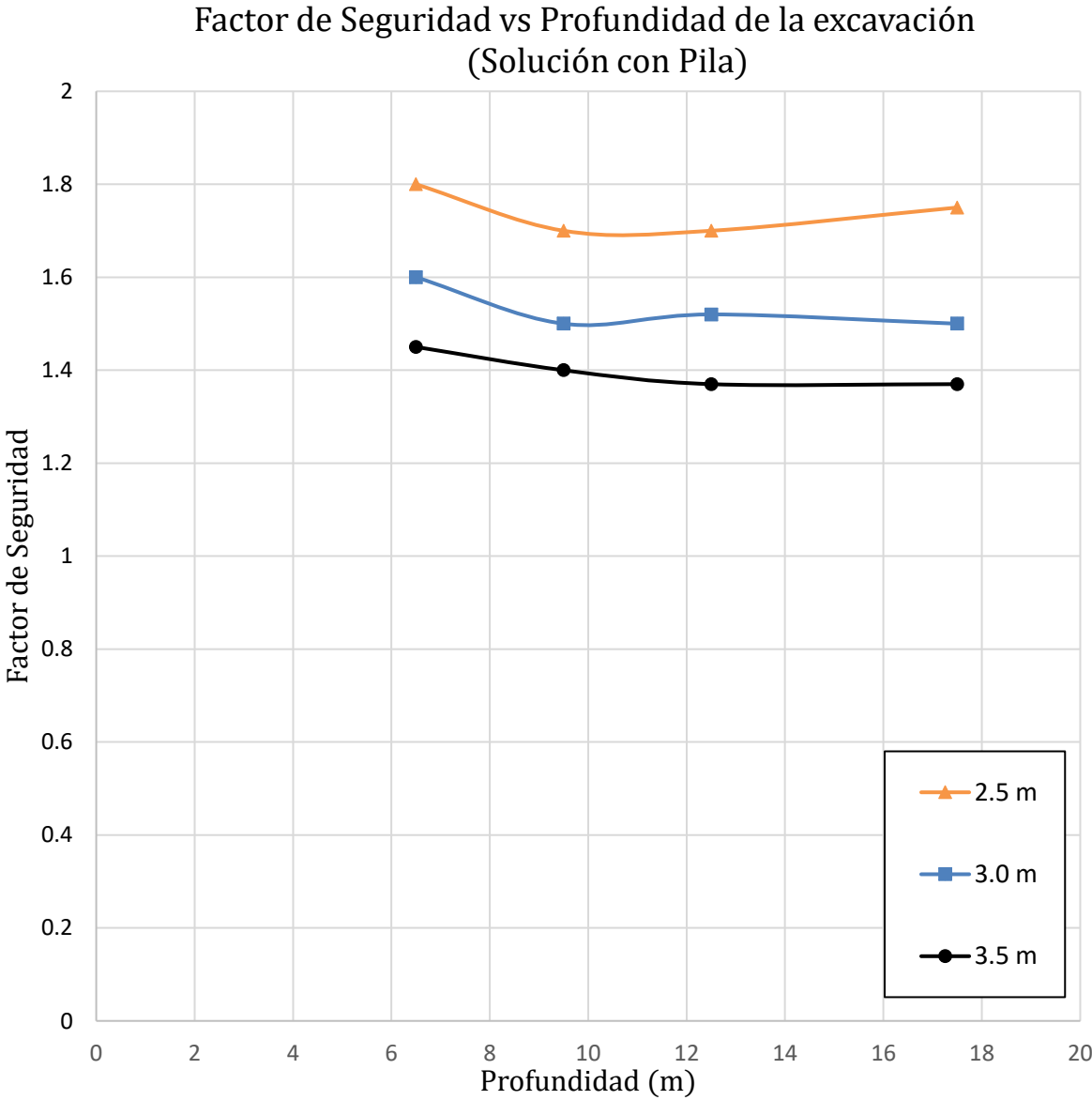


Figura 6.15 Factor de Seguridad de los modelos en PLAXIS 3D, para distintos espaciamientos y alturas de excavación.

Factor de Seguridad vs Profundidad de la excavación (Solución Sin Pila)

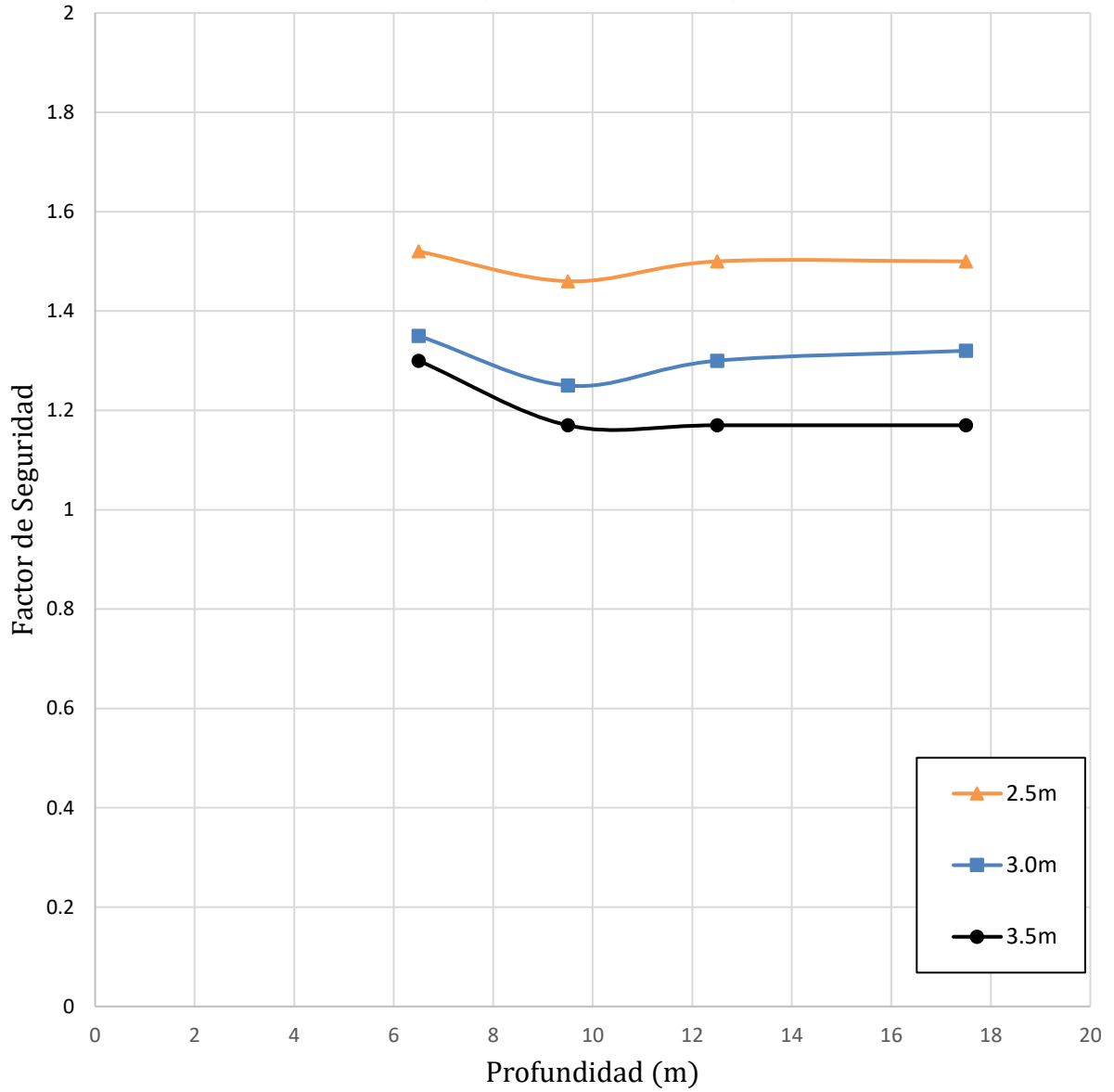


Figura 6.16 Factor de Seguridad de los modelos en PLAXIS 3D, para distintos espaciamientos y alturas de excavación.

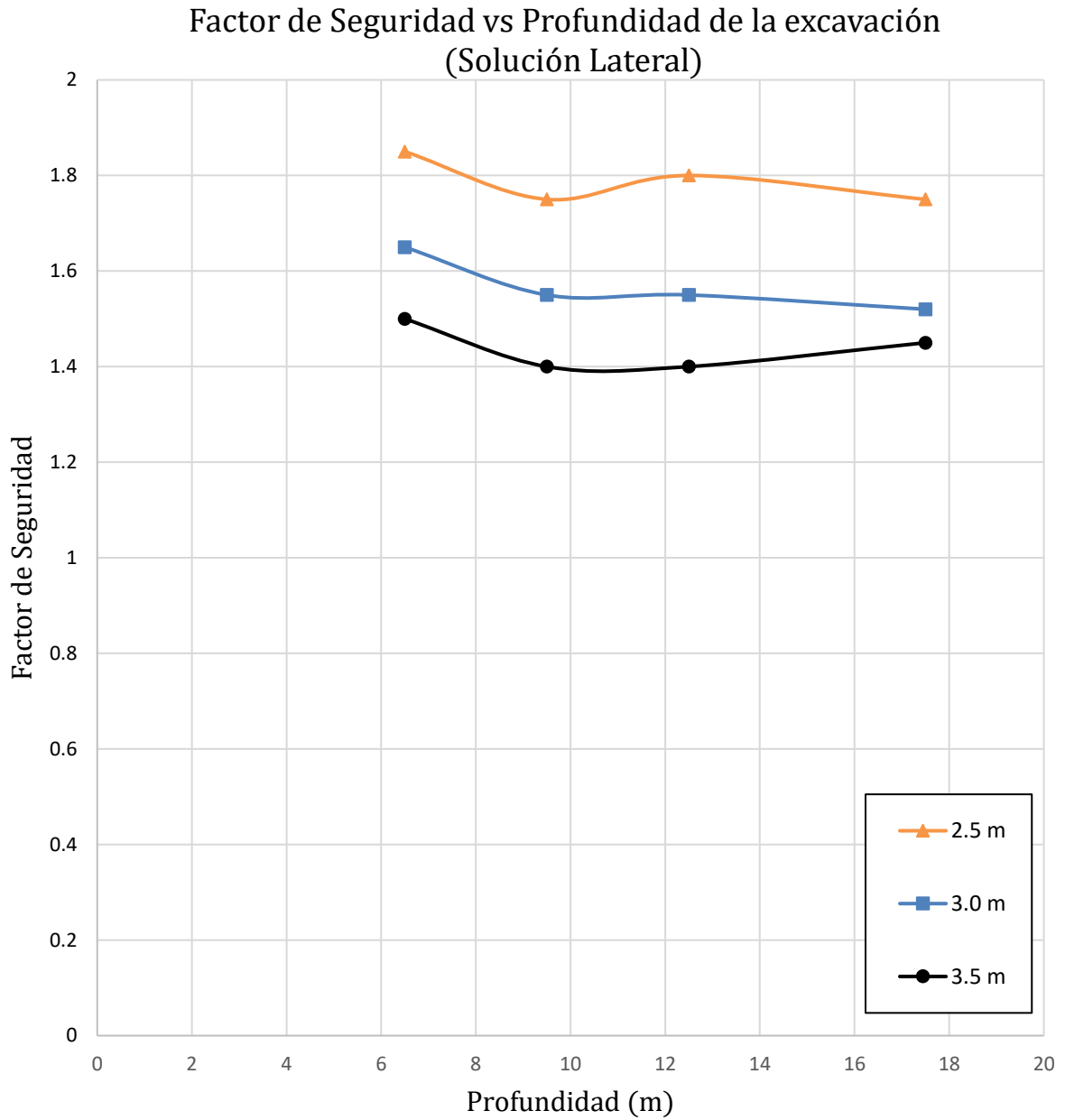


Figura 6.17 Factor de Seguridad de los modelos en PLAXIS 3D, para distintos espaciamientos y alturas de excavación.

A continuación, se muestran los mismos resultados, agrupados por espaciamiento de pilas para su comparación.

Factor de Seguridad vs Profundidad de la excavación

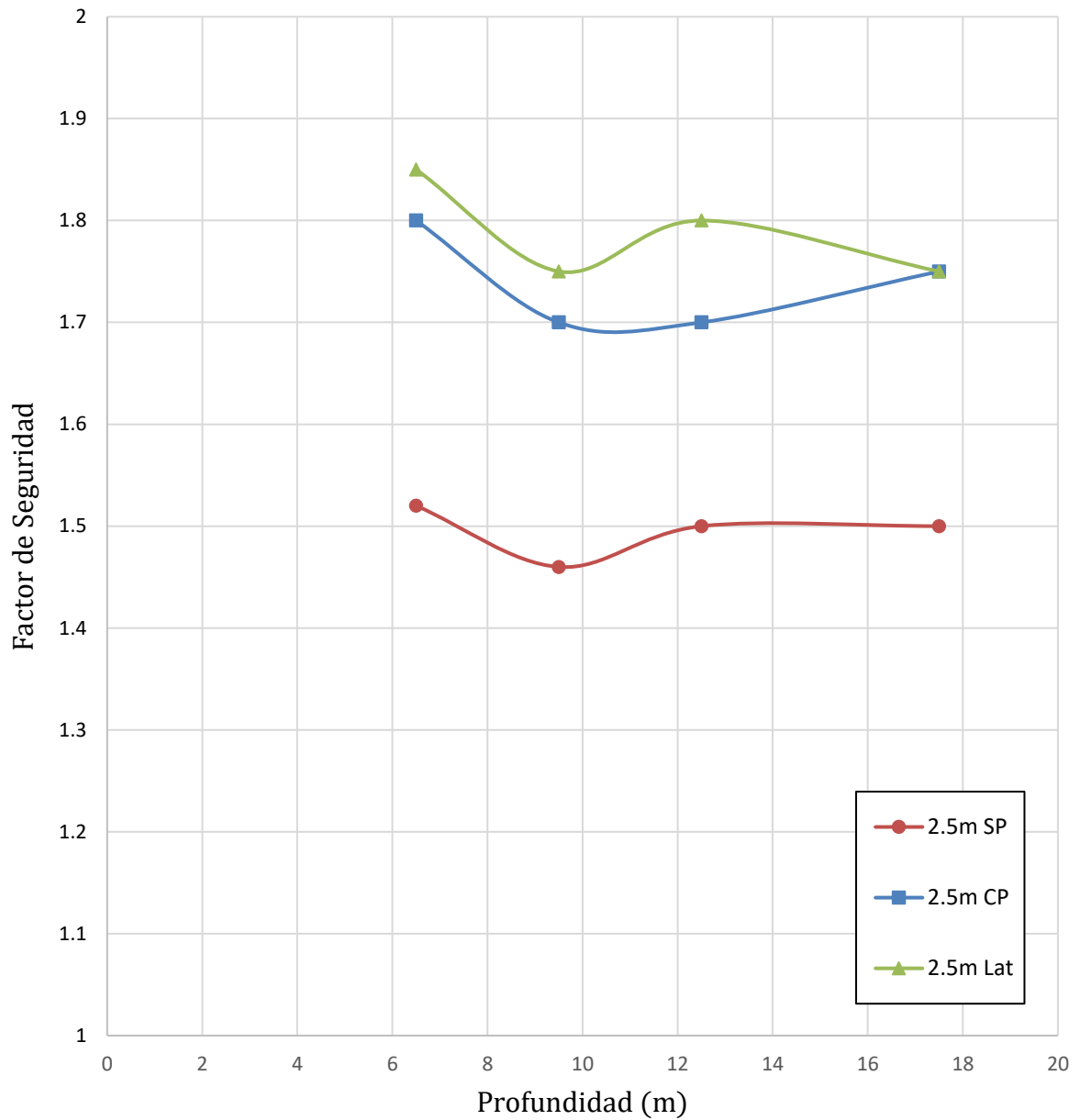


Figura 6.18 Factor de Seguridad de los modelos en PLAXIS 3D, para las distintas soluciones con $S_h = 2.5 [m]$

Factor de Seguridad vs Profundidad de la excavación

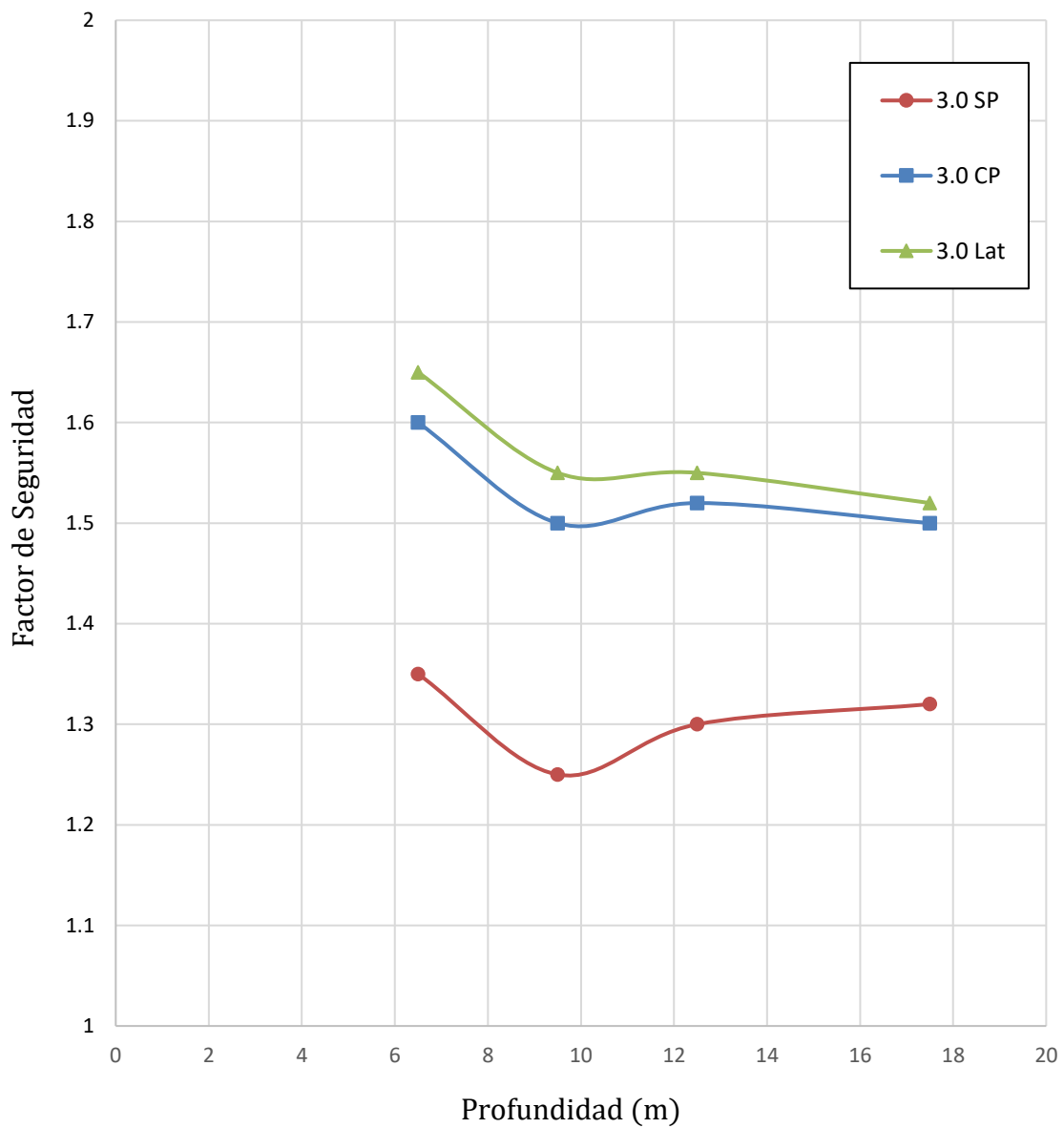


Figura 6.19 Factor de Seguridad de los modelos en PLAXIS 3D, para las distintas soluciones con $S_h = 3.0 [m]$

Factor de Seguridad vs Profundidad de la excavación

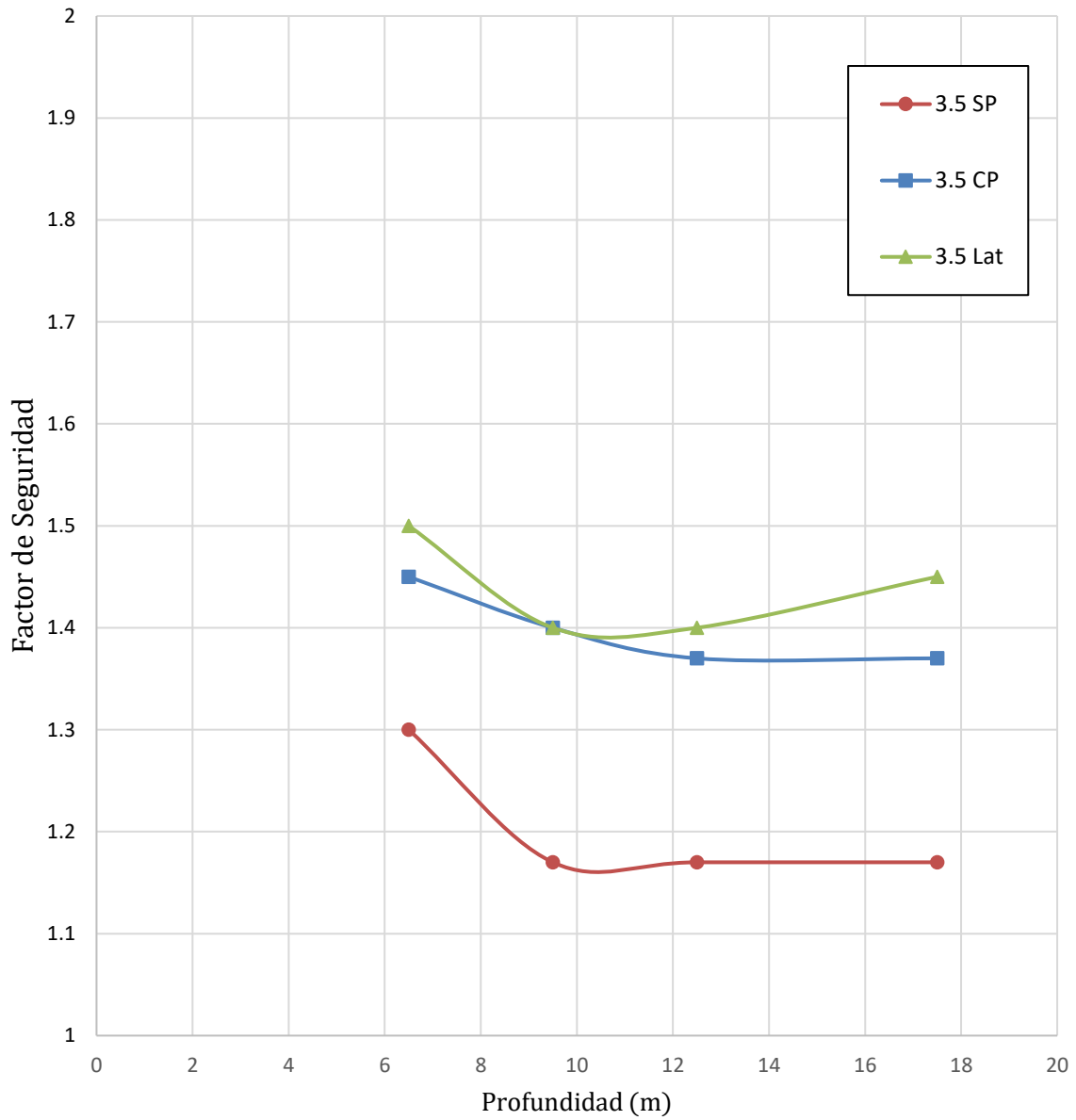


Figura 6.20 Factor de Seguridad de los modelos en PLAXIS 3D, para las distintas soluciones con $S_h = 3.5 [m]$

7. Análisis de Resultados

A partir de las Figuras 6.15 a 6.20 se establece que, existe una mayor deflexión en el coronamiento de las pilas que presentan efectos de borde tridimensional. Este aumento en la deformación se ve afectado por el aumento de la altura de excavación, así como el aumento en el espaciamiento entre pilas, de manera no-lineal, mientras que las pilas sin efecto de borde presentan un aumento lineal en la deformación para mayor altura de excavación y mayor espaciamiento. También se evidencia que para espaciamientos mayores a 3.0[m] y alturas de excavación mayores a 12,5 [m] la solución sin pila en la esquina presenta deformaciones excesivas en comparación a las otras soluciones.

Por otra parte, del análisis de las Figuras 6.21 a 6.23 se puede ver que el comportamiento de la deformación máxima y en el coronamiento es bastante similar, mientras que en las Figuras 6.24 a 6.26 se evidencia que para alturas menores a 12.5 [m], la solución con pila en la esquina presenta prácticamente el mismo nivel de deformación que la solución sin efecto de borde 3D.

A partir de las Figuras 6.27 a 6.29 se evidencia que la solución sin pila presenta factores de seguridad menores a las otras soluciones, llegando a valores menores a 1.2 para alturas de excavación mayores a 6.0 [m] y espaciamientos mayores de 3.0 [m]. Cuando se comparan los factores de seguridad para el mismo espaciamiento entre pilas, en las Figuras 6.30 a 6.32, se puede ver que la solución con pila en la esquina presenta un factor de seguridad muy similar al de la solución lateral, con una variación máxima de 0.1. En la Figura 6.32 se evidencia de mejor manera el bajo factor de seguridad que presenta la solución sin pila para alturas mayores a 6[m] y espaciamiento de 3.5 [m]

8. Conclusiones

En base a los resultados presentados en este estudio, Se concluye que la ley constitutiva para el modelo Hardening Soil de la Grava de Santiago, para la predicción de deformaciones en entibaciones, presenta un menor error en comparación a las leyes constitutivas anteriores. Para que la herramienta se pueda extrapolar a otras obras se debe ingresar ciertas condiciones de terreno de cada obra, tales como la cota de cambio de horizonte entre Gravas de 1ª y 2ª Depositación, el nivel del relleno en terreno y sobrecargas tras la entibación.

Con respecto a los parámetros de resistencia utilizados en la calibración, se puede ver una reducción en la cohesión de la Grava de 2ª Depositación, esto es debido a que los parámetros establecidos por las investigaciones anteriores presentan deformaciones de menor orden a las obtenidas a través de la inclinometría, esto es porque la cohesión del suelo es un parámetro influyente en el modelo Hardening Soil. Al tener valores tan altos, para la cohesión y el ángulo de fricción, el modelo infravalora las deformaciones, siendo más determinante que el Módulo de Deformación.

Los alcances de este estudio aplican solo para la Grava de Santiago, dejando fuera la zona Norte (Quilicura, Lampa, Huechuraba), Poniente (Maipú, Pudahuel) y parte de la zona Oriente, donde el terreno presenta suelos arcillosos.

En cuanto al problema de las esquinas abiertas, se evidencia una diferencia cuantitativa entre ambas soluciones propuestas, demostrando, tanto por un criterio de deformaciones, como por criterio de falla (Factor de Seguridad), que la solución propuesta con pila en la esquina tiene un mejor comportamiento, manteniendo las magnitudes de deformación y Factor de Seguridad de una pared lateral sin efecto de borde 3D. La solución propuesta sin pila en la esquina muestra un buen comportamiento para $Sh=2.5[m]$, tanto para criterios de deformación como su Factor de Seguridad, manteniendo este último cercano a 1.5.

Como se puede ver en la Figura 6.29, el factor de seguridad mínimo calculado con PLAXIS3D para $Sh=3.5 [m]$ para una pared lateral, diseñada según los criterios descritos en el acápite 2.8, es 1.4. La solución sin pila muestra valores menores a este para espaciamientos entre 3.0[m] a 3.5 [m] en todas las alturas estudiadas (de 1 a 5 subterráneos), por lo que es una solución no conservadora para las condiciones anteriormente descritas. Se sugiere que, en los proyectos donde no se pueda materializar una pila en la esquina, la separación entre las pilas que rematan las paredes laterales se mantenga menor a 2.5[m] que es el espaciamiento que presenta mejores resultados para este tipo de solución.

Finalmente, si evaluamos los niveles de deformación según los criterios establecidos por Ortigosa (2001)[11], el desplazamiento normalizado Δ/H para el caso $S_h = 3.5$ y $H_p = 17.5$ con pila en la esquina, es $3.29 * 10^{-4}$, donde el máximo para excavaciones mayores a 10[m] es $6.00 * 10^{-4}$, y lo recomendado $5.00 * 10^{-4}$. Se puede concluir que las deformaciones esperadas están dentro de este criterio. Para el mismo caso, pero sin pila esquina, el parámetro Δ/H es $5.54 * 10^{-4}$ por lo que nos encontramos muy cerca del límite de desplazamiento normalizado máximo para asegurar la estabilidad de la entibación.

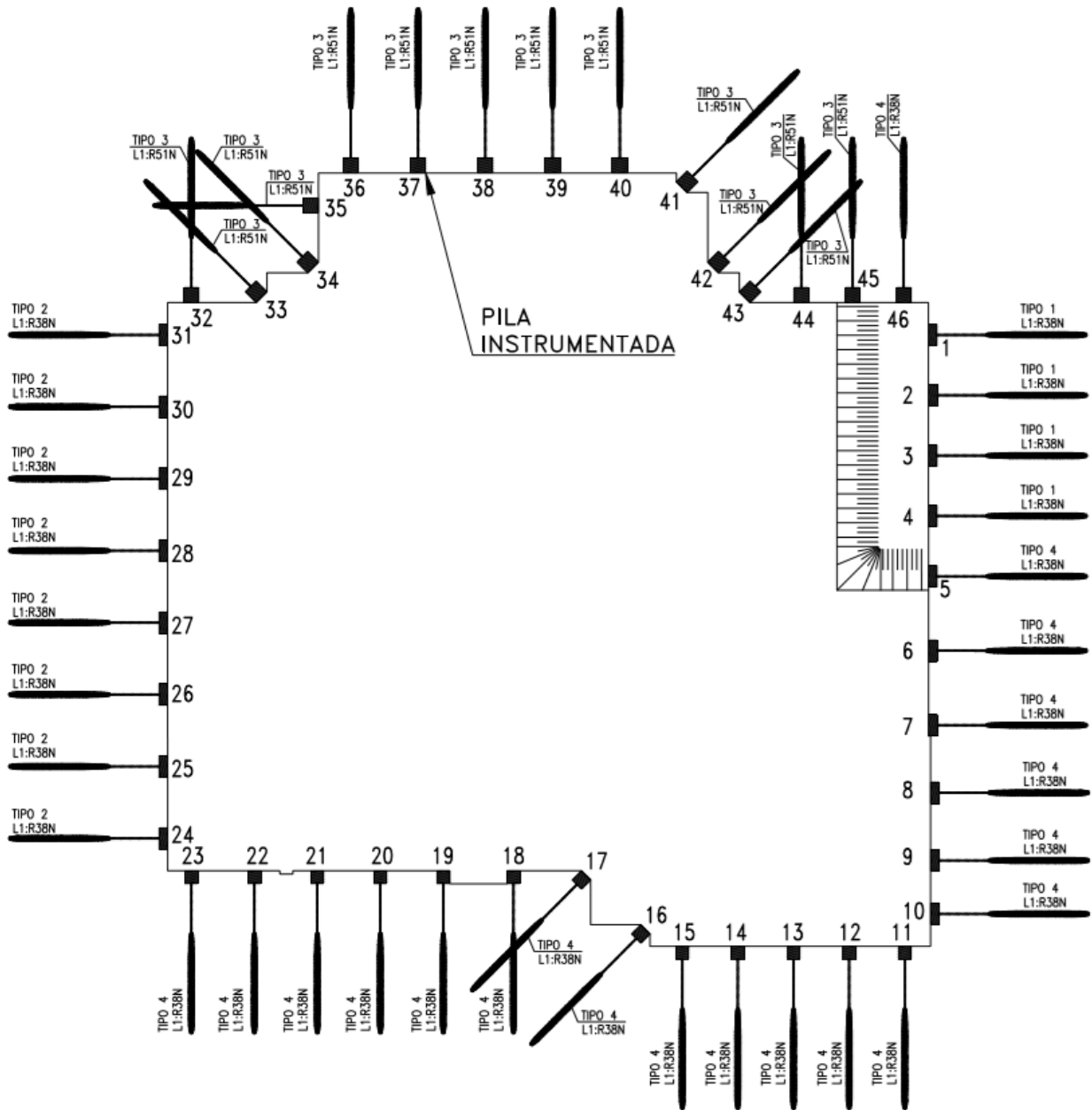
9. Bibliografía

- [1] I. Kort, «Mediciones en sitio de propiedades mecánicas de la grava para modelo de interacción y cimentación del metro de Santiago,» de *6º Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones*, Lima, Perú, 1979.
- [2] M. Poblete, «Características Elásticas de la grava fluvial de Santiago determinadas por mediciones en asentamientos de edificios altos,» *Revista del IDIEM*, 1981.
- [3] K. d. l. Hoz, «Estimación de los Parámetros de Resistencia al Corte en Suelos Granulares Gruesos,» *Tesis para optar al grado de magíster en ciencias de la ingeniería, mención ingeniería geotécnica*, 2007.
- [4] Szepesházi, Mahler y Móczár, «Three Dimensional Finite Element Analysis of Deep Excavations' Concave Corners,» *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, pp. 371-378, 2016.
- [5] Pardo, Saez y Ledesma, «Seismic response of a pile-supported excavation on Santiago gravel,» de *15WCEE*, Lisboa, 2012.
- [6] R. L. Handy, «The Arch in Soil Arching,» *J Geotech Engineering*, 1985.
- [7] C. Y. Chen y G. Martin, «Soil-structure interaction for landslide stabilizing piles,» *Computers and Geotechnics* 29, 2002.
- [8] Ortigosa y Hidalgo, «Estabilidad de excavaciones en la línea 5 del Metro de Santiago,» de *IV Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, Chile, 1997.
- [9] Ortigosa , IDIEM, «Entibaciones en Grava,» 2001.
- [10] Poblete, «Propiedades carga deformacion de suelos granulares en algunas ciudades chilenas,» de *Primer Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, 1982.
- [11] Ortigosa y Kort, «Predicción de asentamientos en la grava de Santiago,» *IV Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, 1997.
- [12] C. Medina, «Estudio del efecto arco aplicado a problemas de ingeniería,» *Tesis para optar al título de ingeniero Civil*, 2002.
- [13] Kondner, «Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive Soils,» *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, vol. 89, nº 1, pp. 115-144, 1963.
- [14] Duncan y Chang, «Nonlinear Analysis of Stress and Strain,» *Journal of Soil Mechanics & Foundations Division*, vol. 96, pp. 1629-1653, 1970.
- [15] Schanz, Vermeer y Bonnier, «The hardening soil model: Formulation and verification,» de *Beyond 2000 in Computational Geotechnics* , Rotterdam, 1999, pp. 281-296.
- [16] PLAXIS, PLAXIS 3D Reference Manal, 2016.

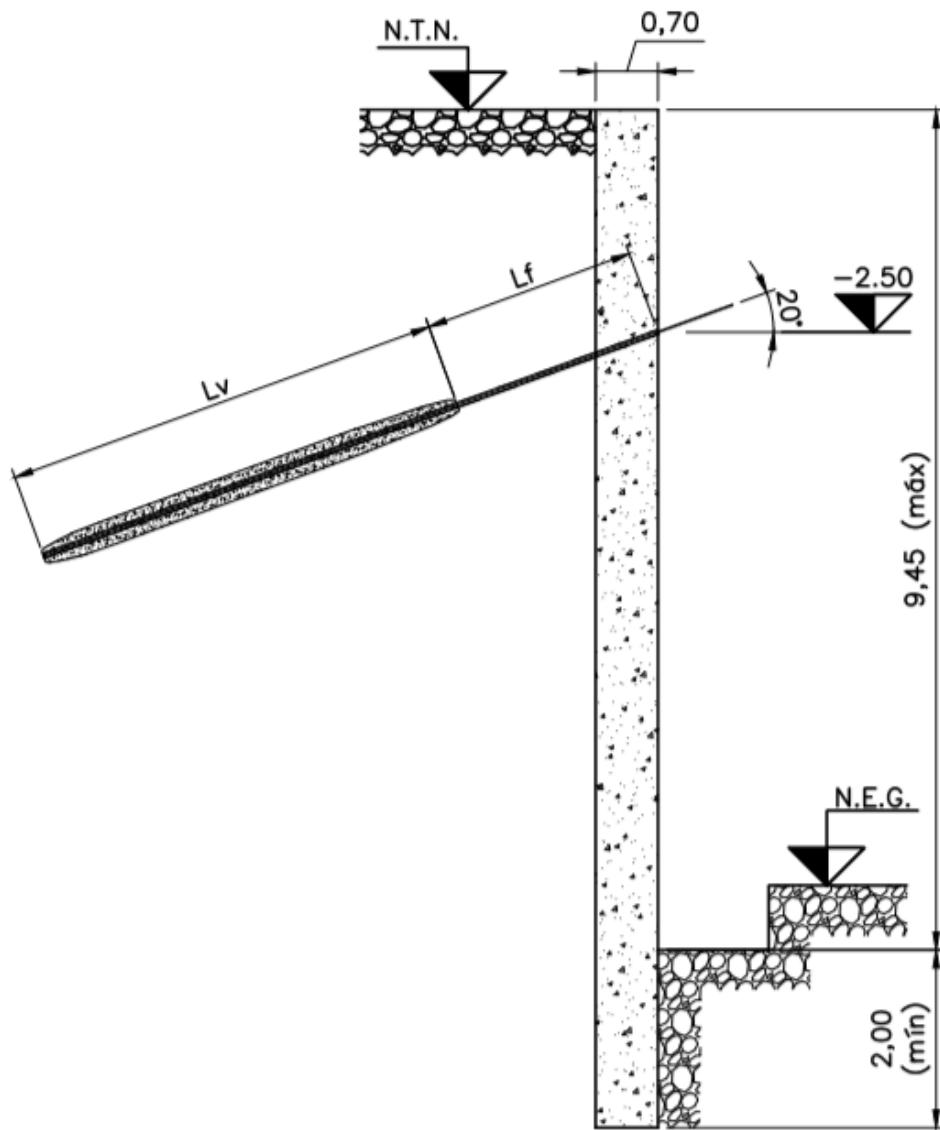
- [17] PLAXIS, PLAXIS 3D Material Models Manual, 2016.
- [18] Bard, «Análisis de la respuesta dinámica de las gravas,» de *V Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, 2004.
- [19] Rozic, «Modelación e Instrumentación de las pilas de entibación del proyecto Beauchef Poniente,» de *Tesis para optar al grado de magíster en ingeniería, mención ingeniería geotécnica*, 2012.
- [20] Rocha y Collarte, «Análisis teórico de la separación máxima entre pilas de socializado considerando el efecto de arco en suelos granulares,» Universidad Austral de Chile, 2011.
- [21] U. Smolczyk, *Geotechnical Engineering Handbook*, Vol 3, Ernst & Sohn, 2003.
- [22] H. Blum, «Restraint Conditions in Cantilevered Retaining Walls,» Berlín, 1931.
- [23] M. Bustamante, «“Un método para el cálculo de anclajes y micropilotes”,» *Boletín de la Sociedad Española de Mecánica de Suelo y Cimentaciones.*, 1985.
- [24] Ranke y Ostermayer, «Contribution to the study of test pit walls with multiple anchorage points,» 1968.
- [25] S. Boldrini y F. Lopez, «Diseño e Instrumentación en entibación mediante pilotes anclados en la Grava de Santiago,» de *VIII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica*, Santiago, 2014.

ANEXO A: PLANOS Y CORTES DE LAS OBRAS INSTRUMENTADAS

BARCELONA - PLANO DE PLANTA

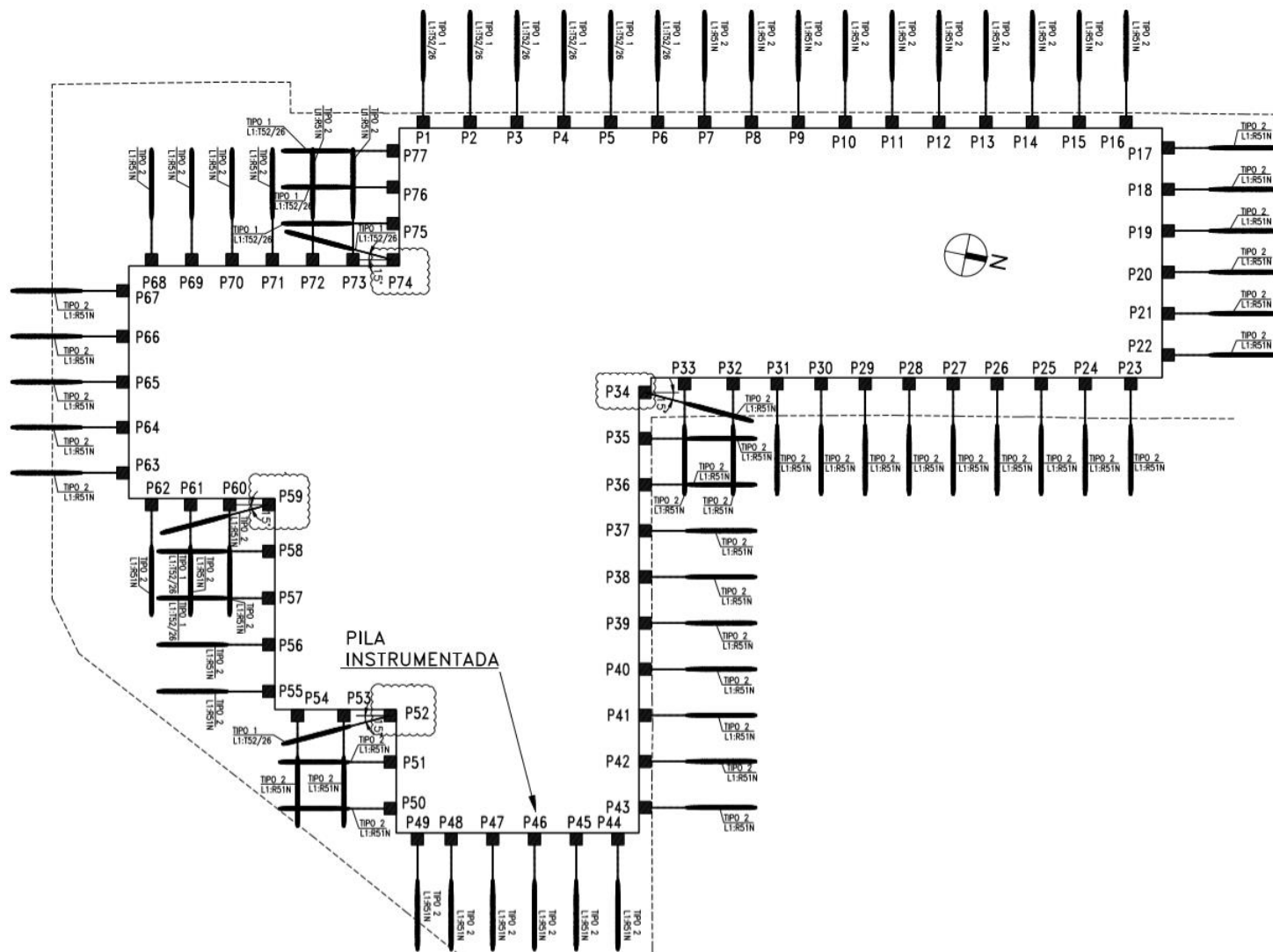


BARCELONA - CORTE PILA INSTRUMENTADA

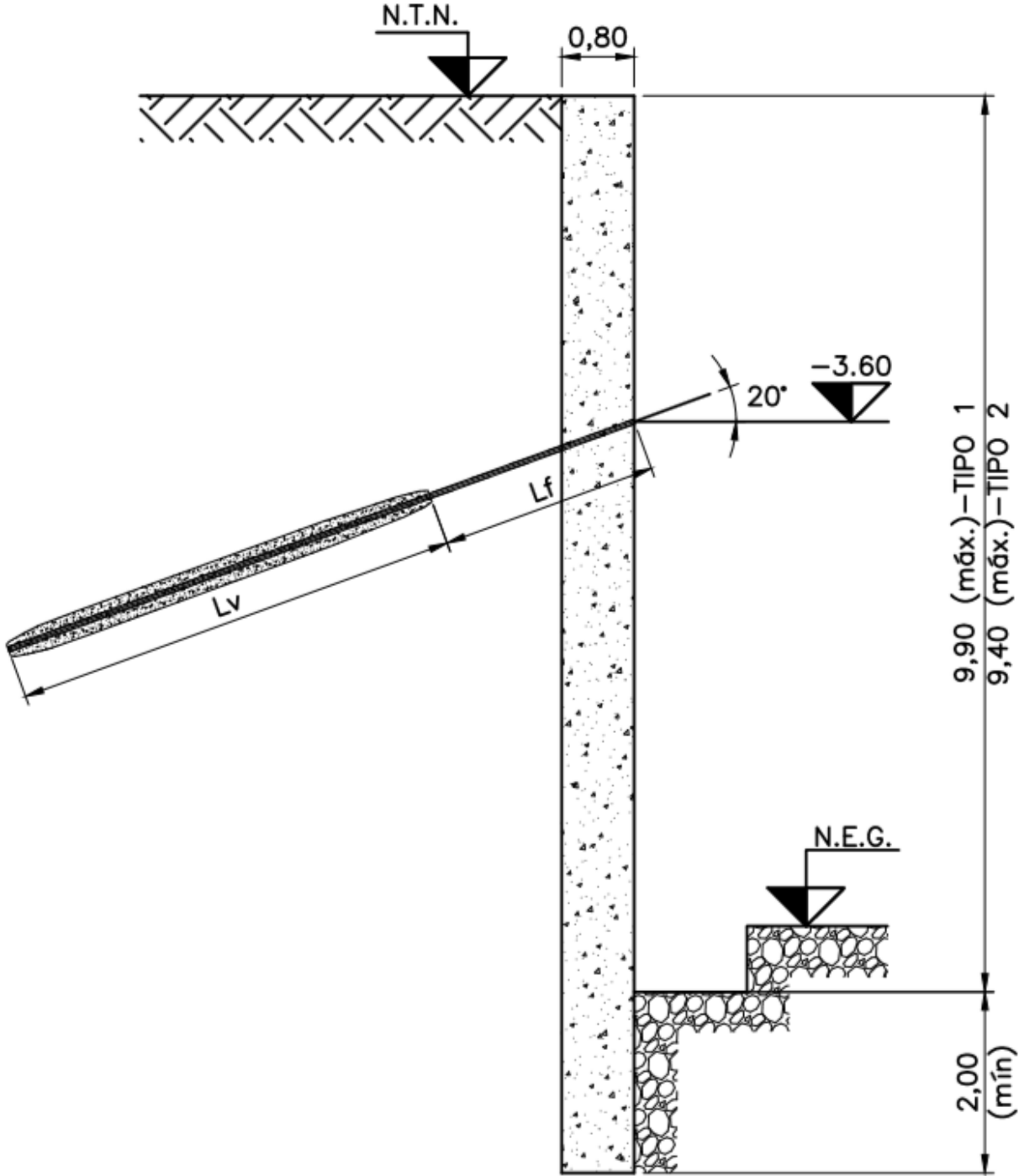


CORTE PILAS TIPO 3
(32 A 45)

SUCRE - PLANO DE PLANTA

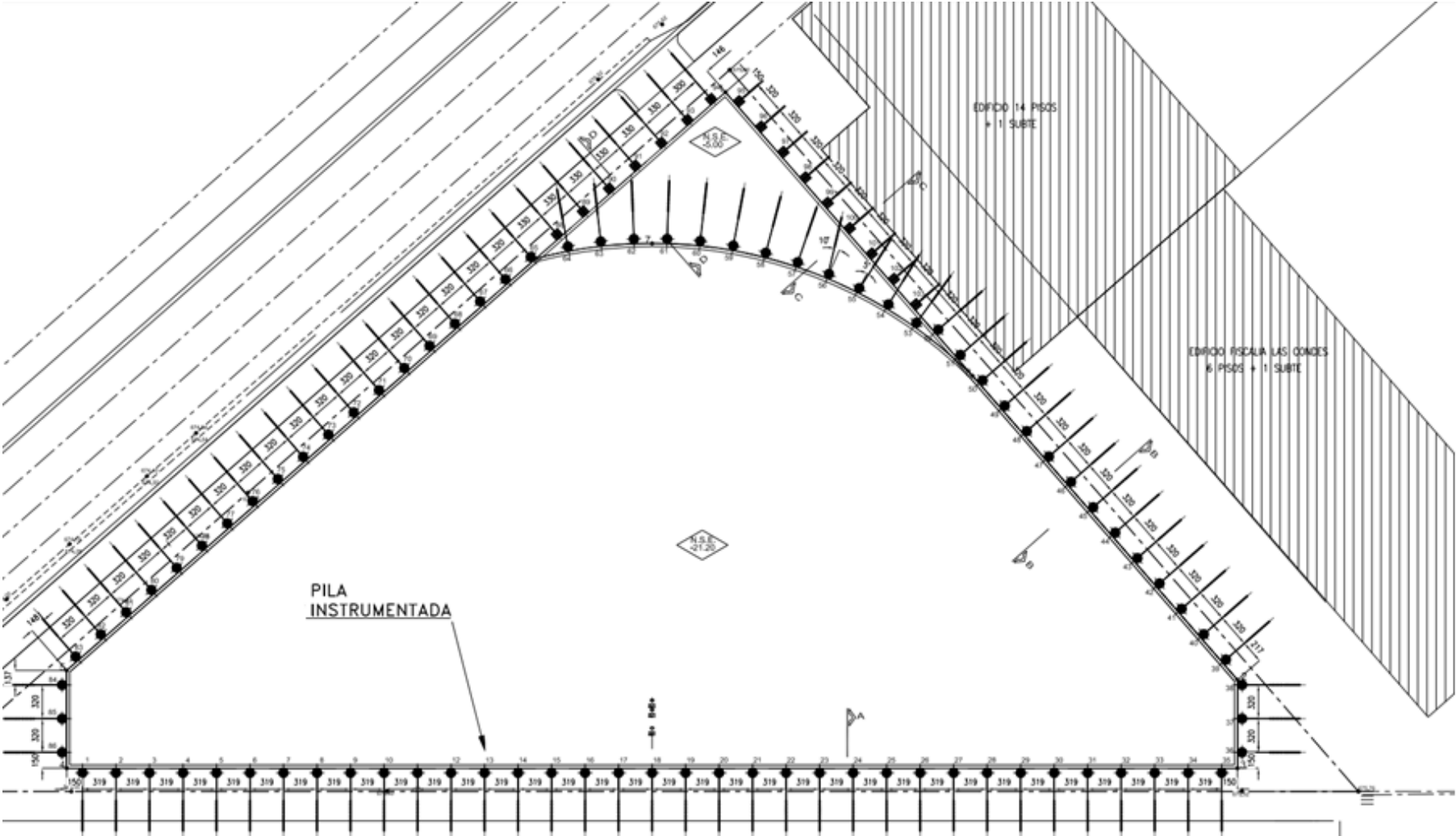


SUCRE - CORTE DE PILA INSTRUMENTADA



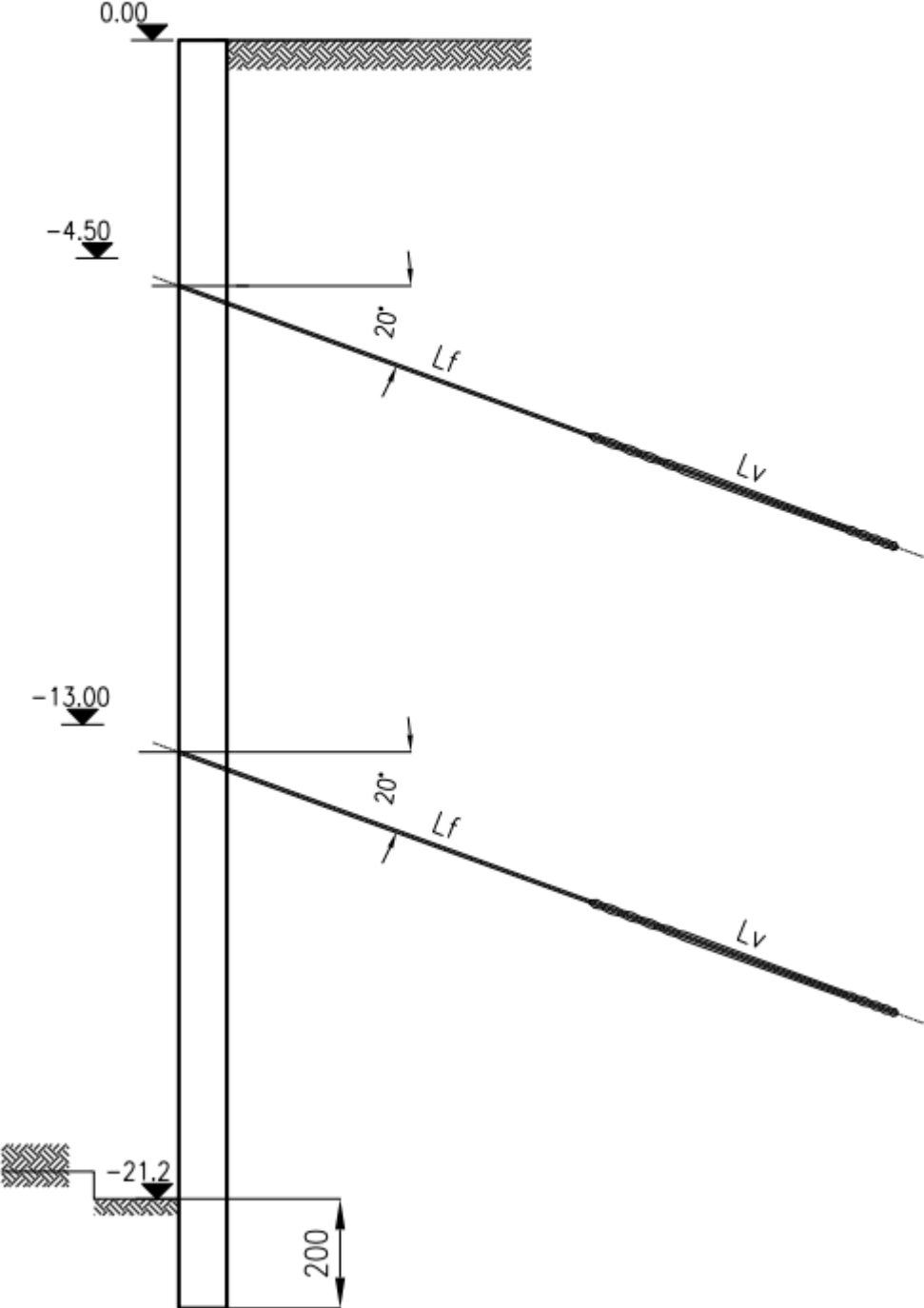
CORTE PILAS TIPO

ALONSO DE CORDOVA - PLANO DE PLANTA



ALONSO DE CORDOVA - CORTE DE PILA INSTRUMENTADA

CORTE A-A
PILAS 1 a 38
65 a 86



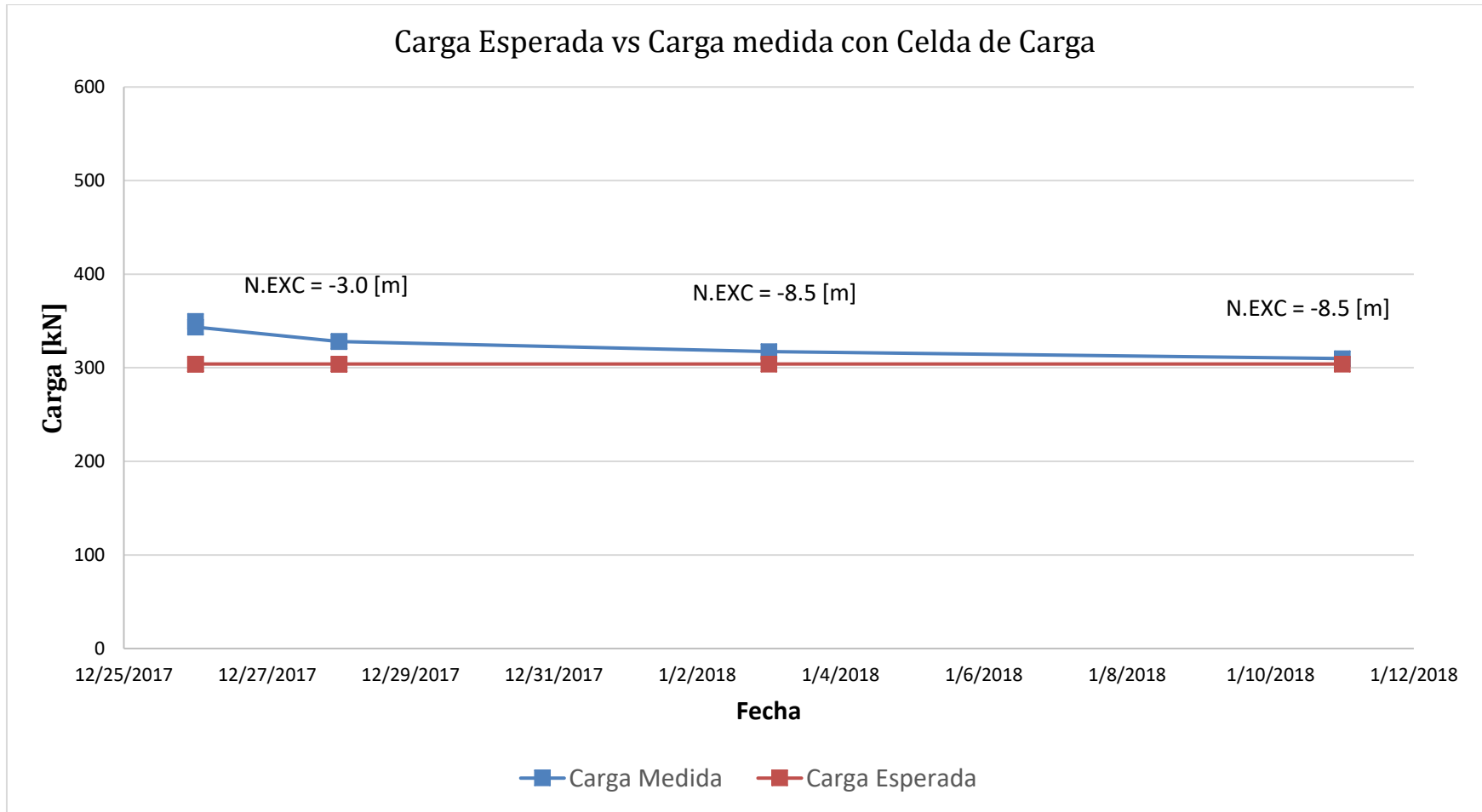
ANEXO B: DATOS DE INSTRUMENTACIÓN

BARCELONA - DATOS INCLINOMETRÍA

N. EXC. [m]	0.0		-3.0		-3.0		-8.5	
COTA [m]	A	B	A	B	A	B	A	B
-9.5	0	0	-0.04	0.07	-0.03	-0.16	0.06	0.03
-9	0	0	-0.11	0.06	-0.09	-0.36	0.13	0.15
-8.5	0	0	-0.02	0.03	-0.03	-0.54	0.15	0.19
-8	0	0	0.07	0.11	0.08	-0.59	0.24	0.19
-7.5	0	0	0.09	0.16	0.12	-0.57	0.35	0.24
-7	0	0	0.09	0.19	0.13	-0.43	0.52	0.28
-6.5	0	0	0.11	0.25	0.15	-0.42	0.7	0.31
-6	0	0	0.14	0.28	0.19	-0.37	0.89	0.38
-5.5	0	0	0.19	0.33	0.26	-0.34	1.11	0.46
-5	0	0	0.22	0.38	0.3	-0.33	1.3	0.51
-4.5	0	0	0.3	0.39	0.36	-0.32	1.45	0.56
-4	0	0	0.4	0.43	0.47	-0.38	1.58	0.64
-3.5	0	0	0.5	0.46	0.57	-0.35	1.67	0.69
-3	0	0	0.62	0.45	0.7	-0.31	1.73	0.8
-2.5	0	0	0.74	0.45	0.81	-0.21	1.79	0.83
-2	0	0	0.89	0.49	0.92	-0.09	1.92	0.87
-1.5	0	0	1.01	0.53	1	0.01	2.01	0.92

Las medidas corresponden a medición inicial, excavación, postensado y excavación a nivel de sello

BARCELONA – DATOS CELDA DE CARGA

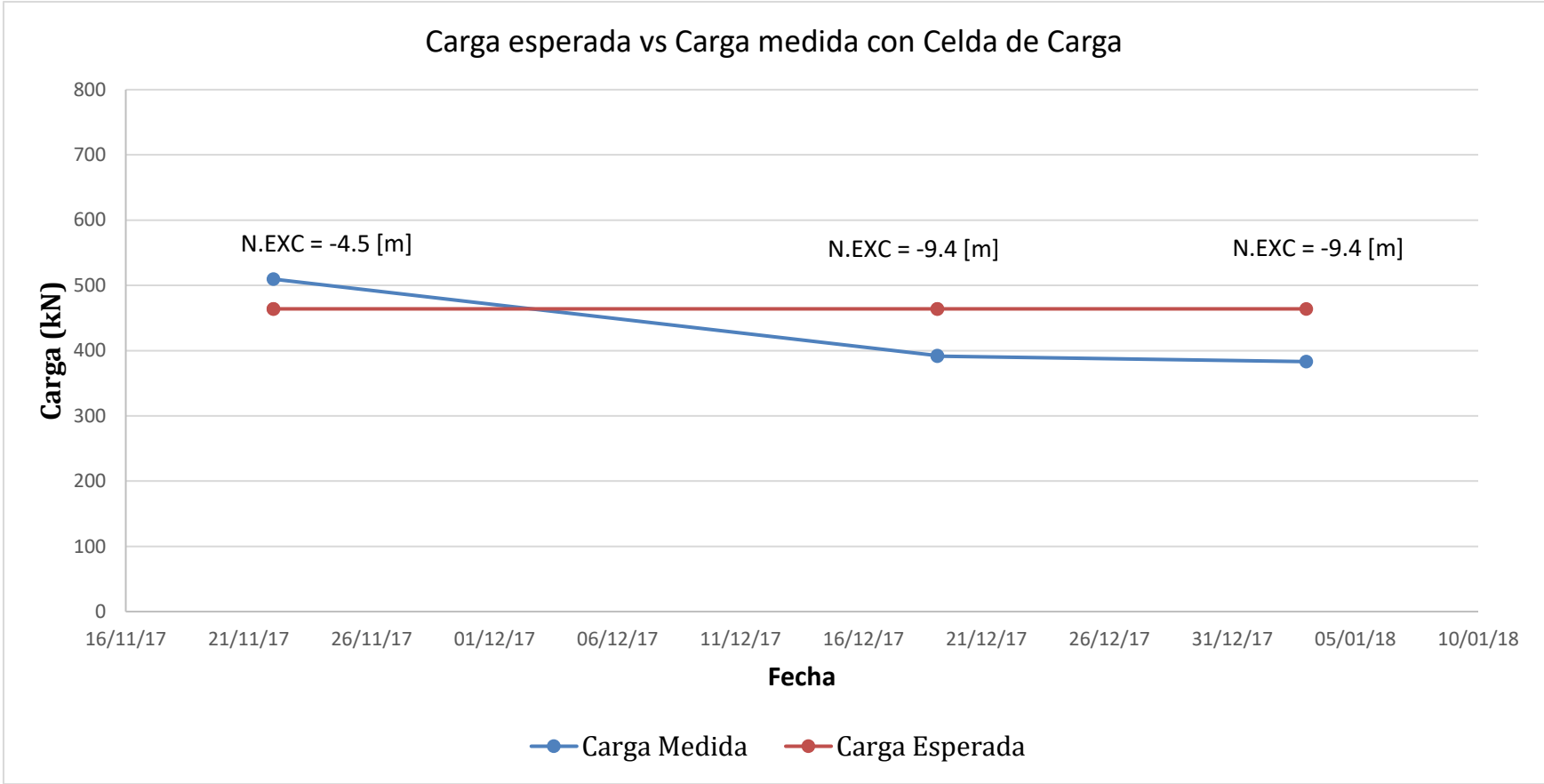


SUCRE – DATOS INCLINOMETRÍA

N. EXC. [m]	0		-4.5		-4.5		-9.4	
COTA [m]	A	B	A	B	A	B	A	B
-11.3	0	0	0.07	-0.03	-0.16	0.34	0.41	0.03
-10.8	0	0	0.15	-0.06	-0.3	0.74	0.84	0.11
-10.3	0	0	0.21	-0.03	-0.48	0.98	1.3	0.14
-9.8	0	0	0.28	-0.02	-0.62	1.21	1.77	0.13
-9.3	0	0	0.35	-0.02	-0.66	1.42	2.24	0.11
-8.8	0	0	0.5	-0.02	-0.67	1.48	2.68	0.16
-8.3	0	0	0.53	0	-0.74	1.47	3.05	0.11
-7.8	0	0	0.58	-0.02	-0.75	1.49	3.4	0.07
-7.3	0	0	0.62	-0.06	-0.78	1.47	3.71	0.07
-6.8	0	0	0.68	-0.12	-0.83	1.51	3.97	0.01
-6.3	0	0	0.76	-0.23	-0.87	1.53	4.21	-0.08
-5.8	0	0	0.93	-0.29	-1.22	1.45	4.47	-0.09
-5.3	0	0	1.13	-0.36	-1.26	1.45	4.69	-0.13
-4.8	0	0	1.42	-0.43	-1.36	1.41	4.95	-0.12
-4.3	0	0	1.74	-0.55	-1.53	1.38	5.24	-0.21
-3.8	0	0	2.1	-0.6	-1.72	1.36	5.61	-0.23
-3.3	0	0	2.48	-0.68	-1.88	1.38	6.03	-0.23
-2.8	0	0	2.89	-0.74	-1.89	1.03	6.48	-0.3
-2.3	0	0	3.24	-0.84	-1.97	1.03	6.91	-0.39
-1.8	0	0	3.58	-0.94	-2.08	1.06	7.37	-0.45
-1.3	0	0	3.9	-1.05	-2.19	1.11	7.85	-0.54

Las medidas corresponden a medición inicial, excavación, postensado y excavación a nivel de sello

SUCRE - DATOS CELDA DE CARGA

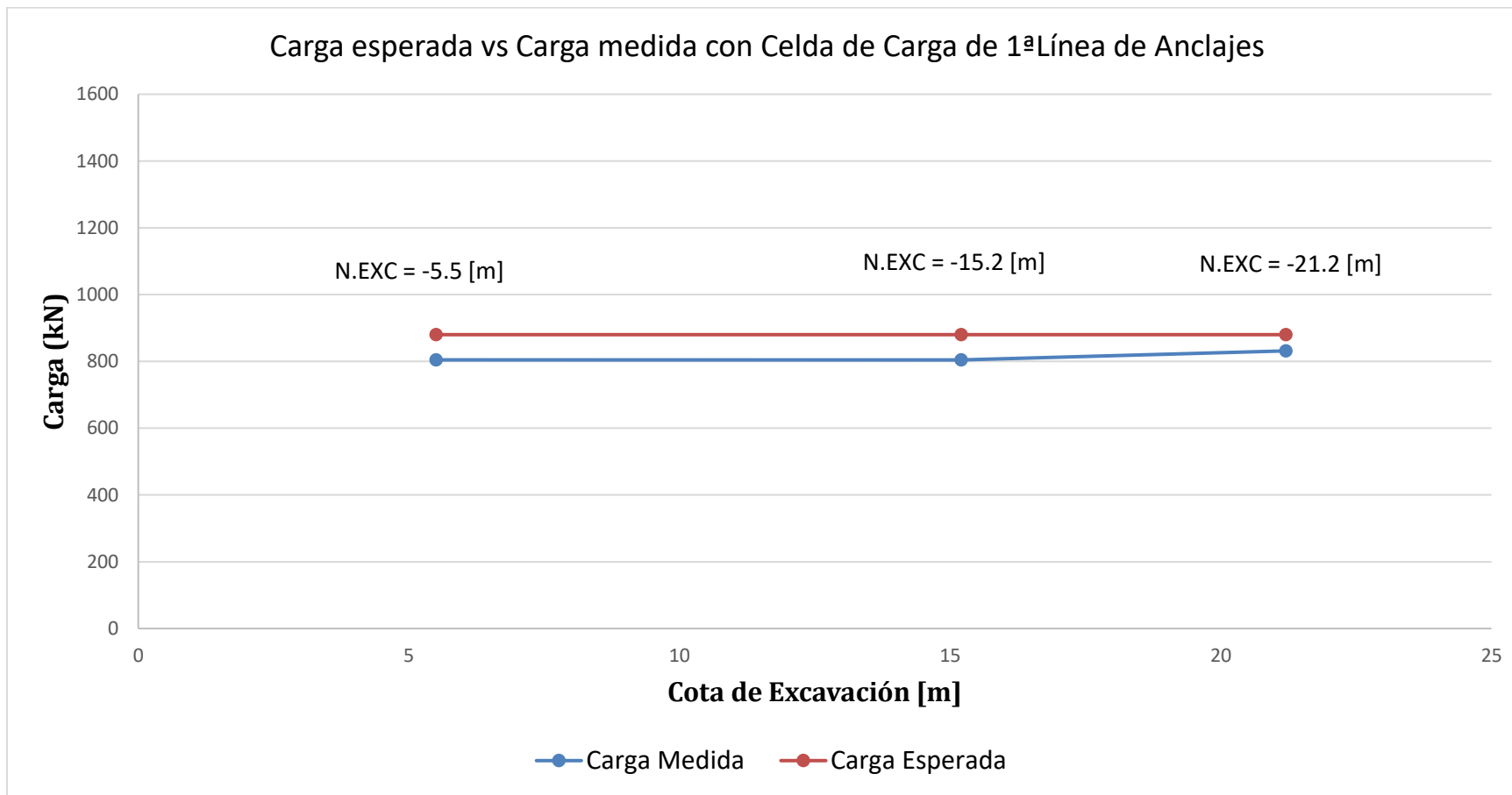


ALONSO DE CORDOVA - DATOS INCLINOMETRÍA

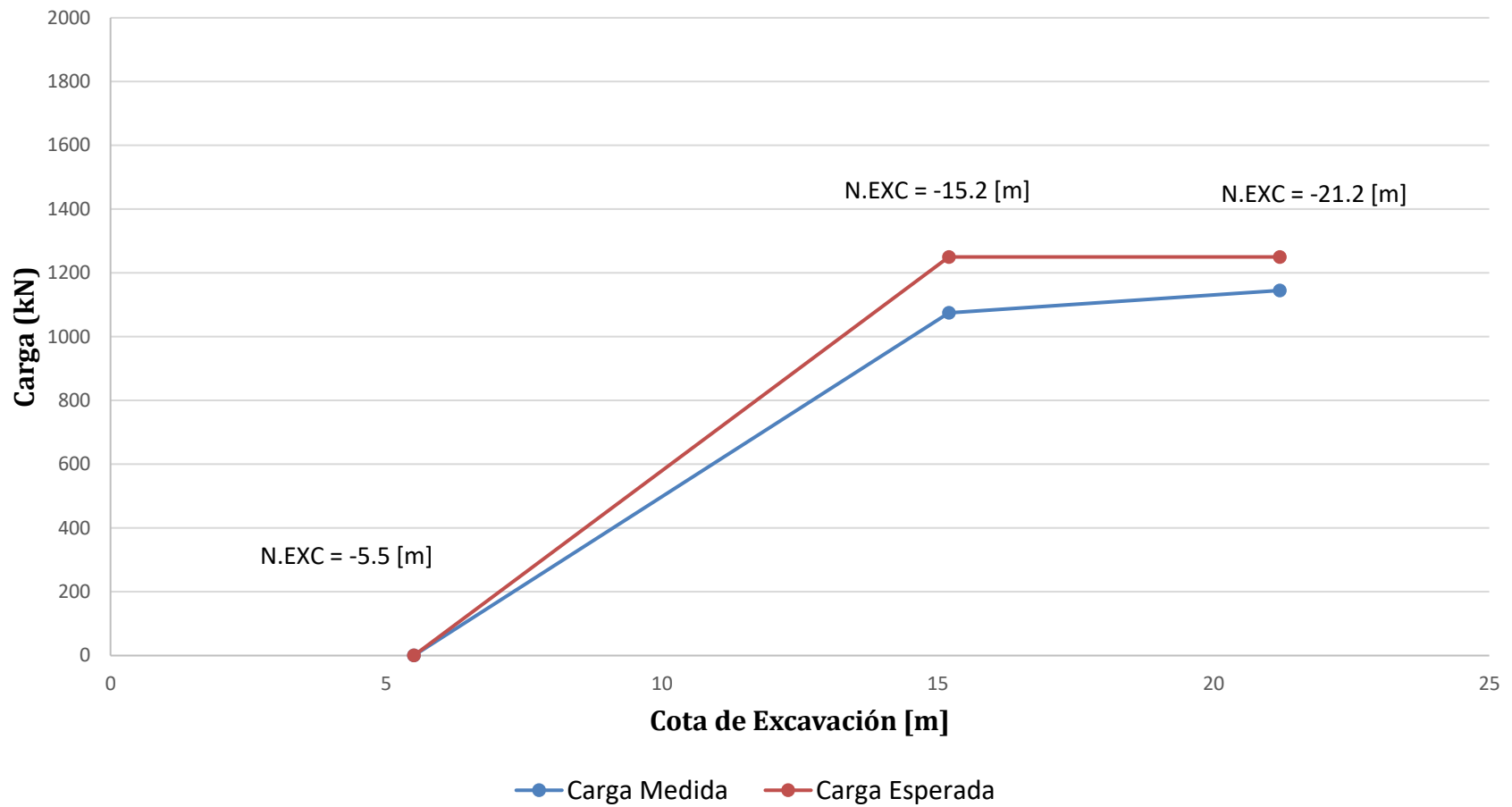
N. EXC. [m]	-3.8		-4.5		-5.5		-5.5		-15.2		-15.2		-21.2		-21.2	
COTA [m]	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B	A	B
-0.5	0.0	0.0	0.10	0.39	0.02	0.60	0.91	0.65	0.26	5.59	0.01	5.55	-1.02	9.95	-0.19	10.75
-1.5	0.0	0.0	-0.04	0.46	-0.19	0.60	0.63	0.51	0.05	5.52	-0.27	5.48	-1.34	10.13	-0.51	10.78
-2.5	0.0	0.0	-0.08	0.42	-0.33	0.45	0.35	0.15	-0.20	5.19	-0.66	5.22	-1.63	10.05	-0.71	10.56
-3.5	0.0	0.0	0.03	0.32	-0.22	0.28	0.50	-0.20	-0.13	5.27	-0.66	5.22	-1.56	10.19	-0.65	10.70
-4.5	0.0	0.0	0.10	0.25	-0.18	0.10	0.44	-0.63	0.01	5.27	-0.62	5.33	-1.63	10.47	-0.58	10.92
-5.5	0.0	0.0	0.18	0.04	-0.17	-0.25	0.47	-0.81	0.08	5.69	-0.67	5.72	-1.64	10.97	-0.48	11.52
-6.5	0.0	0.0	0.18	-0.03	0.01	-0.35	0.65	-0.55	0.94	7.02	0.23	7.08	-0.57	12.51	0.44	13.20
-7.5	0.0	0.0	0.15	-0.21	-0.28	-0.36	0.25	-0.38	0.39	8.18	-0.21	8.06	-1.16	13.63	0.10	14.36
-8.5	0.0	0.0	0.11	-0.25	-0.03	-0.39	0.60	-0.17	1.44	8.55	0.95	8.47	0.28	14.11	1.19	15.05
-9.5	0.0	0.0	0.04	-0.25	-0.10	-0.39	0.43	-0.13	0.67	7.97	0.18	7.96	-0.56	13.627	0.56	14.54
-10.5	0.0	0.0	0.00	-0.28	-0.10	-0.46	0.46	-0.17	0.66	7.01	0.16	6.86	-0.33	12.55	0.89	13.59
-11.5	0.0	0.0	0.00	-0.21	0.04	-0.46	0.53	-0.24	-0.10	5.87	-0.49	5.54	-0.97	11.23	0.60	12.35
-12.5	0.0	0.0	-0.03	-0.11	0.04	-0.39	0.50	-0.27	0.03	4.28	-0.28	3.88	-0.55	9.50	0.80	10.91
-13.5	0.0	0.0	-0.07	-0.07	0.08	-0.28	0.53	-0.24	0.05	3.22	-0.23	2.79	-0.39	8.44	0.96	9.99
-14.5	0.0	0.0	-0.07	-0.07	0.08	-0.28	0.64	-0.20	-0.32	2.19	-0.42	1.94	-0.56	7.63	1.00	9.39
-15.5	0.0	0.0	-0.03	-0.11	0.22	-0.21	0.71	-0.13	0.36	1.53	0.29	1.53	0.44	7.08	1.75	9.08
-16.5	0.0	0.0	0.04	-0.11	0.21	-0.14	0.75	-0.16	0.05	1.13	-0.13	1.31	-0.15	6.54	1.62	8.59
-17.5	0.0	0.0	0.04	-0.11	0.18	-0.17	0.60	-0.17	-0.05	1.02	-0.38	1.27	-0.42	5.83	0.62	6.98
-18.5	0.0	0.0	0.04	-0.11	0.29	-0.14	0.67	-0.09	0.31	0.68	0.06	0.85	0.34	4.89	0.36	5.63
-19.5	0.0	0.0	0.07	-0.07	0.32	-0.17	0.71	-0.13	0.34	0.64	0.16	0.75	-0.05	3.04	0.14	3.96
-20.5	0.0	0.0	0.03	0.04	0.17	0.11	0.60	0.05	0.38	0.54	0.24	0.46	-0.10	1.77	-0.12	2.76
-21.5	0.0	0.0	0.03	0.04	0.25	0.04	0.53	-0.10	0.42	0.36	0.45	0.40	0.62	1.14	0.22	1.81
-22.5	0.0	0.0	0.00	0.00	0.07	0.00	0.25	-0.10	0.03	0.04	0.00	0.00	0.21	0.29	-0.09	0.85
-23.5	0.0	0.0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Estos datos fueron proporcionados por Terratest para el estudio de Boldrini y Lopez (2014).

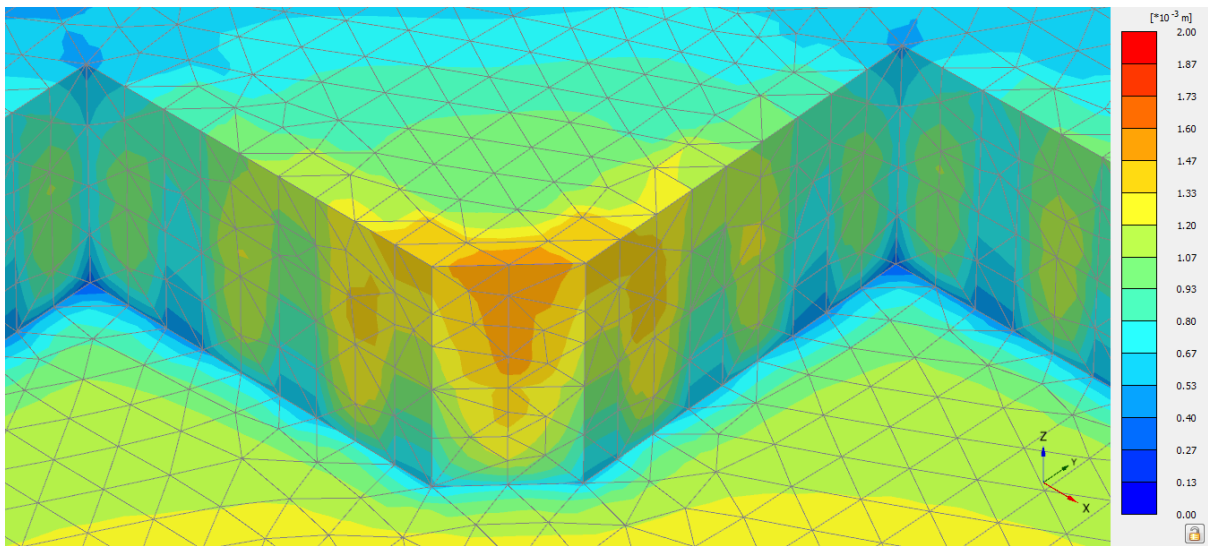
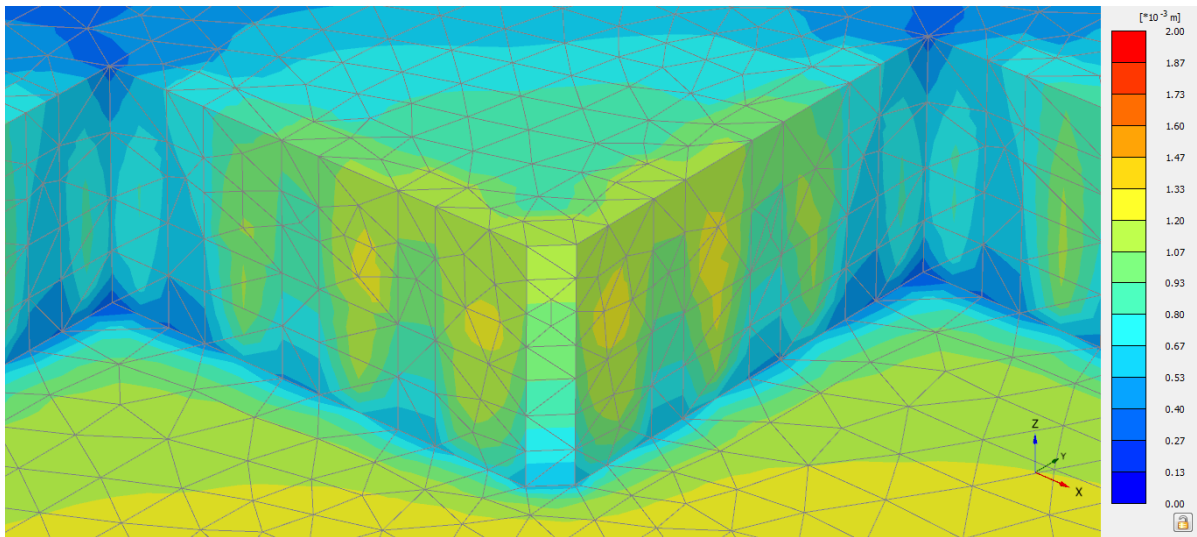
ALONSO DE CORDOVA - DATOS CELDA DE CARGA



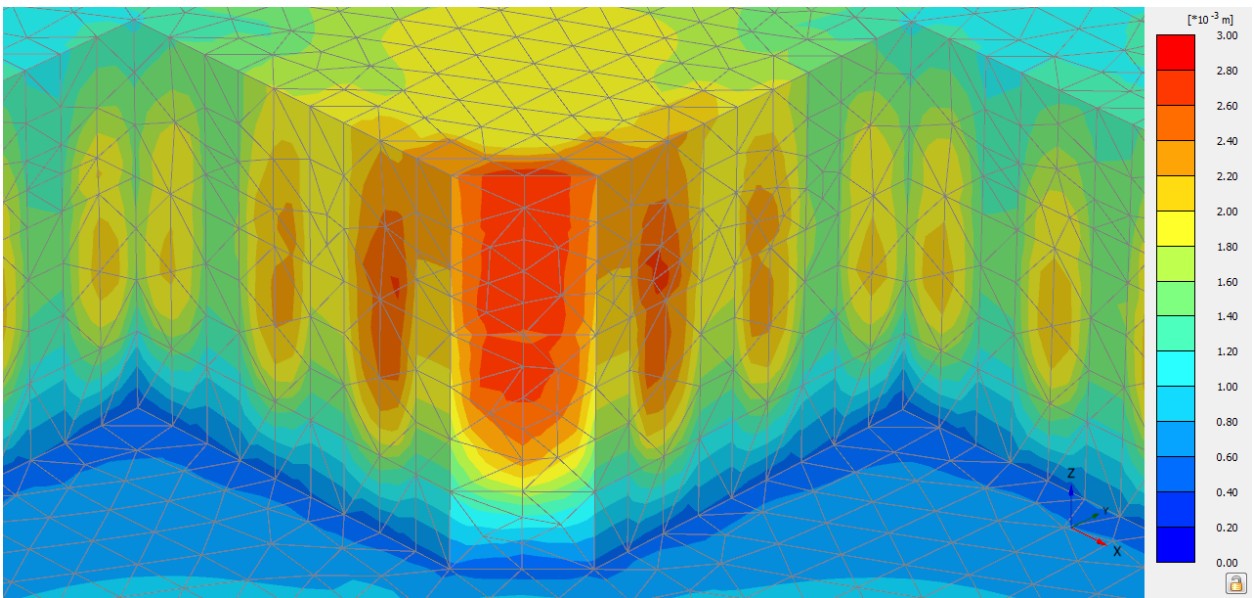
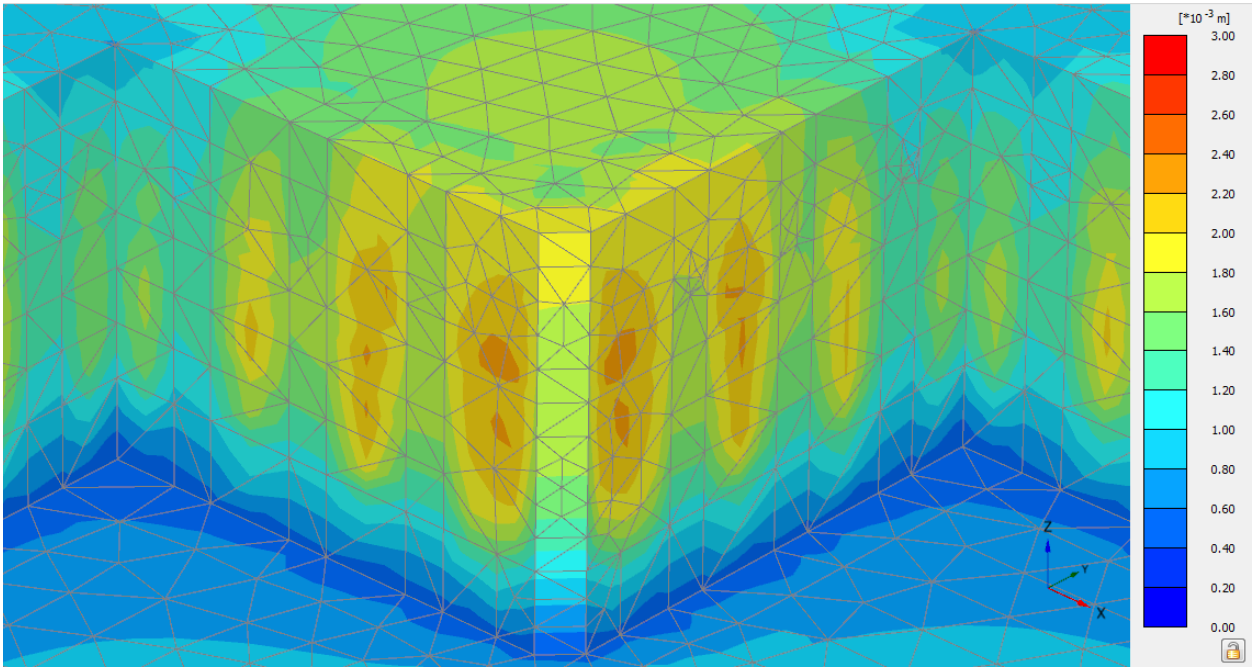
Carga esperada vs Carga medida con Celda de Carga de 2ª Línea de Anclajes



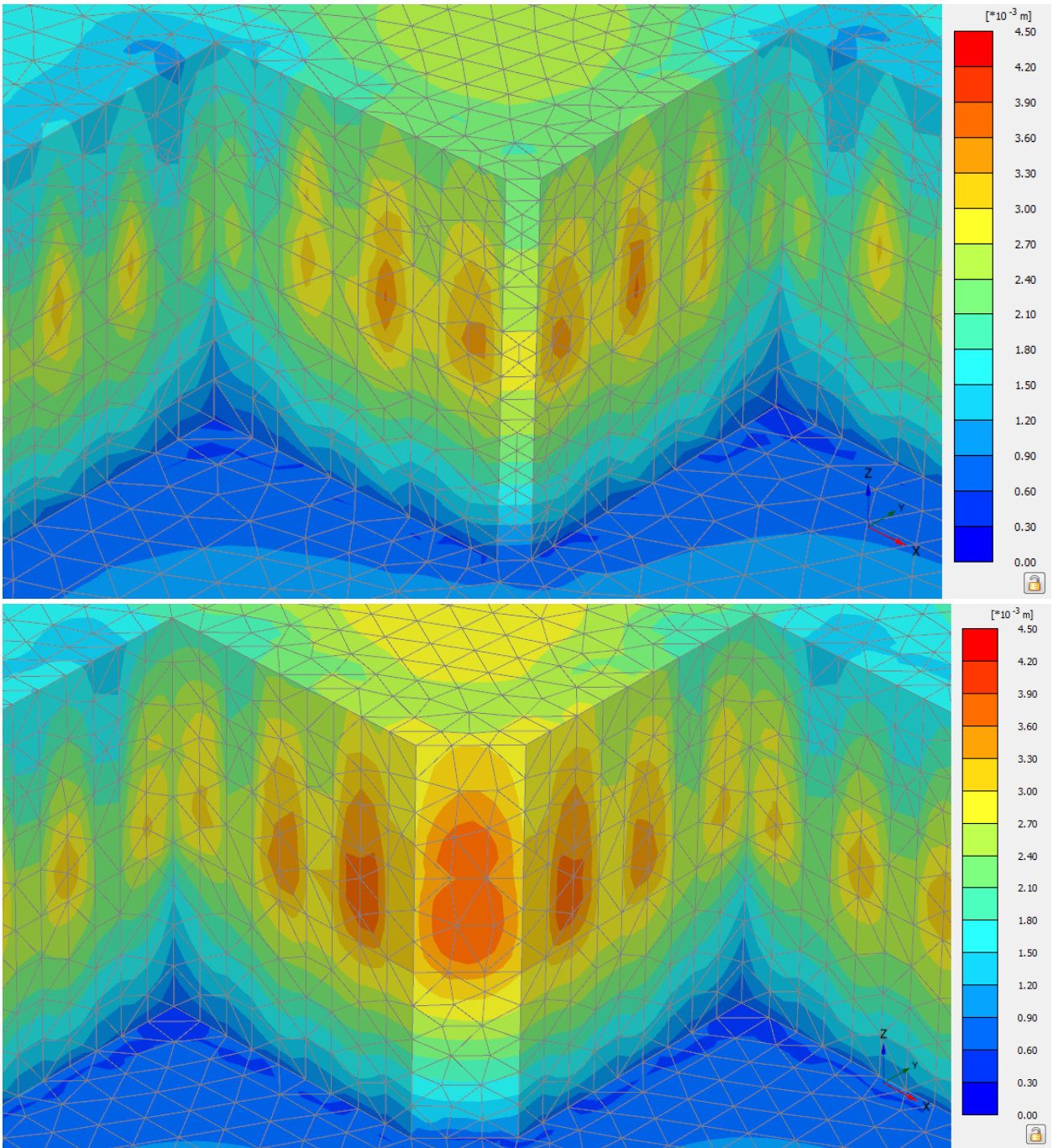
ANEXO C: COMPARACIÓN GRÁFICA DE LAS DEFORMACIONES OBTENIDAS EN LOS MODELOS



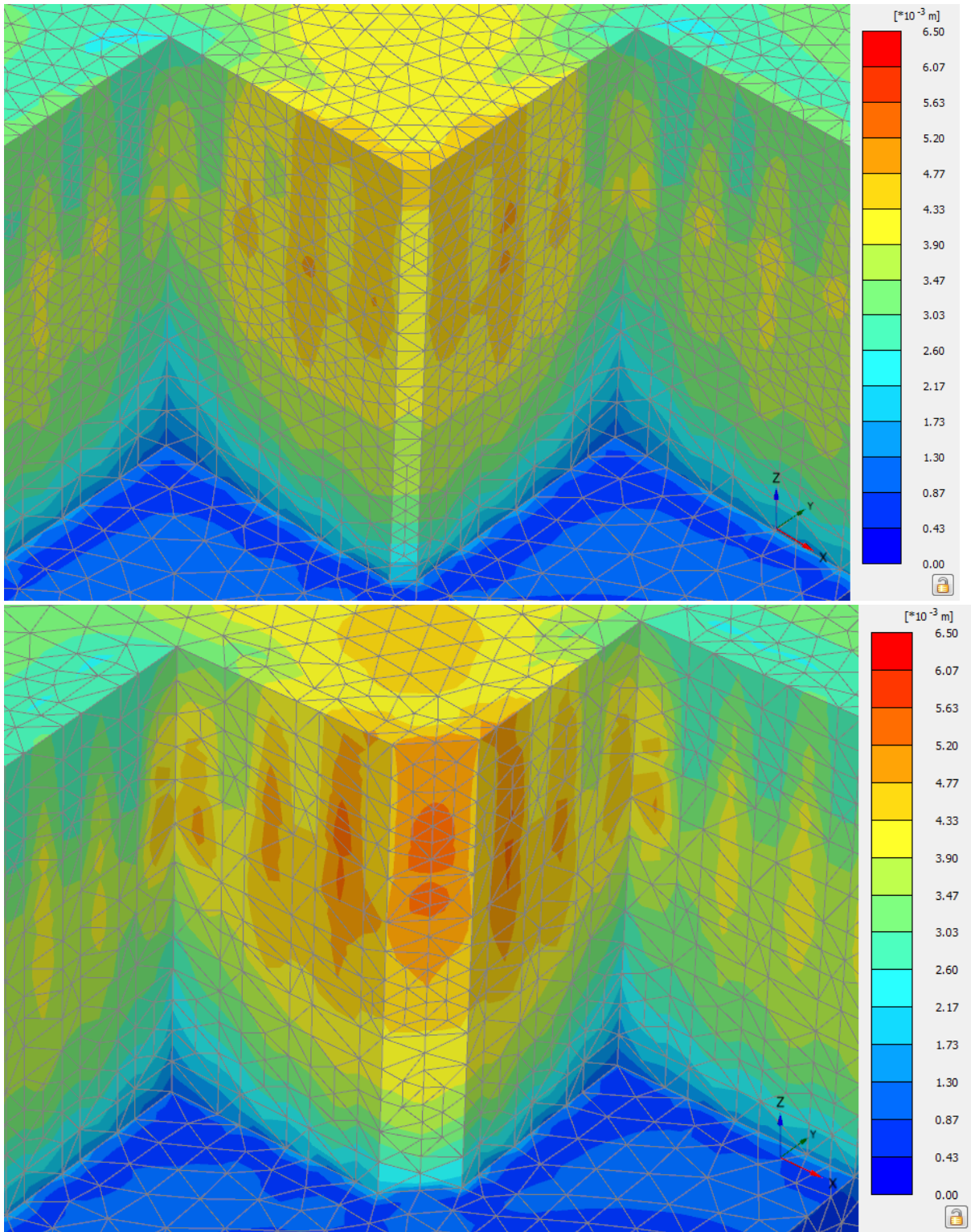
Deformaciones totales para ambas soluciones propuestas. $S_h = 2.5 [m]$, $H_{pila} = 6.5 [m]$



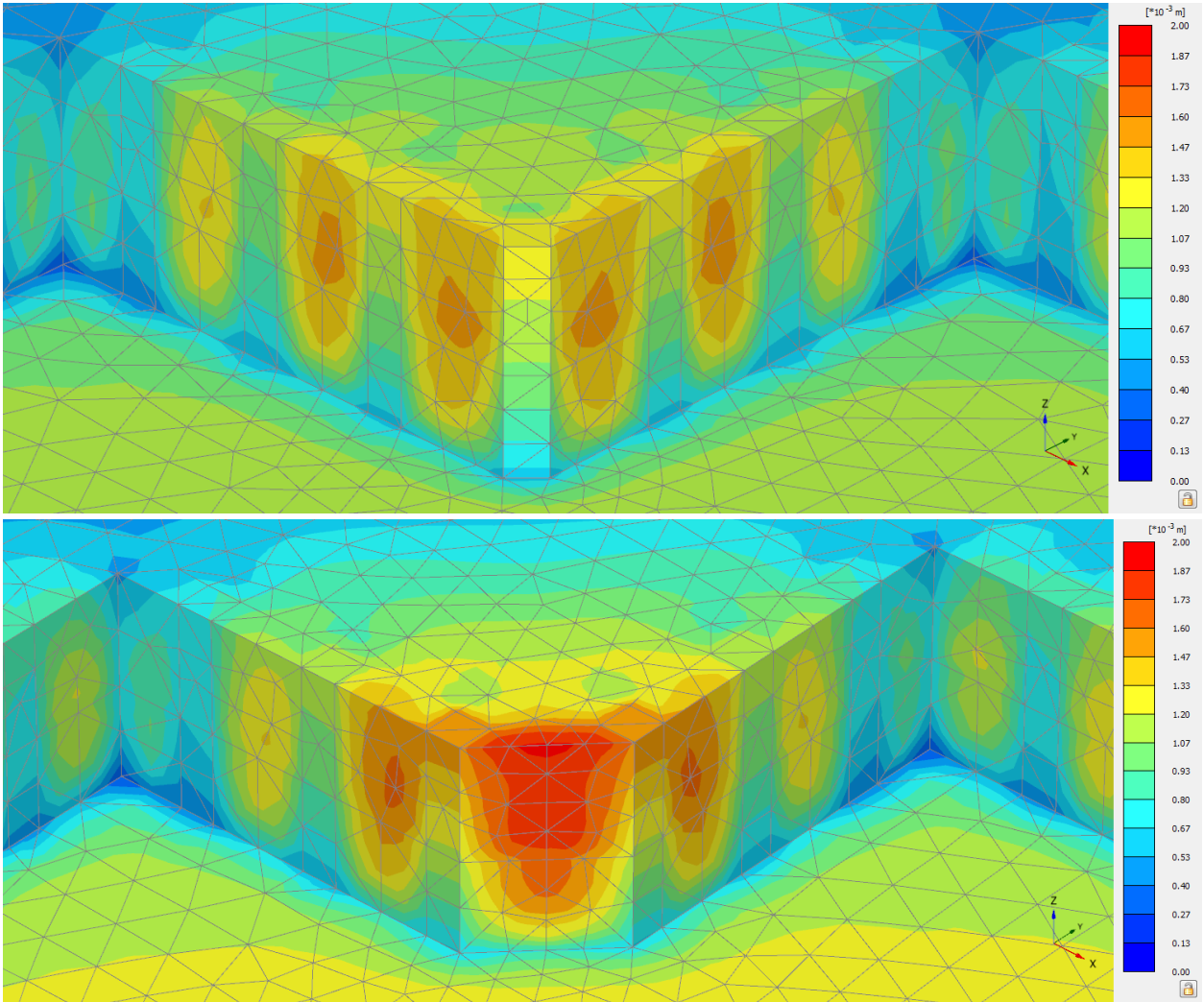
Deformaciones totales para ambas soluciones propuestas. $S_h = 2.5 [m]$, $H_{pila} = 9.5 [m]$



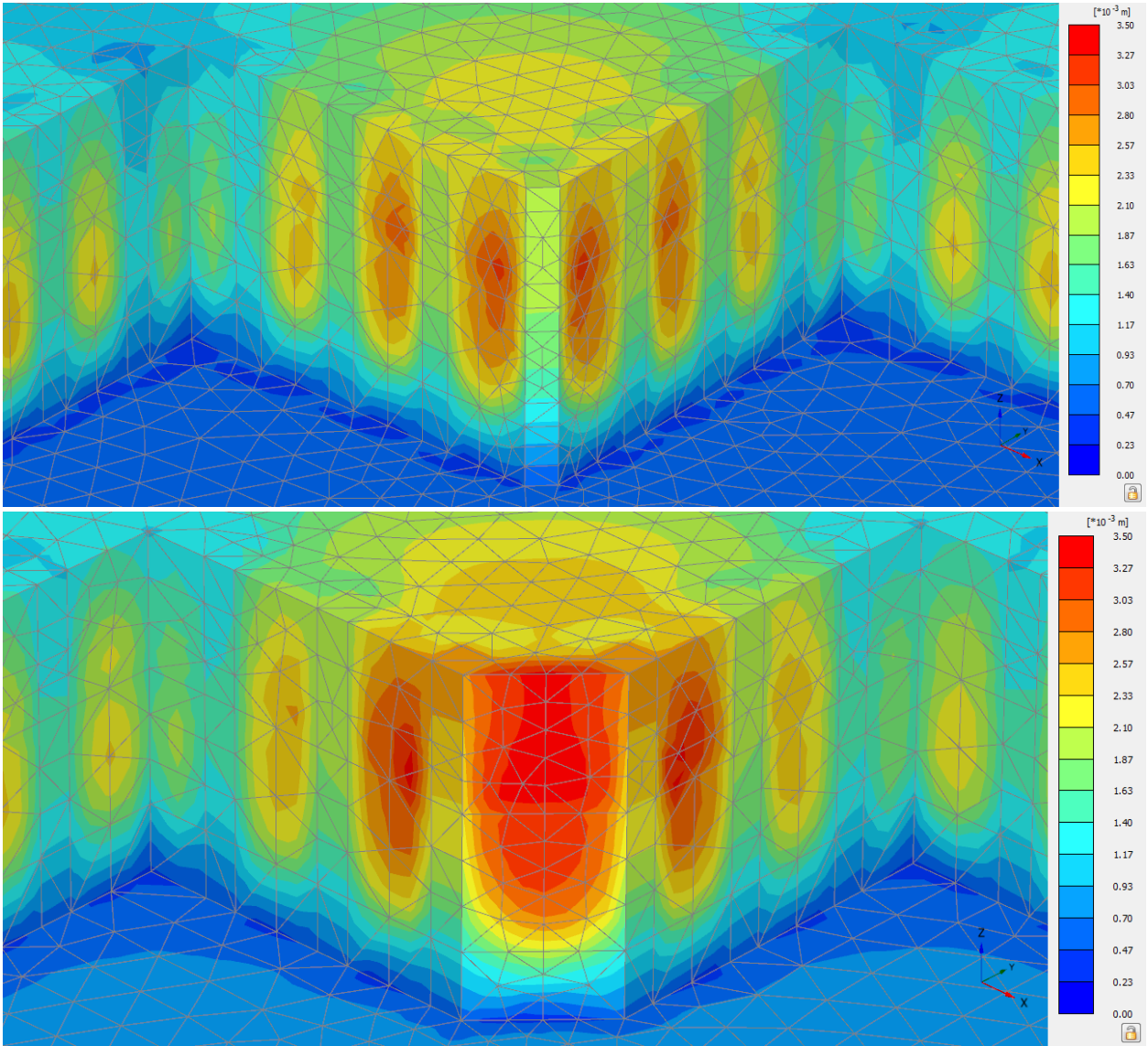
Deformaciones totales para ambas soluciones propuestas. $S_h = 2.5 [m]$, $H_{pila} = 12.5 [m]$



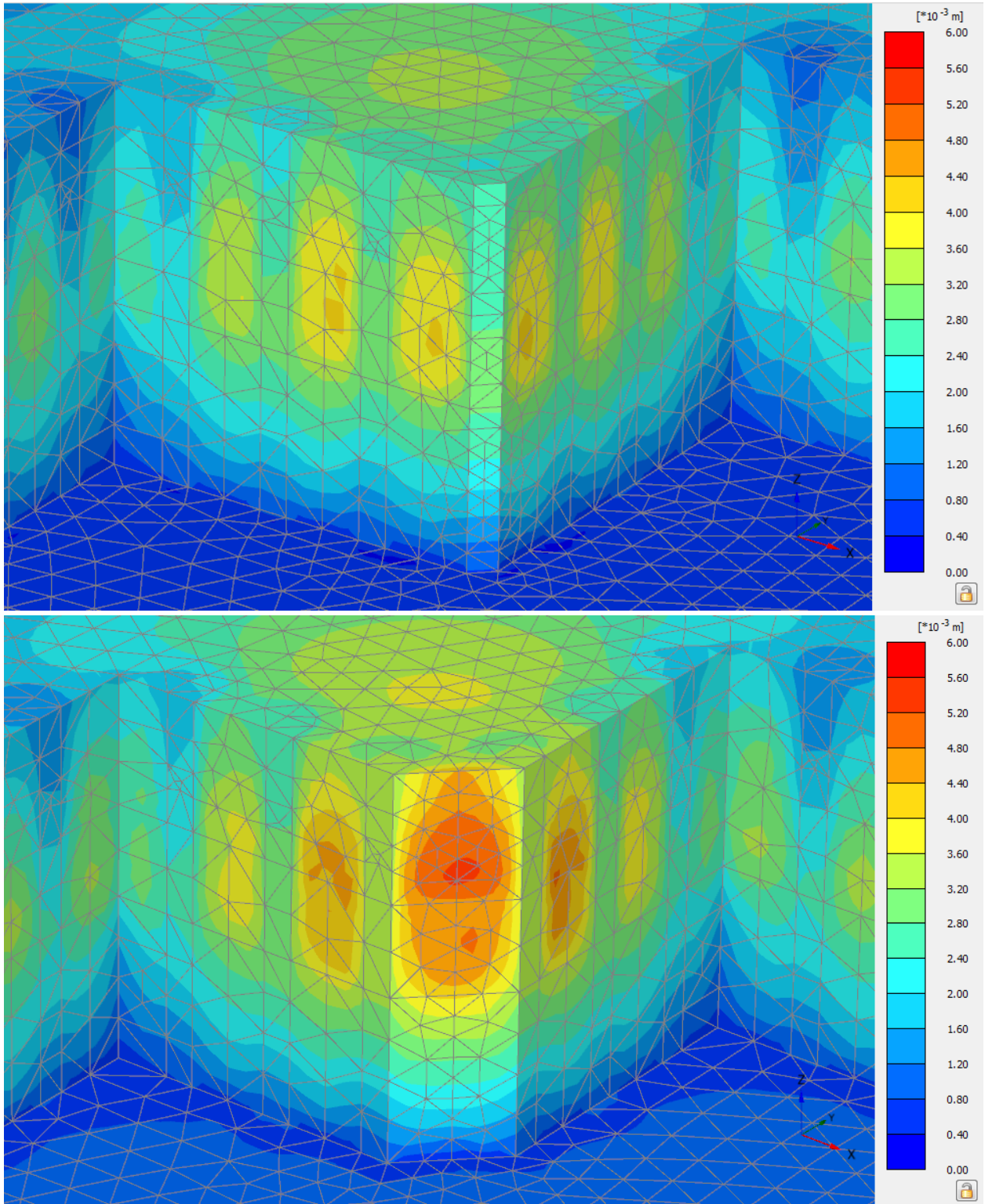
Deformaciones totales para ambas soluciones propuestas. $S_h = 2.5 [m]$, $H_{pila} = 17.5 [m]$



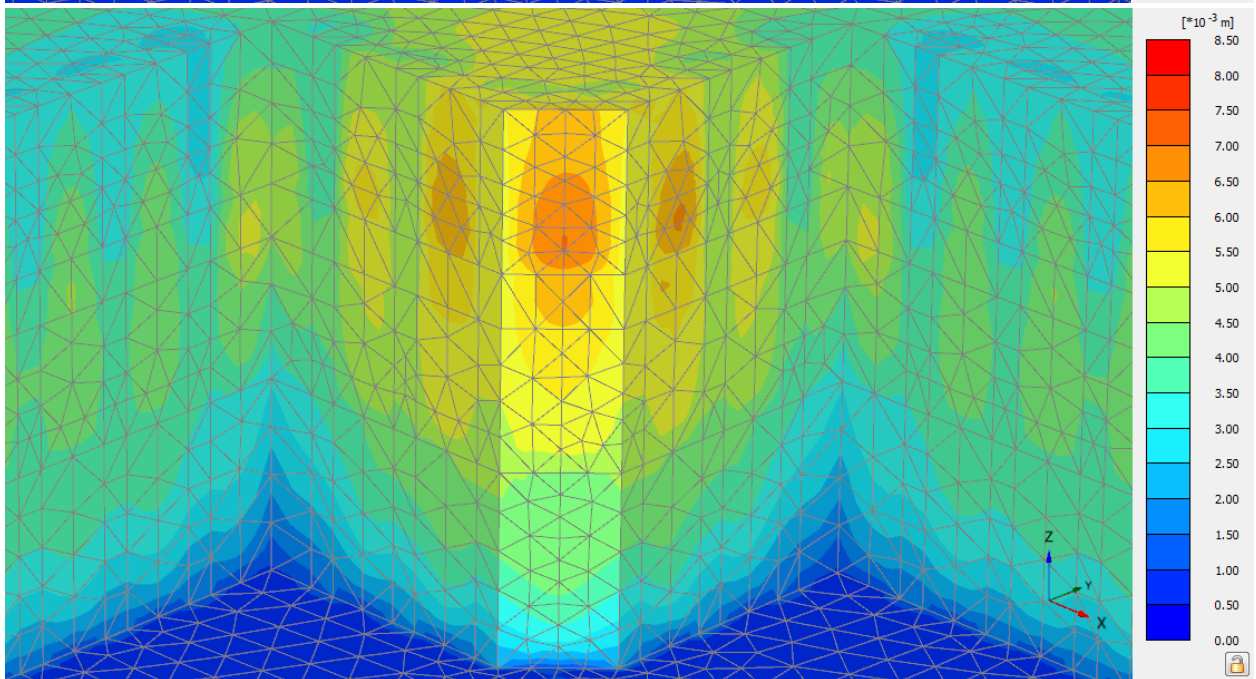
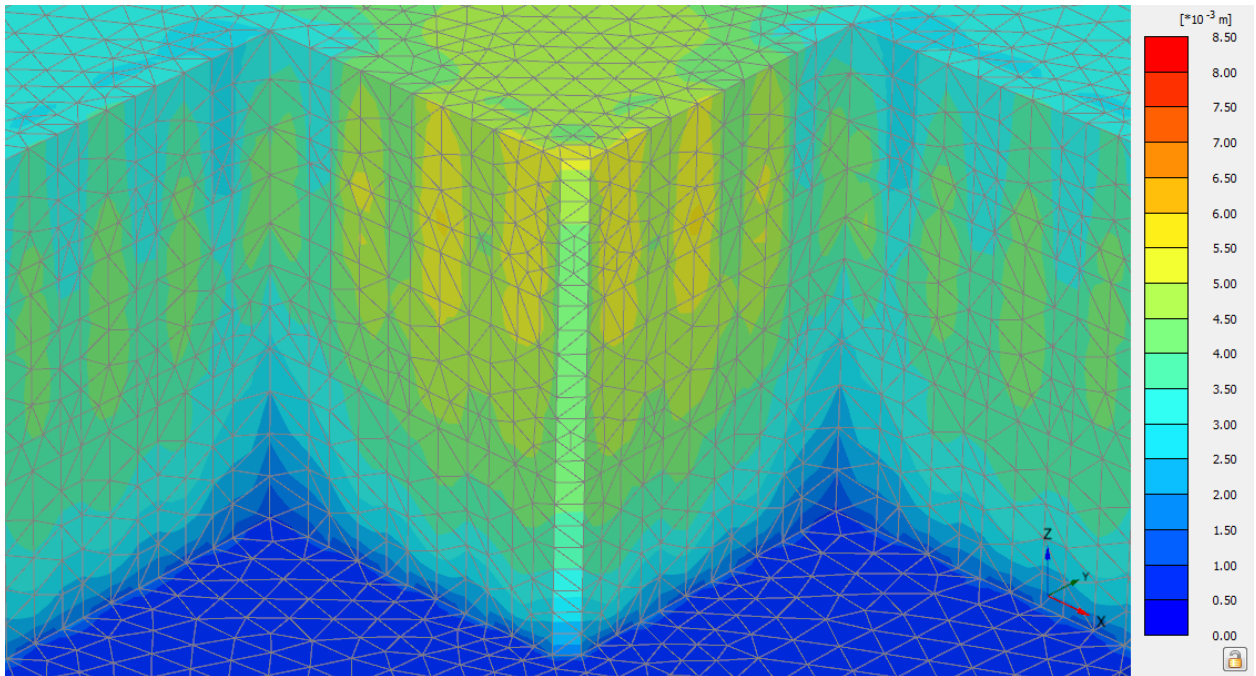
Deformaciones totales para ambas soluciones propuestas. $S_h = 3.0 [m]$, $H_{pila} = 6.5 [m]$



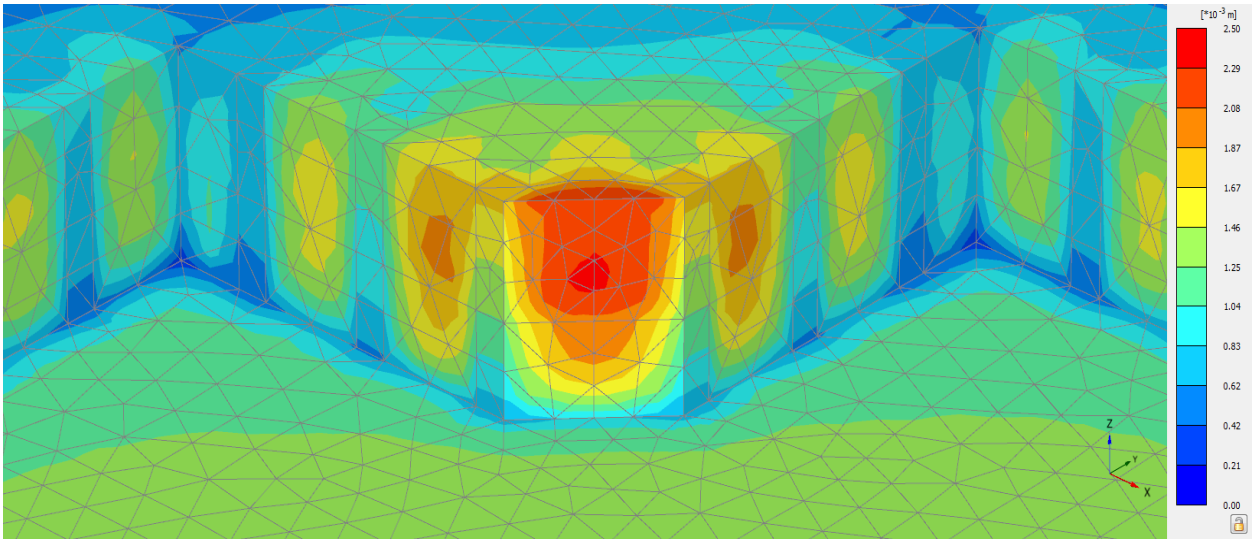
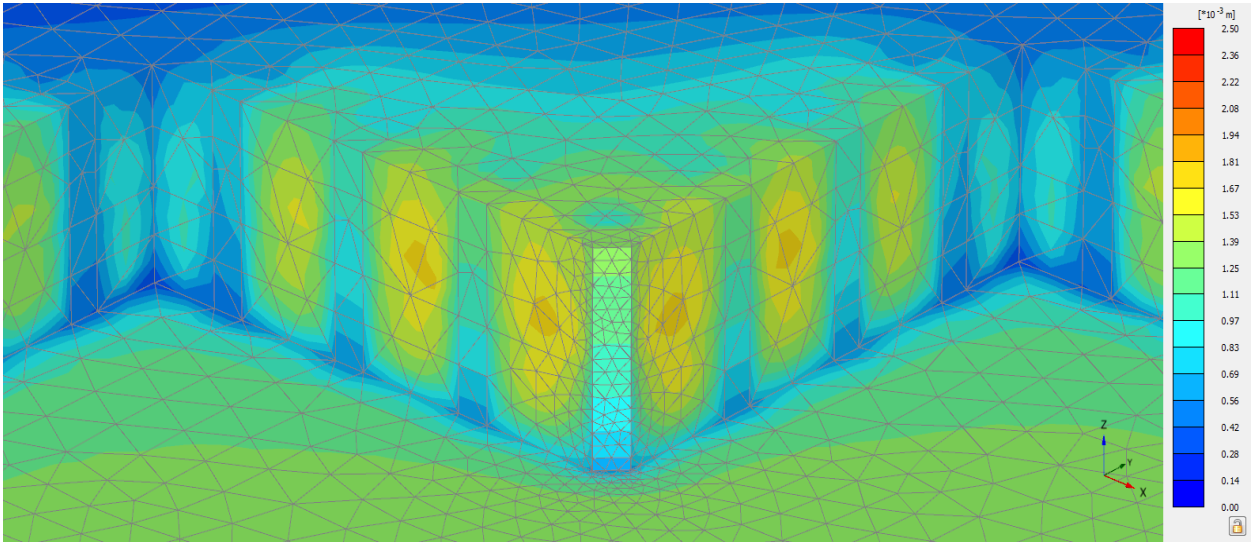
Deformaciones totales para ambas soluciones propuestas. $S_h = 3.0 [m]$, $H_{pila} = 9.5 [m]$



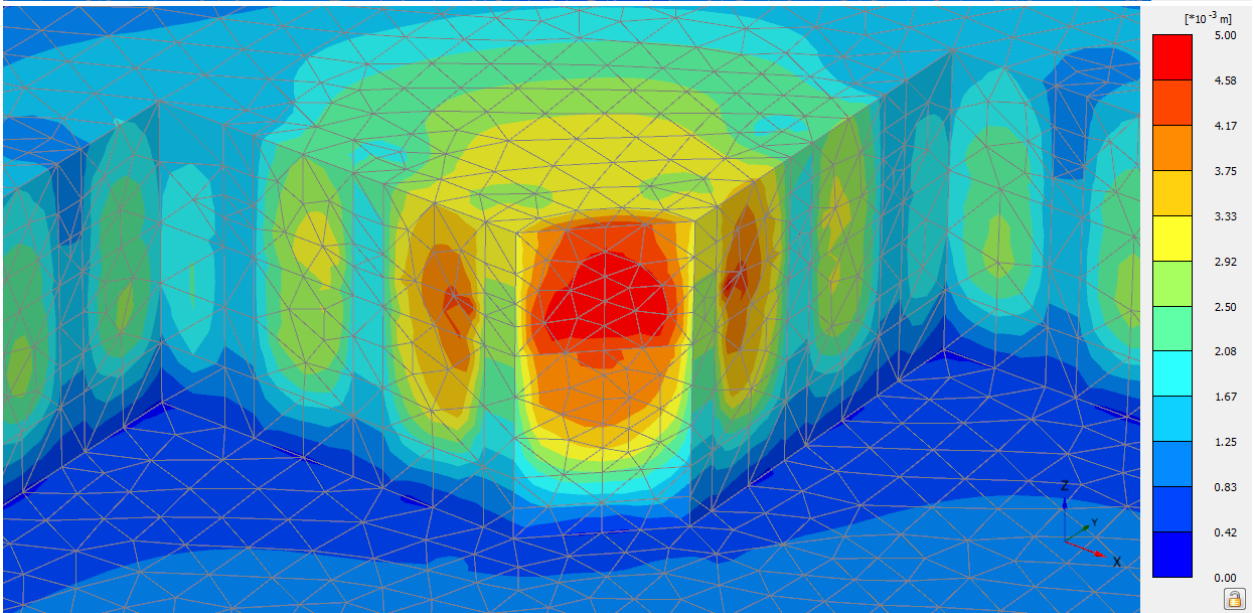
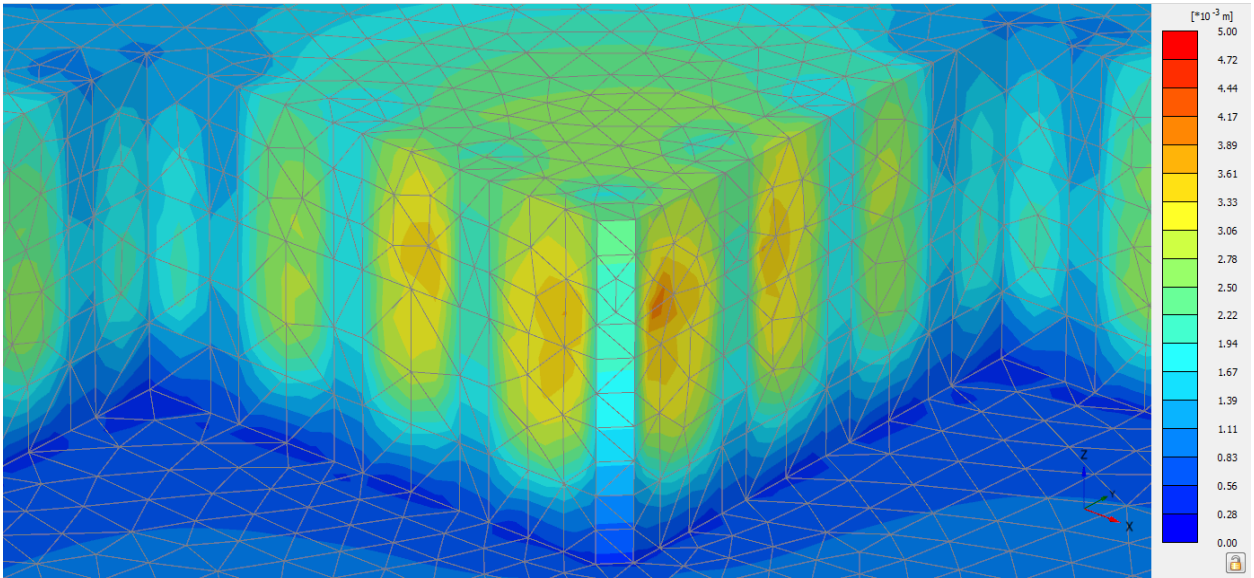
Deformaciones totales para ambas soluciones propuestas. $S_h = 3.0 \text{ [m]}$, $H_{pila} = 12.5 \text{ [m]}$



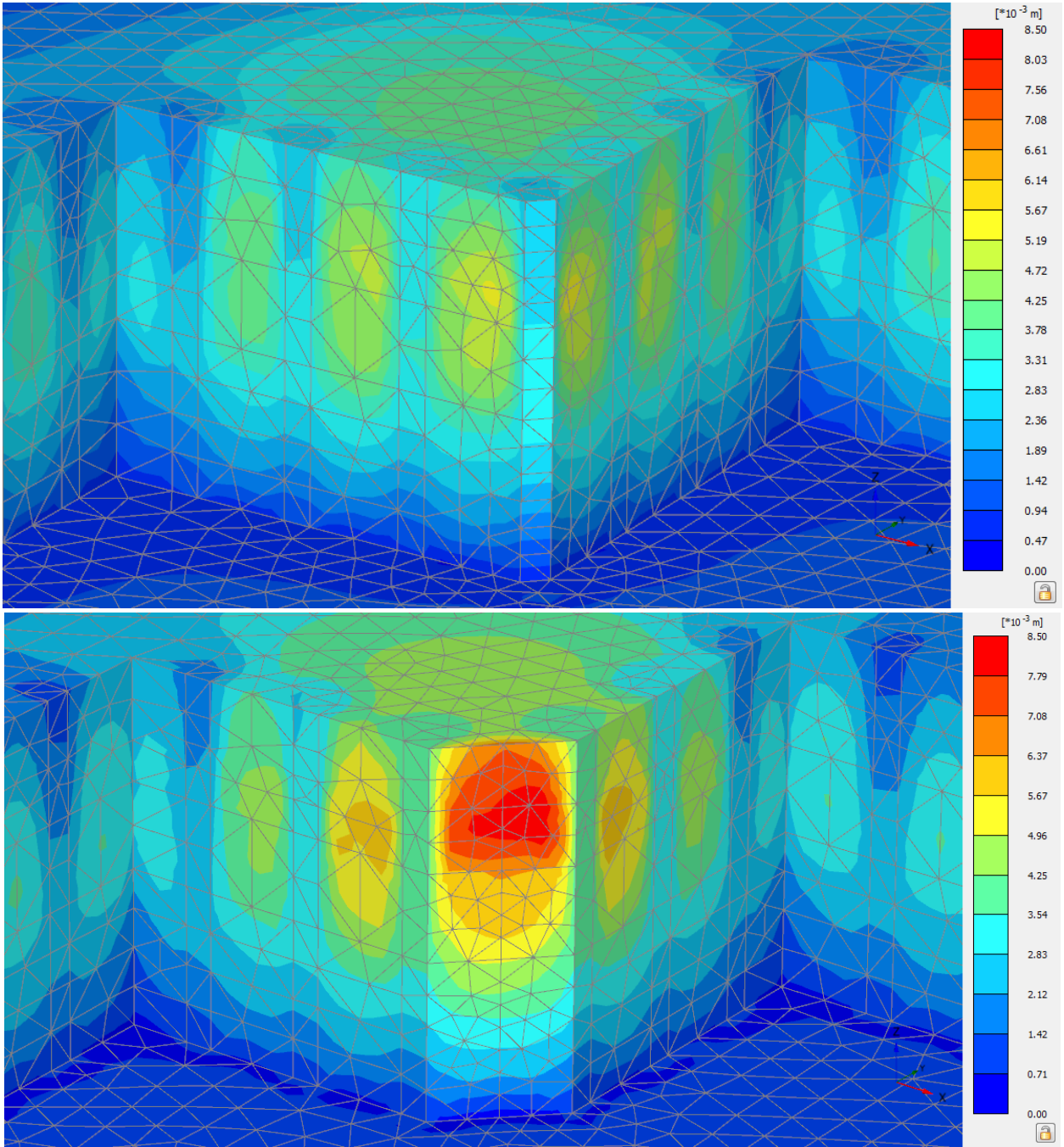
Deformaciones totales para ambas soluciones propuestas. $S_h = 3.0 [m]$, $H_{pila} = 17.5 [m]$



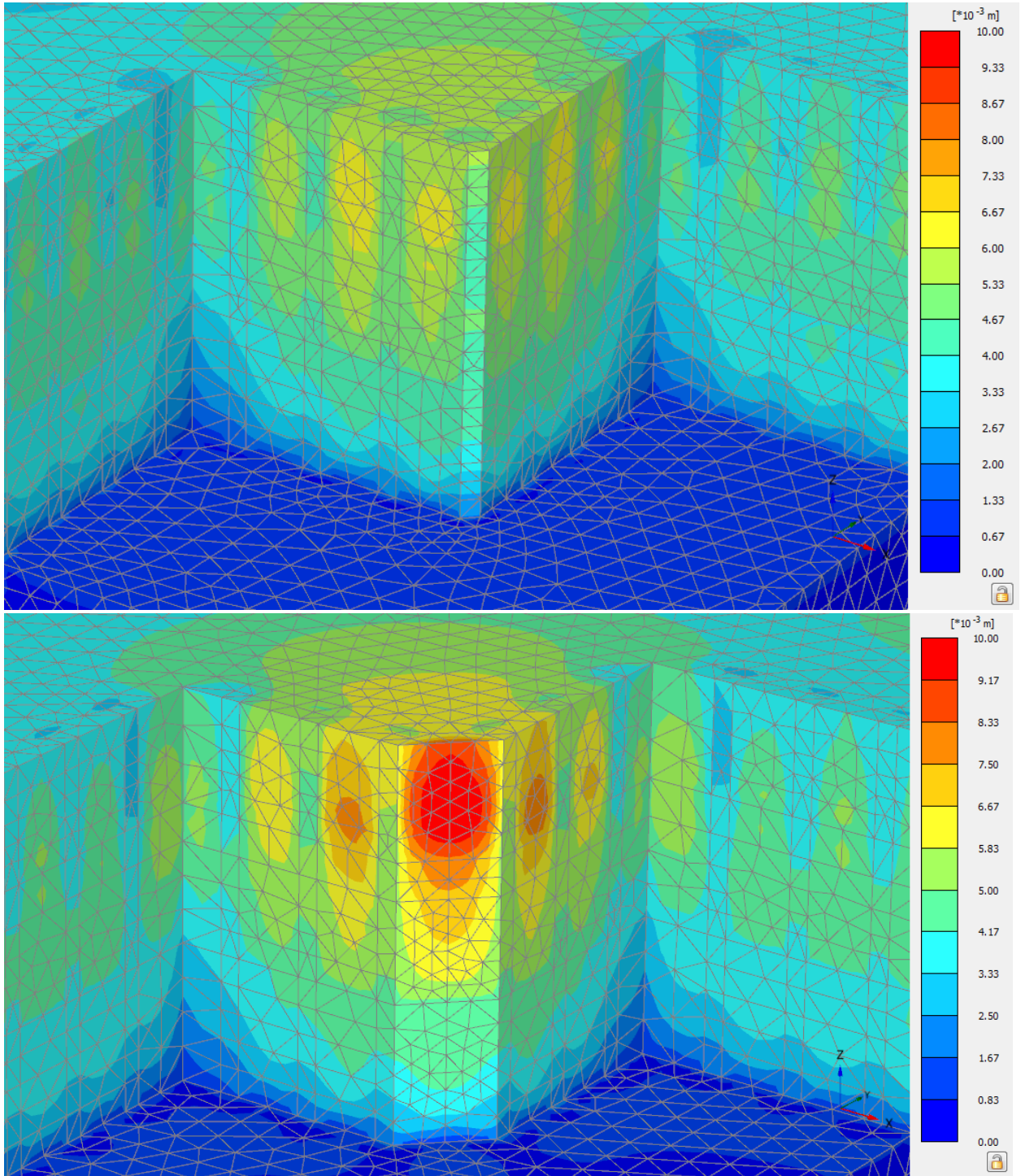
Deformaciones totales para ambas soluciones propuestas. $S_h = 3.5 [m]$, $H_{pila} = 6.5 [m]$



Deformaciones totales para ambas soluciones propuestas. $S_h = 3.5 [m]$, $H_{pila} = 9.5 [m]$



Deformaciones totales para ambas soluciones propuestas. $S_h = 3.5 [m]$, $H_{pila} = 12.5 [m]$



Deformaciones totales para ambas soluciones propuestas. $S_h = 3.5 [m]$, $H_{pila} = 17.5 [m]$