



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

**IMPLICANCIAS DEL DISEÑO Y LA SECUENCIA CONSTRUCTIVA
EN EL COMPORTAMIENTO DE MUROS SOIL NAILING COMO
SISTEMA DE CONTENCIÓN DE EXCAVACIONES.**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

SEBASTIÁN EDUARDO CERDA CAMPOS

PROFESOR GUÍA:

SEBASTIÁN ALEJANDRO BOLDRINI LÓPEZ

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

ROBERTO ENRIQUE GESCHE SCHULER

JUAN MANUEL FERNÁNDEZ VINCENT

SANTIAGO DE CHILE

2020

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR AL
TÍTULO DE: INGENIERO CIVIL

POR: SEBASTIÁN CERDA CAMPOS

FECHA: NOVIEMBRE 2020

PROFESOR GUIA: SEBASTIÁN BOLDRINI LÓPEZ

IMPLICANCIAS DEL DISEÑO Y LA SECUENCIA CONSTRUCTIVA EN EL COMPORTAMIENTO DE MUROS SOIL NAILING COMO SISTEMA DE CONTENCIÓN DE EXCAVACIONES.

En el último tiempo se han buscado alternativas a las tradicionales pilas excavadas manualmente para el sostenimiento de excavaciones, dada a su naturaleza artesanal y los riesgos de accidentes hacia los trabajadores que las ejecutan. La técnica de entibación mediante muros Soil Nailing se ha vuelto una alternativa debido a la versatilidad en el diseño como en su construcción. Sin embargo, la filosofía de diseño de este método difiere del resto y, además, su funcionamiento también está influenciado por la secuencia constructiva que se establece.

El objetivo de este trabajo consiste en estudiar las variables que componen el dimensionamiento y orden de ejecución del proceso constructivo. En búsqueda de recomendaciones que optimicen aspectos generalmente ligados a la construcción del muro y, además, aseguren un control óptimo de los desplazamientos del sistema y de las cargas axiales en los anclajes pasivos.

Al realizar este estudio, la distribución de los refuerzos se verifica la estabilidad global, por medio del método de equilibrio límite de Janbu simplificado y se asegura que todos los modelos cuenten con el mismo factor de seguridad. Posteriormente, se realizan modelaciones numéricas de elementos finitos en el software Plaxis 3D para conocer el comportamiento estático durante el proceso constructivo, y desempeño sísmico conforme a la aplicación de registros sísmicos medidos en el Terremoto del Maule 2010. La ley constitutiva utilizada en el trabajo corresponde a *Hardening Soil with Small Strains stiffness*, en suelos previamente calibrados (Salas, 2018; Aravena, 2020; Brinkgreve, 2019).

Los resultados indican que los desplazamientos del terreno y carga axial de los anclajes presentan una alta dependencia al volumen de suelo excavado y al momento de instalación de los anclajes, una menor influencia de la dimensión de los batches y su orden de retiro. Además, se pone en evidencia dimensionamiento del muro en la dirección longitudinal no logra la relevancia que tiene su dirección transversal.

Finalmente, los muros Soil Nailing muestran amplificación de la respuesta dinámica y alcanzan su valor máximo en el coronamiento, los análisis pseudo-estático en elementos finitos resultan conservadores y, solamente en los sistemas modelados en la Grava de Santiago se cumple con la recomendación la NCh3206 of.2010 de obtener desplazamiento post sismos menores a 20 mm.

... a la Tita y el Tata, que han sido un constante soporte en mi vida.

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, quiero agradecer a Dios por la muestra de su amor infinito que, a pesar de mis faltas, me ha permitido culminar con éxito este trabajo.

También quiero dar las gracias a mi profesor guía, Sebastián Boldrini, quien me acompañó durante todo este proceso, respondiendo pacientemente mis inquietudes, transmitiéndome su enriquecedora experiencia y valioso conocimiento.

Al equipo de SUBT, en especial a Martín y Sergio, quienes siempre tuvieron una gran disposición para generar un espacio de discusión y ayudarme a resolver mis dudas del Plaxis.

A los miembros de la comisión, Roberto Gesche y Juan Manuel Fernández, por su tiempo y buena disposición para evaluar y aportar a este trabajo.

Por su puesto, además quiero dedicar mi gratitud a mis padres, María Alicia y Mauricio, porque siempre han creído en mí y me han apoyado en todas mis ideas, aunque suenen un tanto fantásticas y no las entiendan; por todo el cariño que me han entregado y la perseverancia que los ha acompañado mientras me han educado.

A mi hermano Rodrigo, por ser un gran compañero de aventuras y un cómplice sin igual.

A mi abuelita, la Tita, que siempre ha apoyado a nuestra familia desde su amor incondicional, para que así, todo aquello que pueda estar fuera de nuestro alcance no sea un obstáculo en nuestro íntegro desarrollo.

A mis amigos Christian, Diego y Nico, grandes compañeros de viaje, arriba de la bicicleta o perdidos en el cerro. Al Nacho, el Mauro y el Pablo, porque no se perdían ninguna clase.

Por último, pero no menos importante, quiero agradecer a Paula, mi polola, por su invaluable compañía, por aceptarme tal como soy, por hacer que cada uno de los días de la cuarentena hayan sido entretenidos y especiales. Gracias por cuidar de mí.

TABLA DE CONTENIDO

RESUMEN	i
AGRADECIMIENTOS	iii
TABLA DE CONTENIDO.....	iv
ÍNDICE DE TABLAS	viii
1. INTRODUCCIÓN.....	1
1.1 Objetivos	2
1.1.1 Objetivo general:.....	2
1.1.2 Objetivos específicos:.....	2
1.2 Metodología	2
1.2.1 Selección de marco teórico.	2
1.2.2 Diseño y selección de geometría del muro Soil Nailing	2
1.2.3 Modelación en Plaxis 3D.	3
1.2.4 Análisis Sísmicos.....	3
1.3 Resultados esperados.....	3
2. MARCO TEÓRICO	4
2.1 Técnica de Soil Nailing.....	4
2.1.1 Definición de un muro Soil Nailing.....	4
2.1.2 Elementos en un muro Soil Nailing.....	4
2.1.2.1 Anclajes Pasivos.....	4
2.1.2.2 Revestimiento	5
2.1.3 Origen y desarrollo:	7
2.1.4 Aplicaciones.....	8
2.1.5 Metodología de Construcción	9
2.2 Comportamiento de muros Soil Nailing	12
2.2.1 Transferencia de cargas en muros Soil Nailing.	12
2.2.1.1 Distribución de máxima carga axial.	14
2.2.1.2 Movilización de carga en la cabeza de los anclajes.....	15
2.2.2 Interacción Suelo - Anclaje	15
2.2.2.1 Correlaciones empíricas para estimar q_s	16

2.2.2.2	Movilización de capacidad de fricción.....	17
2.2.3	Deformaciones y desplazamientos en un muro Soil Nailing.....	18
2.3	Estabilidad de muros de Soil Nailing.....	22
2.3.1	Modos de falla internos.....	22
2.3.1.1	Falla por falta de adherencia del bulbo.....	22
2.3.1.2	Falla por tracción en el anclaje.....	23
2.3.2	Modos de fallas en conexión anclaje-muro.....	23
2.3.2.1	Falla por flexión en el revestimiento.....	24
2.3.2.2	Falla por Punzonamiento.....	26
2.3.3	Modos de falla externos.....	27
2.3.3.1	Falla por estabilidad Global.....	27
2.3.3.2	Falla por deslizamiento.....	30
2.3.3.3	Falla por capacidad de Soporte.....	31
2.4	Caracterización Modelo Constitutivo de Suelos.....	32
2.4.1	Plaxis 3D.....	32
2.4.2	Modelo Constitutivo: Hardening Soil Model (HSM).....	32
2.4.3	Formulación.....	33
2.4.4	Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness (HS-Small).....	37
2.4.4.1	Parámetros del modelo constitutivo.....	39
2.4.5	Caracterización de parámetros geotécnicos.....	40
2.4.5.1	Antecedentes.....	40
2.4.5.2	Grava de Santiago.....	42
2.4.5.3	Arcilla del Sector Oriente de Santiago.....	45
2.4.5.4	Arena de Concón.....	48
2.5	Comportamiento Dinámico de Muros Soil Nailing.....	50
2.5.1	Modelos Físicos.....	50
2.5.2	Observaciones Post-Terremotos.....	51
3.	DISEÑO DE MUROS SOIL NAILING.....	53
3.1	Bases de Diseño.....	53
3.1.1	Estados Límites.....	53

3.1.1.1	Estado Límite de Resistencia.....	53
3.1.1.2	Estado Límite de Servicio	53
3.1.2	Procedimiento de Verificación de Diseño.	53
3.1.3	Factores de seguridad	56
3.1.4	Definición de cargas externas	57
3.1.5	Aceleración Pseudo-estática.	57
3.2	Metodología de Diseño	58
3.2.1	Aspectos generales	58
3.2.2	Configuración y distribución geométrica	59
3.2.2.1	Distribución de longitud de anclajes en elevación.....	61
3.2.2.2	Elección de Materiales	63
3.3	Variables Constructivas.....	65
3.3.1	Definición de Configuraciones Constructivas.	66
4.	MODELACIÓN NÚMERICA EN PLAXIS 3D.....	69
4.1	Definición de Modelos	69
4.1.1	Caracterización de suelos.	69
4.1.2	Caracterización de elementos.	70
4.1.3	Condiciones de Borde y Mallado.	71
4.1.4	Definición de Secuencia constructiva	74
4.2	Análisis Dinámico.....	78
4.2.1	Selección de registros sísmicos.....	78
4.2.2	Modelación bajo condiciones dinámicas.....	82
4.2.3	Puntos de Control	85
5.	ANÁLISIS DE LA SECUENCIA CONSTRUCTIVA.	87
5.1	Modelos para 4 subterráneos.....	87
5.1.1	Desplazamientos en el coronamiento.....	88
5.1.2	Perfil Carga Axial	93
5.2	Modelos con altura variable	98
5.2.1	Desplazamiento en el coronamiento.....	99
5.2.2	Desarrollo desplazamiento lateral en el coronamiento	100

5.2.3	Desarrollo de Asentamientos.....	102
5.2.4	Desarrollo deflexión lateral.	105
5.2.5	Desarrollo Carga Axial en líneas superiores.....	108
5.3	Respuesta ante la variación del volumen excavado	109
6.	RESULTADOS DE MODELOS DINÁMICOS.	112
6.1	Respuesta en condiciones de campo libre.....	112
6.2	Aceleración espectral	116
6.3	Desplazamientos post-sismo	118
6.4	Carga axial post-sismo.....	123
7.	DISCUSIÓN.....	125
7.1	Desarrollo de desplazamientos	125
7.2	Evaluación de desplazamientos post-sismo.....	130
7.3	Efectos de amplificación sísmica.	133
7.4	Desarrollo de Cargas	134
8.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.....	137
9.	BIBLIOGRAFÍA.....	140
	ANEXO A : CÁLCULOS Y VERIFICACIÓN DE MODOS DE FALLAS.....	144
A.1	Estabilidad Global.....	144
A.2	Resistencia estructural	148
	ANEXO B : RESULTADOS CONFIGURACIONES SECUENCIA CONSTRUCTIVA.150	
B.1	Desplazamiento en el Coronamiento.....	150
B.2	Perfil de asentamiento del muro.	156
B.3	Deformada Lateral.....	159
B.4	Desarrollo Carga Axial Máxima.	161
	ANEXO C : REGISTRO TIEMPO–HISTORIA MODELOS DINÁMICOS.....	163
C.1	Registro aceleración.....	163
C.2	Desplazamientos Laterales absolutos en superficie.....	167

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2.1: Determinación coeficiente α a partir del tipo de suelo, modificado de Bustamante & Doix (1985).	16
Tabla 2.2: Deformación lateral y vertical en el coronamiento de un muro Soil Nailing y parámetro C en función del tipo de Suelo, modificado de Byrne et al. (1998)	18
Tabla 2.3 Factor Cf para muros temporales, modificado de Lazarte et al. (2015).	25
Tabla 2.4: Resumen de parámetros para modelos Hardening Soil with small strains. Traducción (Material Models Manual. Plaxis)	39
Tabla 3.1: Ángulo ψ_A para diferentes tipos de suelo. Modificado de GGU-Stability (2019).	54
Tabla 3.2 Factores de seguridad parcial utilizados en GGU-Estability, obtenidos desde Eurocode 7:2004	56
Tabla 3.3: Factores de Reducción y Mayoración para Verificación de Resistencia en el revestimiento según Lazarte et al. (2015)	57
Tabla 3.4: Coeficiente de reducción para determinación de aceleración sísmica de diseño. Tomado de NCh3206 Of.2010.	57
Tabla 3.5: Resumen aceleración pseudo-estática horizontal según normativa chilena.	58
Tabla 3.6 Altura de excavación a partir de la cantidad de subterráneos.	59
Tabla 3.7: Variables geométricas de las configuraciones propuestas.	60
Tabla 3.8: Distribución de largo de anclajes por fila para cada modelo en función del tipo de suelo.	63
Tabla 3.9: Propiedades y características de materiales utilizados para ejecutar anclajes pasivos.	64
Tabla 3.10: Propiedades y características de materiales utilizados para ejecutar pantalla de shotcrete.	64
Tabla 3.11: Distancias características de batches para configuraciones propuestas.	66
Tabla 3.12: Casos que definen secuencia constructiva.	67
Tabla 4.1: Parámetros modelo Hardening Soil with Small Strains para estratos de suelos; Grava de Santiago, Salas (2018); Arcilla del sector Oriente de Santiago, Aravena (2020); Arena de Concón, Brinkgreve (2019) y Petersen (2019).	70
Tabla 4.2: Propiedades caracterización Revestimiento de hormigón proyectado.	71
Tabla 4.3: Propiedades de caracterización anclajes pasivos para cada suelo.	71
Tabla 4.4: Coordenadas para modelos 4 subterráneos, H = 14 m.	73
Tabla 4.5: Secuencia constructiva para primer nivel de excavación.	74
Tabla 4.6: Resumen de sismos utilizados en modelación dinámica en Plaxis 3D.	80
Tabla 4.7: Dimensiones de modelos dinámicos.	83
Tabla 4.8: Condiciones de borde dinámicas aplicadas en el modelo.	84
Tabla 4.9: Coordenadas Puntos de Control detrás del muro.	85
Tabla 4.10: Coordenadas Puntos de Control sobre el muro.	85
Tabla 5.1: Deformación lateral promedio en coronamiento.	92
Tabla 5.2: Asentamiento promedio en coronamiento.	92
Tabla 5.3: Razón entre asentamiento y desplazamiento lateral para cada suelo.	93
Tabla 5.4: Desplazamiento Lateral según tipo de suelo y altura del muro.	99
Tabla 5.5: Asentamientos según tipo de suelo y altura del muro.	99
Tabla 5.6: Razón entre desplazamiento vertical y lateral según tipo de suelo y altura del muro.	99
Tabla 5.7: Asentamiento en el coronamiento por etapa constructiva para modelos en Grava.	103

<i>Tabla 5.8: Asentamiento en el coronamiento por etapa constructiva para modelos en Arcilla.</i>	104
<i>Tabla 5.9: Asentamiento en el coronamiento por etapa constructiva para modelos en Arena.</i>	105
<i>Tabla 5.10: Descripción de las secuencias constructivas.</i>	109
<i>Tabla 5.11: Carga máxima para secuencias referentes a volumen excavado.</i>	111
<i>Tabla 5.12: Carga T0 para secuencias referentes a volumen excavado.</i>	111
<i>Tabla 6.1: Estratificación Estaciones de estudio, en condición campo libre. Modificado de Vergara (2015).</i>	113
<i>Tabla 6.2: Aceleración Máxima registrada y Aceleración espectral máxima para estaciones de campo y respuesta de modelación en Plaxis, componentes EW y NS.</i>	115
<i>Tabla 6.3: Aceleración máxima y espectral en coronamiento modelos en Arcilla.</i>	117
<i>Tabla 6.4: Aceleración máxima y espectral en coronamiento modelos en Grava.</i>	117
<i>Tabla 6.5: Desplazamiento lateral post-sismo modelos Grava y Arcilla</i>	120
<i>Tabla 7.1: Desplazamiento relativo post-sismo y PGA modelos en Grava</i>	132
<i>Tabla 7.2: Desplazamiento relativo post-sismo y PGA modelos en Arcilla</i>	132
<i>Tabla 7.3: Resumen modelos dinámicos en Arcilla realizados por Aravena (2020) aplicando registro Las Tórtolas E-W en entibaciones con pilas ancladas.</i>	133
<i>Tabla A.1: Verificación de estabilidad Global; Factor de uso para cada modelo obtenido desde GGU-Estability.</i>	144
<i>Tabla A.2: Verificación de deslizamiento; Factor de uso para cada modelo obtenido desde GGU-Estability.</i>	144
<i>Tabla A.3: Verificación de capacidad de Soporte; Factor de uso para cada modelo obtenido desde GGU-Estability.</i>	145
<i>Tabla A.4: Verificación tracción de barra de acero evaluada en términos de factor de uso.</i>	148
<i>Tabla A.5: Determinación Resistencia en modos de falla del hormigón armado.</i>	149
<i>Tabla A.6: Verificación de resistencia a la flexión en el shotcrete evaluada en términos de factor de uso.</i>	149
<i>Tabla A.7: Verificación de punzonamiento en el área de conexión anclaje y shotcrete, evaluada en términos de factor de uso.</i>	149

1. INTRODUCCIÓN

En las grandes ciudades, donde cada vez existe un mayor desarrollo urbano, crece la necesidad de optimizar el uso del espacio disponible, y en particular, de utilizar el subsuelo en la construcción de subterráneos para nuevos edificios.

La técnica Soil Nailing es una de las numerosas soluciones que existen en el mercado dedicadas a contener excavaciones. Se aplicó en Chile por primera vez en 1998 para la ejecución de los subterráneos de la Plaza Sotomayor de Valparaíso (Terratest, 2019) y en el último tiempo su importancia incrementó considerablemente. SUBT reporta que, en los últimos 3 años, al menos doce proyectos de edificios decidieron reemplazar las convencionales pilas ancladas de entibación por este procedimiento. Aunque usualmente, se asocia a la estabilización de taludes, su versatilidad permite que se adapte a la ejecución de muros verticales, de manera independiente a las condiciones específicas del suelo.

El concepto básico del Soil Nailing es reforzar y fortalecer el terreno existente con la instalación de barras de acero a poca distancia (Byrne et al. 1998). Por el contrario a otros métodos, donde los elementos estructurales que conforman la contención se disponen de previamente al movimiento de tierra. La especificación de la secuencia constructiva de los muros Soil Nailing forma parte intrínseca del diseño y, su planificación.

El estricto cumplimiento en el proceso de excavación es fundamental para lograr el comportamiento deseado. Debido a la flexibilidad de esta técnica, existe cierta incertidumbre al definir las variables constructivas y al cuantificar impacto de estas en el resultado final.

El presente trabajo investiga el alcance del diseño de la secuencia constructiva con respecto al desarrollo de las deformaciones del muro, esfuerzos internos y resistencia de sus componentes; tanto para casos estáticos, como sísmicos; a partir de modelos de elementos finitos tridimensionales.

A su vez, la Norma Chilena 3206 Of.2010 “Geotecnia – Excavaciones, entibaciones y socializados” establece que, para sostenimientos que admitan desplazamientos post-sismo, se debe realizar un análisis pseudo-estático donde la sollicitación sísmica se caracteriza por una aceleración sísmica de diseño dependiente de la zonificación sísmica y el tipo de suelo.

En consecuencia, la verificación dinámica de los modelos en este trabajo evalúa la relación entre la aceleración sísmica horizontal de diseño y las deformaciones inducidas, en contraste a la recomendación de la normativa chilena vigente, en términos de la deformación post-sísmicas admisible.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo general:

Conocer el efecto del proceso constructivo de muros Soil Nailing en términos de la carga axial de los refuerzos y la deformación de la pantalla. Evaluar la importancia de las variables que lo definen y verificar las deformaciones post sísmicas a partir de modelaciones numéricas.

1.1.2 Objetivos específicos:

- Escoger las bases de diseño para muros Soil Nailing a partir de normativas vigentes, de manera que todos los modelos a evaluar dentro de la realización de este estudio cumplan los mismos criterios.
- Estudiar la respuesta del sistema Soil Nailing en distintos tipos de suelo, ante la variación de su secuencia constructiva tal como: dimensiones de bataches, ejecución de anclajes a través de bataches o en muro perfilado, cantidad de anclajes pasivos por batache y orden de retiro de batache.
- Determinar compatibilidad entre las deformaciones post sísmicas en variaciones de la altura del sistema de contención y comparar resultados con la definición de aceleración reducida en la NCh3206 Of. 2010.

1.2 Metodología

Esta investigación es realizada mediante el siguiente procedimiento.

1.2.1 Selección de marco teórico.

El trabajo comienza con un vasto estudio de los manuales y normas internacionales de diseño de Soil Nailing, con especial interés en la contención de excavaciones; se definen los modos de falla que afectan al revestimiento, anclajes y suelo; se presentan las implicancias del comportamiento de esfuerzos y deformación en el diseño del muro, tanto en la elección y dimensionamiento de materiales como en la propuesta de la secuencia constructiva. Por último, se realiza la caracterización de los suelos con el objetivo de conocer el desempeño que tiene la técnica sobre cada uno.

1.2.2 Diseño y selección de geometría del muro Soil Nailing

Basándose en los antecedentes recolectados, se establecen las geometrías de diseño de los muros Soil Nailing; espaciamiento vertical, horizontal y altura de la pantalla; largo, inclinación y tipo de anclaje. Se verifica el cumplimiento de los modos de falla de las configuraciones propuestas sobre cada uno de los suelos caracterizados, a partir de análisis de equilibrio límite y resistencia estructural de los elementos. Por último, se especifican las variables pertenecientes a la secuencia constructiva y el orden de los procesos a modelar.

1.2.3 Modelación en Plaxis 3D.

Con el uso de un software comercial de elementos finitos se procede a realizar modelaciones numéricas para los diseños propuestos que combinen las distintas variables presentadas. El análisis de los modelos se realiza, para cada una de las configuraciones escogidas en este estudio, asumiendo que el suelo obedece a un comportamiento definido por la ley constitutiva *Hardening-Soil with Small Strains Stiffness* en casos estáticos y pseudo estáticos.

1.2.4 Análisis Sísmicos.

Para algunos de los modelos numéricos realizados, se aplican los registros de aceleraciones sísmicas existentes en la zona característica de cada suelo, se estudian las relaciones entre los desplazamientos post sísmicos de los análisis dinámicos y las deformaciones obtenidas de modelos con aceleración pseudo estática, según lo definido en la NCh3206 Of.2010.

1.3 Resultados esperados

Evaluar la relevancia de las variables propuestas en el diseño de la secuencia constructiva de muros Soil Nailing, tanto en el comportamiento estático como sísmico, en términos de su influencia en las deformaciones del sistema y de los esfuerzos internos de los elementos que componen al muro.

Adicionalmente los resultados permitirán verificar la compatibilidad entre la aceleración sísmica recomendada en la NCh3206 Of.2010 según la definición de las deformaciones post sísmicas admisibles.

2. MARCO TEÓRICO

2.1 Técnica de Soil Nailing

2.1.1 Definición de un muro Soil Nailing.

Soil Nailing es un método popularmente empleado en el refuerzo de muros de contención de excavaciones y en la estabilización de taludes. Consiste en la construcción de una pantalla de hormigón proyectado (shotcrete), adicionalmente integra refuerzos pasivos compuestos de barras de acero, que son instaladas en el suelo y cubiertas por lechada de cemento, la cual asegura la fijación y transferencia de carga con el terreno.

Los anclajes pasivos van paralelos unos con otros y ligeramente inclinados. Responden principalmente a esfuerzos de tracción, aunque soportan cargas de flexión y corte en menor medida. Soil Nailing, que traducido al español significa Suelo Clavado, hace referencia a que las barras actúan como "clavos" en la masa de suelo.

La ejecución de la técnica se realiza mientras se excava, es decir, el muro es construido en forma descendente, por etapas determinadas para cada nivel de excavación. En el primer nivel, el contorno de la excavación se estabiliza instalando las barras de acero y cubriendo el corte de terreno con mallas de acero y hormigón proyectado. Así, se procede en cada nuevo nivel hasta llegar al sello de fundación. Esta secuencia constructiva es señalada por Lazarte et al. (2015) y presentada en la Figura 2.1.

El resultado final es una masa de suelo reforzada con propiedades mecánicas mejoradas y la capacidad de controlar las deformaciones horizontales producto a la descompresión del terreno en la etapa de excavación.

2.1.2 Elementos en un muro Soil Nailing.

A continuación, se describen en detalle los componentes que integran un muro Soil Nailing y se esquematizan en la Figura 2.2.

2.1.2.1 Anclajes Pasivos

- **Barra de acero**, trabaja como elemento de refuerzo dentro del suelo. Moviliza el esfuerzo de tracción en respuesta al movimiento lateral del terreno y deformación de la pantalla de contención. Las barras pueden ser de secciones sólidas o huecas; las barras sólidas son colocadas en perforaciones estables, previamente ejecutadas, que finalmente son llenadas con lechada de cemento. En cambio, las barras huecas comúnmente se asocian a sistemas autoperforantes, los cuales vienen equipadas con una broca de sacrificio, para perforar el oricio simultáneamente a la inyección de lechada de cemento y así, la misma barra de acero queda instalada permanentemente como refuerzo dentro en la perforación.

- **Lechada de cemento**, es vertida en la perforación por gravedad o a presión según el método de ejecución. Generalmente consiste en una mezcla de agua y cemento tipo Portland sin aditivos. Sus funciones son:
 - i) transferir el esfuerzo de corte entre la deformación del terreno y la deformación de la barra;
 - ii) transferir el esfuerzo de tracción desde las barras al suelo circundante
 - iii) Proveer protección a la corrosión de las barras.
- **Piezas Conectoras**, típicamente las barras de acero se fabrican en longitudes estándar por lo que se requiere de coplas y manguitos para unir los tramos.
- **Protección a la corrosión**, los anclajes instalados en condiciones permanentes requieren protección química o física contra la corrosión para asegurar su durabilidad.

2.1.2.2 Revestimiento

- **Hormigón proyectado**, se aplica sobre el suelo expuesto posterior a la ejecución del anclaje, para proveer de estabilización al terreno y protección. En esta etapa, se instala la placa de soporte de la barra de acero. El shotcrete incluye; una malla de acero electrosoldada de refuerzo dispuesta sobre toda la superficie que abarque la contención; suples de barras puestas bajo las cabezas de los anclajes para aumentar la resistencia al punzonamiento y en menor medida, a la flexión. Son dispuestas en la dirección horizontal y vertical (ver Figura 2.2).
Los muros de carácter permanente pueden incluir una etapa final sobre el revestimiento inicial y le entrega continuidad estructural al muro para la vida útil de diseño. Puede consistir en shotcrete reforzado, hormigón a la vista, u hormigón prefabricado.
- **Sistema de drenaje**, en condiciones en donde se contemple una operación con niveles freáticos eventuales o permanentes, se deben incluir sistemas de drenaje tales como drenes californianos, mantos drenantes mediante geo sintéticos, barbacanas y canaletas de captación en el coronamiento o al pie del muro.
- **Placa de Soporte**, se coloca en la unión entre los anclajes y el revestimiento, permite la transferencia de carga y favorece la resistencia al punzonado.

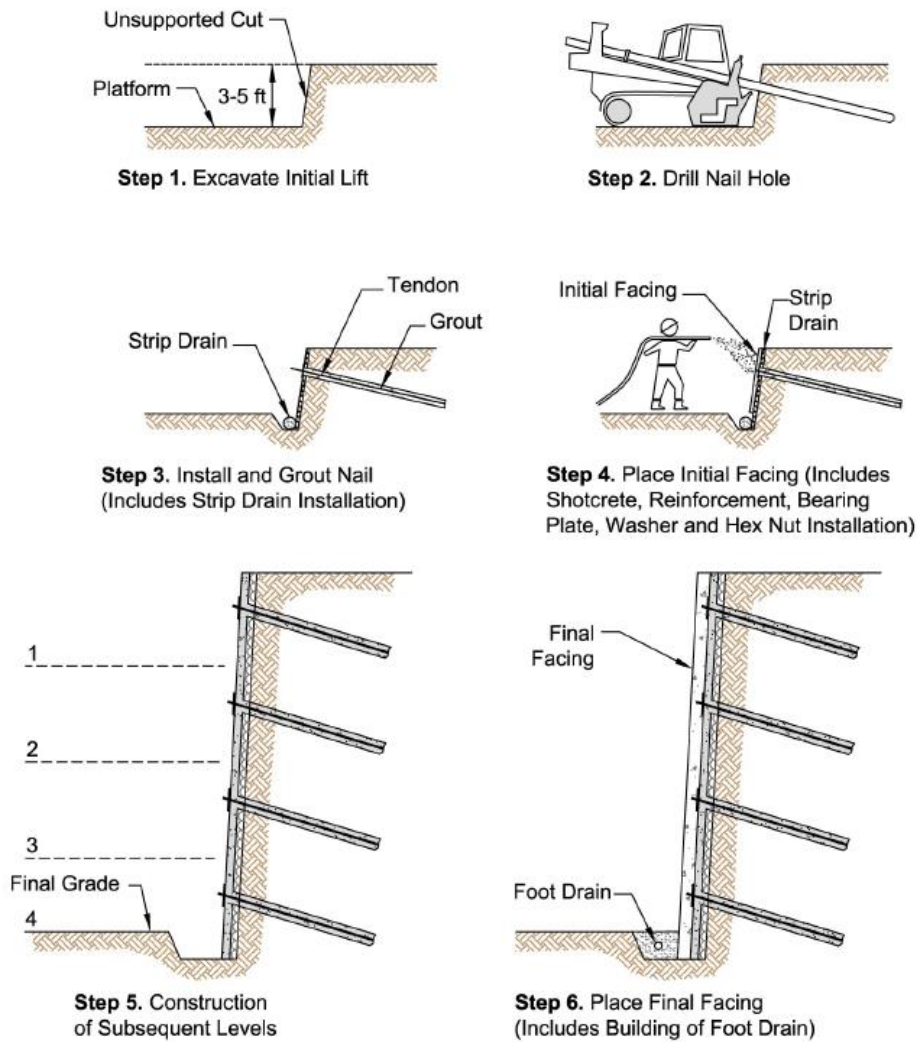


Figura 2.1: Secuencia Típica para la construcción de un muro Soil Nailing, Tomada de Lazarte et al. (2015).

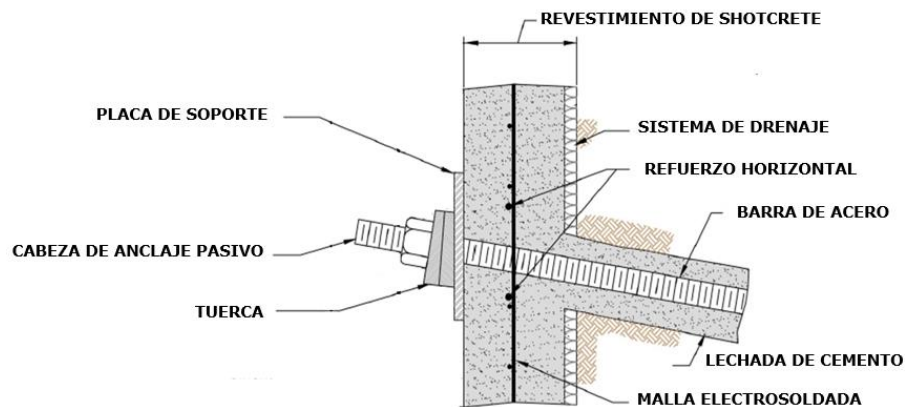


Figura 2.2: Esquema sección transversal de un muro. Modificada de Lazarte et al. (2015)

2.1.3 Origen y desarrollo:

El área de la minería aplicó por primera vez técnicas de estabilización y refuerzo in-situ, para resolver problemas de excavaciones en roca. El Nuevo método austriaco de túneles o más conocido por sus siglas en inglés como NATM (ver Figura 2.3) fue desarrollado para excavaciones de túneles en roca con gran dureza, combina el shotcrete junto a barras de acero embebidas en el terreno para que el sostenimiento posea una eficiente y temprana estabilidad. Esta técnica es uno de los primeros antecedentes para el desarrollo del Soil Nailing.

A partir de las observaciones y experiencias con el sistema NATM en distintas obras en rocas duras, se fue concibiendo su utilización en terrenos menos competentes como pizarras gráficas hasta confirmar su viabilidad en el uso de suelos como limos, gravas y arenas. Su primera aplicación en suelos fue en una pequeña sección transversal de un túnel del metro de Frankfurt en 1970 (Bruce & Jewell, 1986).

Por su otro lado, la estabilización de taludes con dovelas y anclajes fue ganando popularidad en Francia a la par que el uso del NATM y se comenzó a concebir la posibilidad de usar estas técnicas en conjunto debido a las similitudes que presentaban, como soportes temporales de roca blanda y taludes de suelos. En 1972, Joint Venture y Soletanche, dos grandes empresas contratistas en Francia, comenzaron a trabajar en un talud con corte de 70° de inclinación en la arena de Fontainebleau, altamente cementada. El primer muro Soil Nailing resultó tener una extensión total de 12.000 m² de revestimiento de hormigón proyectado y 25.000 barras de aceros de 6 metros de largo, embebidas en lechada. (Bruce & Jewell 1986).

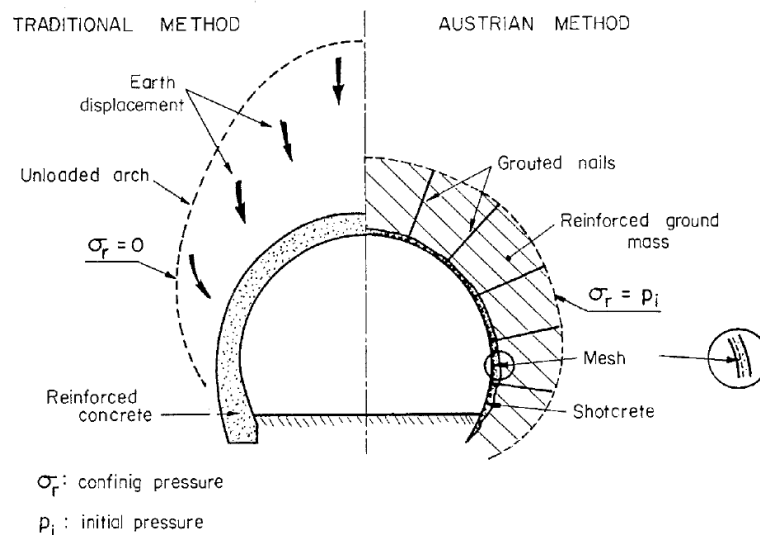


Figura 2.3: Método tradicional y NATM en sección transversal de una galería: Principios y comportamiento, tomada de Clouterre (1991).

2.1.4 Aplicaciones.

- **Contención de excavaciones**, los muros Soil Nailing son utilizados para entibar el suelo adyacente en excavaciones asociadas a fundaciones de edificios y estacionamientos subterráneos. En este tipo de proyectos, los anclajes se instalan de forma sub-horizontal. (Figura 2.4a)
- **Estabilización de taludes**, puede ir acompañado de un corte del terreno debido a ensanchamiento o construcción de nuevas pistas en carreteras o vías ferroviarias. El equipamiento utilizado suele ser más pequeño que el de otros métodos por lo que el impacto en el tráfico deja de ser significativo. El uso de Soil Nailing en un talud significa un aumento en el factor de seguridad global y control de deformaciones. Los anclajes se disponen de manera que atraviesen perpendicularmente a la falla potencial. (Figura 2.4b)
- **Estabilización de portales de túneles**, se aplican los mismos principios que existen para la entibación de excavaciones, pero se debe tener en cuenta que los anclajes pueden interceptar a los elementos de refuerzo del túnel y afectar el desarrollo de su carga, por lo general son proyectados horizontalmente para evitar el contacto. (Figura 2.4c)
- **Reparación de estructuras de sostenimiento**, se utiliza en muros que han sufrido alguna falla en los anclajes por efectos de la corrosión o sobrecarga no estimada, en este caso, se reemplazan los anclajes por nuevos. Taludes que han fallado y presentan deformaciones excesivas ya sea por métodos equivocados de análisis o por razones hidrogeológicas pueden volver a ser estabilizados mediante el uso de Soil Nailing.

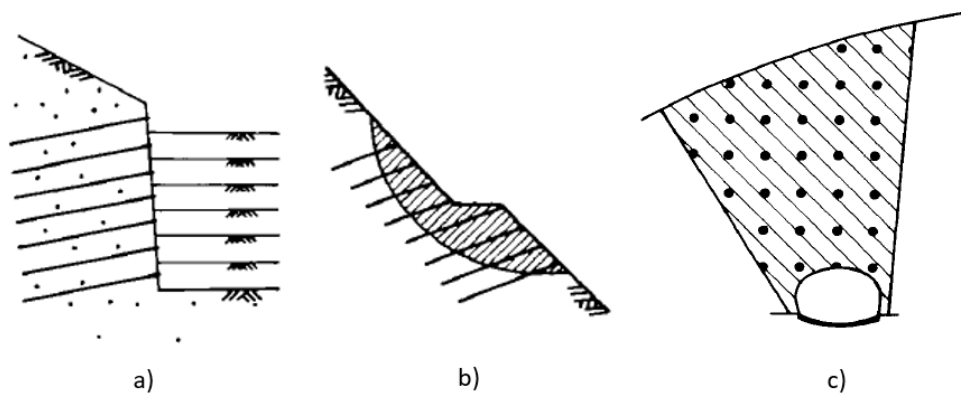


Figura 2.4 Aplicaciones y usos del método de Soil Nailing: a) Contención de Excavaciones; b) Estabilización de Taludes; c) Estabilización de portal de túneles, tomada de Ortigao et al. (1995).

2.1.5 Metodología de Construcción

Un muro Soil Nailing tradicional es construido en sucesivas etapas, de forma descendente. En este apartado se explica la metodología utilizada por *SUBT*, empresa dedicada al rubro de la contención de excavaciones, la cual ha ejecutado numerosos muros Soil Nailing para entibación vertical de subterráneos en la ciudad de Santiago.

La secuencia presentada en la Figura 2.5 corresponde a la misma que posteriormente se utiliza para definir las fases constructivas en la modelación numérica de elementos finitos.

1. **Excavación del terreno**, se comienza con la excavación general del terreno hasta una profundidad aproximada de 2 m, que incluye una berma de seguridad junto al perímetro de la excavación con un talud de 45°, hasta el sello del primer nivel de excavación. (Figura 2.5a)
2. **Instalación e inyección de los anclajes en el terreno**, a través del talud de seguridad se procede a perforar el terreno e instalar las barras de acero inyectadas. El largo de la perforación considera el posterior retiro del batache y perfilado perpendicular del panel descubierto. (Figura 2.5b)
3. **Perfilado del terreno en bataches impares**, el volumen de terreno compuesto por parte de la berma y talud de seguridad se remueve en cortes intercalados denominados bataches. De esta forma se asegura la estabilidad en el panel debido al efecto arco que se produce gracias a los bataches no removidos. De esta manera, se puede perfilar el terreno manualmente. (Figura 2.5c)
Proyectos con muros permanentes incluyen drenes californianos perforados sobre la cara de la excavación para evacuar la presión de poros del suelo, en la Figura 2.1 se encuentran esquematizados.
4. **Instalación de malla de refuerzo**, contra el terreno perfilado se monta la armadura del revestimiento. (Figura 2.5e).
5. **Aplicación del shotcrete**, se proyecta el shotcrete sobre la malla de refuerzo hasta cubrir la malla. El tiempo de curado promedio del shotcrete es 72 horas. (Figura 2.5f.)
6. **Instalación de placa de soporte y tuercas**, sobre la armadura y el shotcrete se instala la placa de soporte, que transmite el esfuerzo del shotcrete sobre el anclaje, y refuerzos puntuales de acero según lo establezca el diseño. Posteriormente se aplica otra capa de shotcrete hasta el espesor de diseño, que termine cubrir la unión de la placa con el revestimiento.
7. **Perfilado del terreno en bataches pares**, se retiran los bataches pares, se descubre los paneles y se repiten los pasos 4; 5 y 6. Se materializan los traslapes de armadura para asegurar la continuidad estructural del muro.
8. **Excavación del siguiente nivel**, una vez completado el primer nivel de excavación se procede a repetir los pasos anteriores para cada nivel hasta llegar al sello general de la excavación. (Figura 2.5g)

La construcción del muro también resulta factible si se alterna entre el orden del perfilado del terreno y la instalación del anclaje, en la Figura 2.1 se presenta esta última secuencia constructiva, que es una práctica común en los Estados Unidos y en el medio local.

Si la estabilidad local del suelo lo permite, ambas metodologías se pueden usar para ejecutar el proyecto sin mayores complicaciones. No obstante, como se desconoce el impacto en la deformación final del muro que tiene una u otra secuencia constructiva y forma parte de la discusión de este trabajo conocer el efecto de esta variable y otras que son mencionadas en el Apartado 3.3.

La metodología presentada puede ser modificada dependiendo del tipo de suelo y las propiedades que presente. Por ejemplo, en arenas no cohesivas, no es factible realizar perfilados verticales al terreno, por lo cual los cortes entre batches son inclinados, por lo tanto, los paneles descubiertos toman la forma de un trapecio.

Ante esta problemática, es posible realizar un tratamiento previo a la zona donde se ejecuta el muro, que evite desmoronamientos de terreno en la fase constructiva. Generalmente, se efectúa un mejoramiento de las propiedades del suelo, que consiste en la inyección de gel de silicatos; soluciones químicas que al mezclarse producen un gel endurecido que utiliza básicamente como reactivo una mezcla de formamida-acetato de etilo, muy soluble en agua. Su mezcla con el suelo aumenta la cohesión de la masa y disminuye el volumen de huecos.

La ejecución de estas inyecciones es realizada antes de la excavación de cada nivel, se perfora desde la base del muro, de manera vertical o con una inclinación que se establece dependiendo de las condiciones de terreno y del diseño del muro. La inyección es ascendente puesto que, la boquilla es introducida y gira mientras se va retirando, lo que produce columnas inclinadas de gel. El método se repite a lo largo del perímetro de la excavación, a una distancia que asegure que las columnas sean secantes entre ellas.

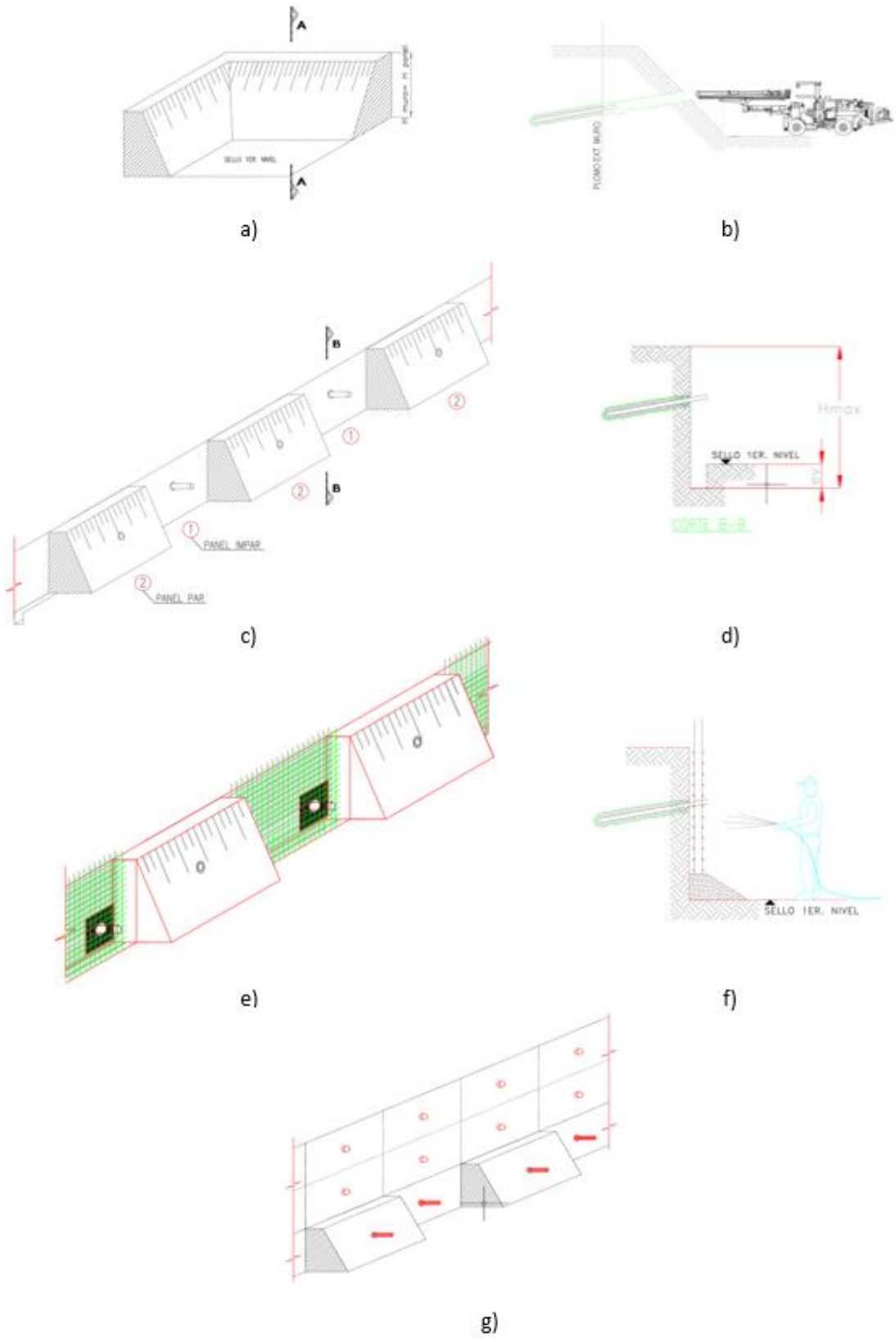


Figura 2.5 Secuencia constructiva de un muro Soil Nailing para contención de Excavaciones. Modificado desde Documentos Técnicos SUBT SPA.

2.2 Comportamiento de muros Soil Nailing.

2.2.1 Transferencia de cargas en muros Soil Nailing.

Cuando la excavación comienza, las propiedades resistentes del suelo están encargadas de soportar la movilización de la potencial superficie de falla en el terreno (ver Figura 2.6), el suelo debe ser capaz de permanecer sin soporte hasta la instalación de los anclajes y revestimiento.

Una vez contenido el terreno, la deformación del suelo genera esfuerzos horizontales sobre el revestimiento que a su vez ocasiona una carga en los anclajes. Posteriormente, la fuerza axial del anclaje se transfiere al terreno a través de los esfuerzos de corte que se producen a lo largo de la interfaz entre la lechada y el suelo.

En la siguiente etapa de excavación, el volumen de suelo descomprimido crece, lo que produce una potencial superficie de falla más amplia, que se traduce en una presión lateral y una fuerza axial mayor en el anclaje. La distribución de la carga axial del refuerzo también cambia y T_{max} se moviliza alejándose del muro, en una posición más cerca de la nueva superficie de falla.

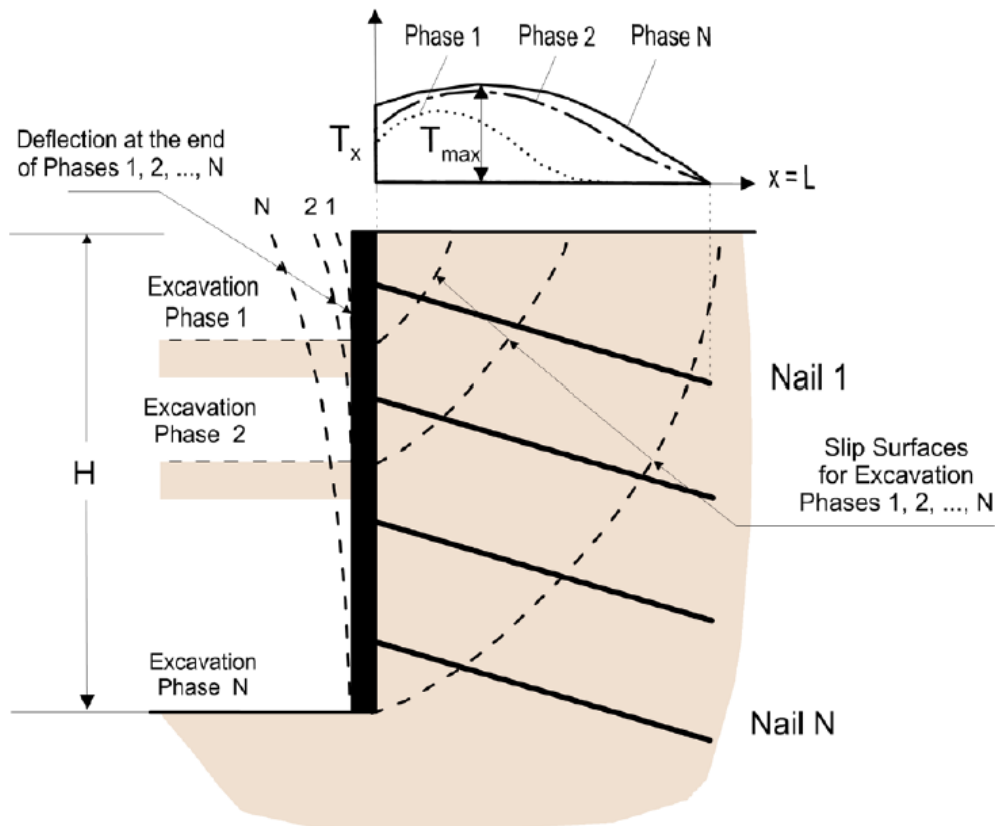


Figura 2.6 Potenciales superficies de falla a lo largo de la excavación, tomada de Lazarte et al. (2015).

La fuerza axial desarrollada en el anclaje varía a lo largo del elemento, e incrementa desde la cabeza hasta que alcanza su valor máximo cerca de la superficie de falla crítica y comienza a decrecer hacia el final del elemento. El lugar geométrico del punto de máxima tensión separa la masa de suelo en dos zonas. Una zona activa situada entre el muro y la superficie de falla, donde la resistencia por fuste aplicada por el suelo sobre el anclaje tiene dirección hacia el exterior, y una zona pasiva donde los desplazamientos son opuestos a la zona activa y la resistencia al fuste se dirige hacia el interior del terreno (Figura 2.7).

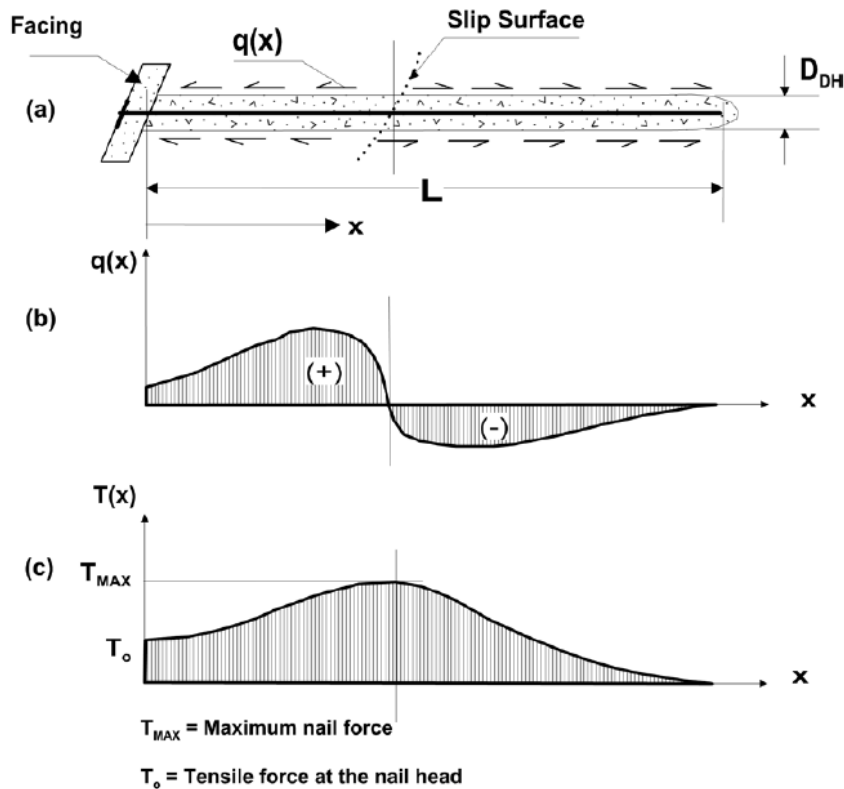


Figura 2.7 Mecanismo de transferencia de esfuerzos en anclajes pasivos en Soil Nailing: a) esquema básico; b) distribución de esfuerzo de corte en la interfaz lechada-suelo; c) distribución de la fuerza axial resultante. Tomada de Lazarte et al. (2015).

El comportamiento mencionado se repite en los refuerzos instalados posteriormente. A medida que se continúa excavando, cada línea de anclajes presenta una distribución de fuerza axial distinta que depende del lugar donde la falla cruza y de la distribución de las presiones laterales sobre el revestimiento. El incremento de las deformaciones laterales en los anclajes superiores puede causar la redistribución e incluso, decrecimiento de la fuerza. La contribución de los anclajes superiores a la estabilidad global puede disminuir a medida que la excavación se vuelve más profunda y puede llegar a ser inefectiva, sin embargo, siguen siendo importantes para la estabilidad local. (Lazarte et al. 2015).

2.2.1.1 Distribución de máxima carga axial.

Aunque el desarrollo de la fuerza axial en los anclajes depende de la posición donde el elemento cruza la superficie de falla. Pero, en realidad, la posición de carga axial máxima se encuentra cercana a la superficie de falla obtenida del análisis de estabilidad global.

La Figura 2.8 muestra la contribución de la fuerza axial de los anclajes para la estabilidad del sistema. Cada anclaje presenta una carga de distinta magnitud y posición de su máxima componente. Mediciones experimentales analizadas por Byrne (1998) indican que la fuerza máxima de los anclajes en la sección superior del sistema ocurre a una distancia entre $0.3H$ y $0.4H$ detrás del muro y en la zona inferior, el fenómeno se encuentra en el rango de $0.15H$ a $0.2H$.

La intersección del anclaje con la superficie de falla determina el largo del elemento que puede desarrollar resistencia al arrancamiento (L_p). En los refuerzos superiores, L_p es reducido porque la falla se encuentra más cerca al extremo del elemento, lo que implica una menor contribución a la resistencia. En cambio, los anclajes inferiores presentan altos valores de L_p , por lo que aportan mayor resistencia a la estabilidad.

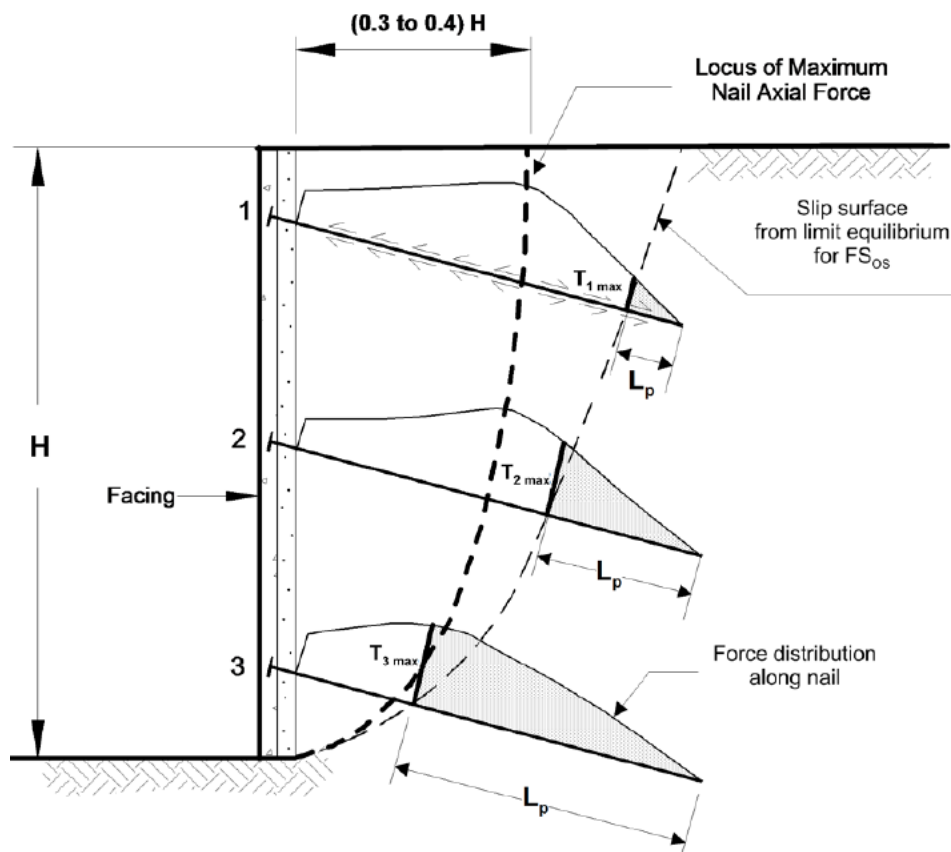


Figura 2.8: Localización de la fuerza axial máxima en anclajes. Tomado de Lazarte et al. (2015).

2.2.1.2 Movilización de carga en la cabeza de los anclajes.

La descompresión horizontal de la masa de suelo durante las sucesivas etapas constructivas resulta en el desarrollo de esfuerzo de tracción en los anclajes. La tensión en una línea de anclajes comienza una vez que el nivel siguiente comienza a ser excavado.

El proyecto Clouterre (1991) estudió la fase constructiva de muros experimentales a escala real. La Figura 2.9 presenta el seguimiento de la carga de un anclaje de la tercera línea, los resultados de los ensayos señalan que la carga movilizada en un anclaje depende principalmente de los 3 niveles siguientes de excavación (en este caso, niveles 4, 5 y 6).

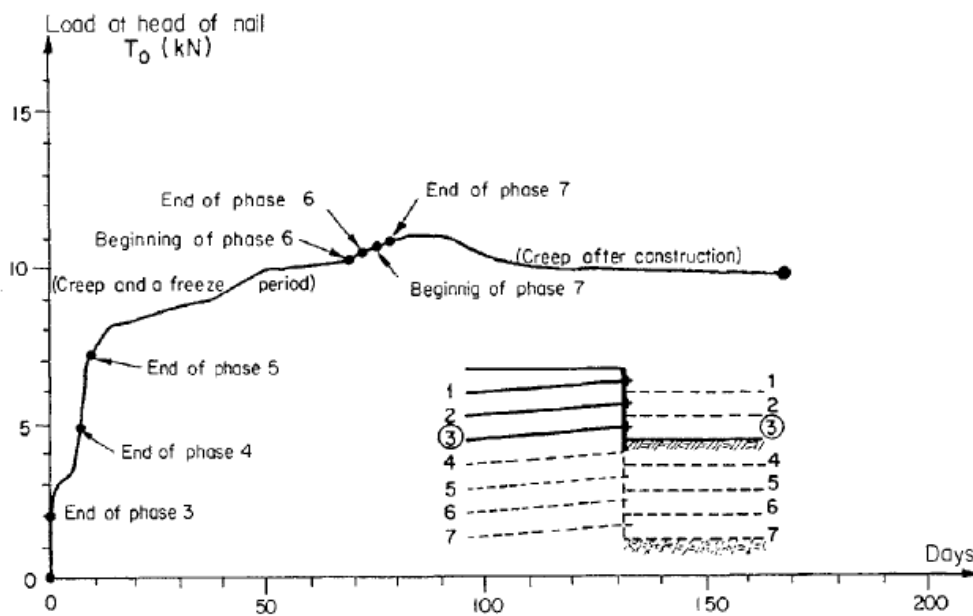


Figura 2.9: Carga de tracción de un anclaje en la cabeza durante sucesivas etapas de excavación de un muro experimental a escala real, tomado de Clouterre (1991).

2.2.2 Interacción Suelo - Anclaje

Existen dos tipos de interacciones que se desarrollan entre los anclajes y el suelo. La más significativa es el esfuerzo de corte producido por la fricción de la lechada y el suelo circundante, que induce esfuerzos de tracción en los refuerzos. La segunda es la presión normal del terreno a lo largo del anclaje durante su desplazamiento. La presión pasiva movilizada hace posible el desarrollo del momento flector y la fuerza cortante, este fenómeno solo ocurre si la zona de corte se ha desarrollado en la masa de suelo.

2.2.2.1 Correlaciones empíricas para estimar q_s

Bustamante & Doix (1985) presentan algunos gráficos para determinar la fricción bulbo-suelo, dependiendo del número de golpes en el ensayo de penetración estándar (N_{SPT}) y para valores de presiómetro de Menard (p_1).

Las curvas se diferencian por el modo de inyección de lechada, los cuales se clasifican como; Inyección Repetitiva Selectiva (IRS) e Inyección Global Única (IGU). La Figura 2.11 presenta los valores de q_s para arcilla y limos, y por otro lado, la Figura 2.10 los valores para gravas y arenas. Además, la Tabla 2.1 presenta el coeficiente α , que considera los efectos de la ejecución del anclaje sobre el diámetro final del bulbo.

$$D = \alpha \cdot D_{perf} \quad (1)$$

Tabla 2.1: Determinación coeficiente α a partir del tipo de suelo, modificado de Bustamante & Doix (1985).

Suelo	Coeficiente α	
	IRS	IGU
Grava	1.6 a 1.8	1.3 a 1.4
Grava arenosa	1.6 a 1.8	1.2 a 1.4
Arena en Grava	1.5 a 1.6	1.2 a 1.3
Arena	1.4 a 1.5	1.1 a 1.2
Limo	1.4 a 1.6	1.1 a 1.2
Arcilla	1.8 a 2.0	1.1 a 1.2

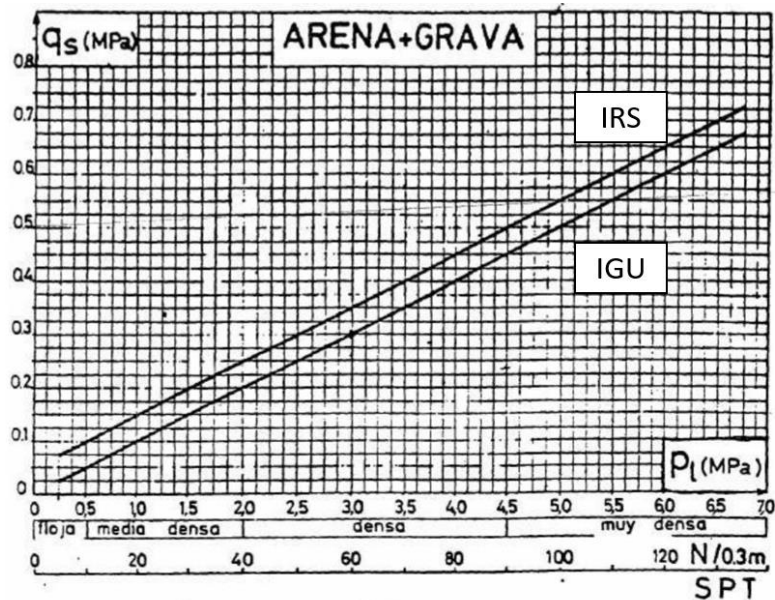


Figura 2.10: Abaco de Bustamante para determinar q_s a partir del ensayo SPT para suelos clasificados como Arenas y Gravas. Tomado de Bustamante & Doix (1985).

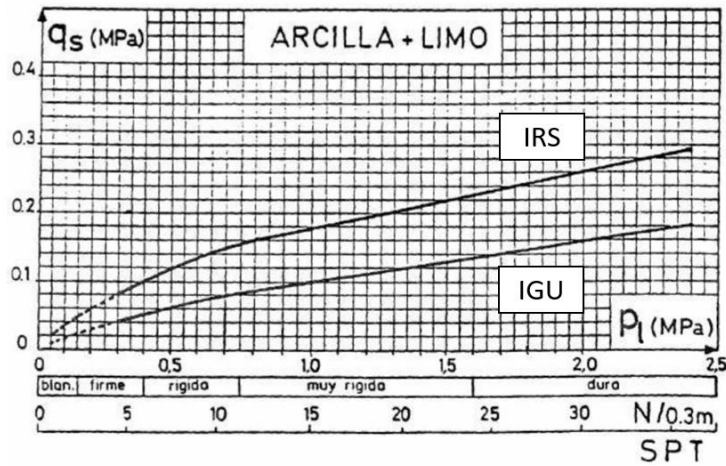


Figura 2.11: Abaco de Bustamante para determinar q_s a partir del ensayo SPT para suelos clasificados como Arcillas y Limos. Tomado de Bustamante & Doix (1985).

2.2.2.2 Movilización de capacidad de fricción.

El proyecto Clouterre (1991) llevó a cabo numerosos estudios experimentales para predecir correctamente la movilización de la capacidad de fricción. El cambio de la fricción unitaria entre el suelo y el refuerzo es validado por la ley bilineal de Frank & Zhao (1982), que se muestra en la Figura 2.12, donde se compara la curva teórica y la representación del comportamiento experimental de ensayos de arrancamiento en la arena de Fontainebleau. Este ensayo mide la fuerza de tracción en la cabeza del anclaje (T_0) y su desplazamiento (y_0).

La ley está representada en un plano (τ, y), el valor máximo de corte está definido por q_s y la pendiente de ambas líneas depende de la rigidez del anclaje (k_s). La primera línea cuenta con una pendiente de valor equivalente a k_s hasta alcanzar el valor de $q_s/2$, después le sigue una segunda línea con pendiente $k_s/5$.

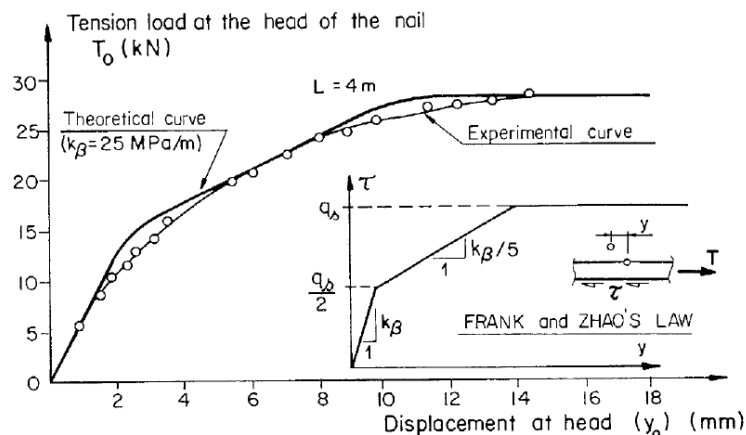


Figura 2.12: Modelación de curva experimental de arrancamiento, aplicando la Ley de Frank and Zhao. Tomada de Clouterre (1991).

2.2.3 Deformaciones y desplazamientos en un muro Soil Nailing.

Dentro de los factores que afectan la serviciabilidad de los muros Soil Nailing se encuentran las deformaciones y desplazamientos, tanto sobre el muro como asentamientos en el terreno cercano. En suelos granulares, la mayor parte del movimiento del suelo se produce durante la ejecución o en un periodo corto una vez terminada la obra. Las deformaciones post construcción en este tipo de suelos son menores excepto que exista deterioro de los elementos del sistema. En cambio, hay más probabilidad de desarrollo de desplazamiento asociado al efecto del *Creep* en suelos de grano fino posterior a la finalización del muro.

La norma chilena NCh3206 Of. 2010 establece que se debe verificar que las excavaciones no afecten la integridad de las fundaciones de las estructuras cercanas y que el diseño debe asegurar la estabilidad estática y sísmica considerando las singularidades existentes.

Comúnmente, la máxima deflexión horizontal ocurre en el coronamiento del muro (δ_h), al igual que el máximo desplazamiento vertical (δ_v), los que son esquematizados en la Figura 2.13. En general, los valores tienden a ser muy cercanos y algunos autores proponen que son iguales. La Tabla 2.2 se presentan las estimaciones contenidas en Clouterre (1991) y posteriormente modificadas por Byrne et al. (1998).

Tabla 2.2: Deformación lateral y vertical en el coronamiento de un muro Soil Nailing y parámetro C en función del tipo de Suelo, modificado de Byrne et al. (1998)

Variable	Roca Fragmentada y suelo duro	Arena	Arcilla
δ_h/H	0.1%	0.2%	0.3%
C	0.8	1.25	1.5

Las estimaciones presentadas son válidas mientras $L/H > 0,7$, donde L es el largo del anclaje superior y H la altura del muro. En este caso, la sobrecarga no es considerable y factor de seguridad global debe ser mayor a 1,5.

También se define D_{def} como la distancia donde los asentamientos detrás del muro se vuelven insignificantes y puede ser estimado por la siguiente ecuación:

$$D_{def} = C \cdot (1 - \tan(\alpha)) \cdot H \quad (2)$$

Clough & O'Rourke (1990) recolectaron información de muros de contención instrumentados, los cuales fueron ejecutados con distintas tecnologías, incluyendo Soil Nailing. En su trabajo señalan que la razón entre la deformación lateral y la altura del muro (δ_h/H) se encuentra en un rango de 0.2% y 0.3% para arenas, arcillas duras y suelos residuales (Figura 2.14a). Debido a la naturaleza de estos suelos, el aporte de la rigidez del sistema es marginal. En cambio, su influencia tiene un efecto significativo en suelos más blandos, donde se logra la disminución de los desplazamientos laterales.

Sin embargo, la muestra presenta gran dispersión, lo cual se debe a que existen diversos factores geotécnicos y de ejecución que pueden alterar el desarrollo de los desplazamientos. Entre ellos se mencionan; método de ejecución vibratorios en suelos no cohesivos, lenta instalación de soportes después de excavar, sobre excavación de los niveles propuestos, sobrecargas no consideradas, incorrecto control de flujos de agua y cambios de nivel freático.

La razón entre los asentamientos y la altura del muro (δ_v/H) responden a una razón de 0.15% para los suelos más rígidos (Figura 2.14b).

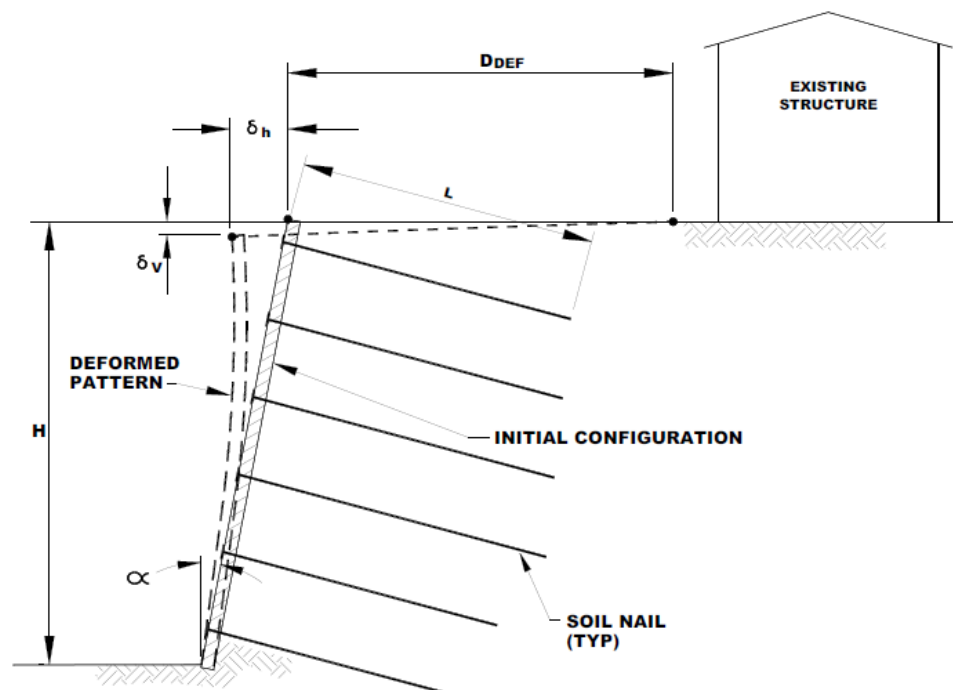


Figura 2.13: Esquema de deformación en muros de Soil Nailing. Tomado de Lazarte et al. (2015).

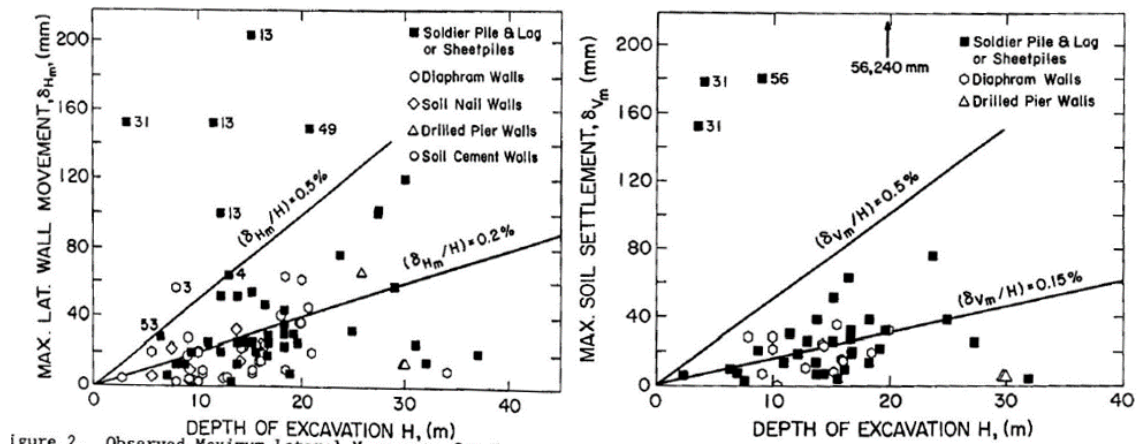


Figura 2.14: Datos obtenidos de observación de muro in-situ para arcillas duras, suelos residuales y arenas. a) deformación lateral máxima; b) Asentamiento máximo. Tomada de Clough & O'Rourke (1990).

El método de Clough & O'Rourke (1990) caracteriza la forma del perfil de asentamientos, en función del asentamiento máximo y la altura del muro. En suelos no cohesivos y cohesivos rígidos presentan una distribución lineal, donde la deformación máxima se encuentra en el coronamiento y, disminuye a medida que aumenta distancia al muro, hasta alcanzar $2H_e$ y $3H_e$ respectivamente. Por otro lado, los suelos más blandos muestran una forma trapezoidal donde el asentamiento se mantiene constante hasta $0.75H_e$ (Figura 2.15).

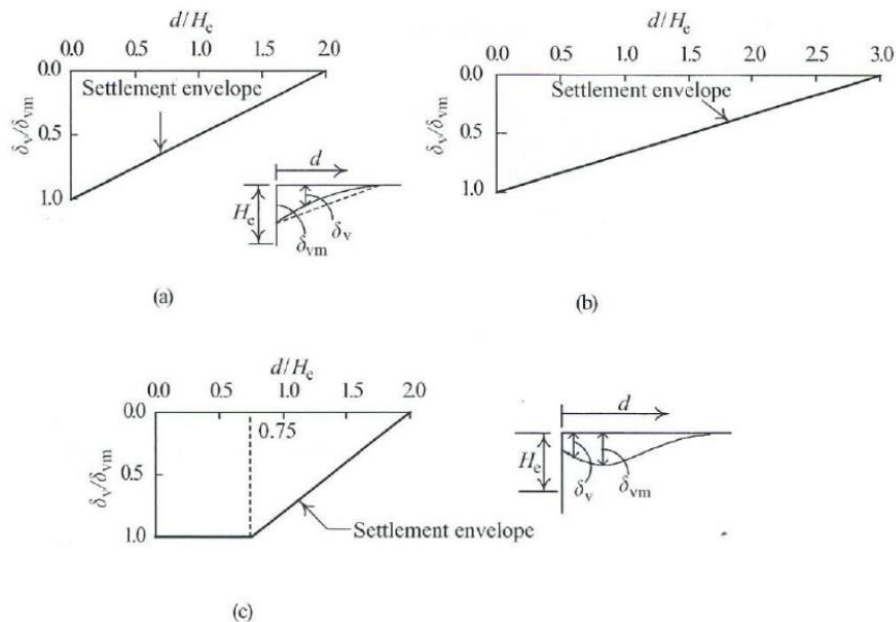


Figura 2.15: Perfil de asentamiento método de Clough & O'Rourke (1990); a) Suelos no cohesivos; b) Suelos cohesivos con alta rigidez; c) Suelos cohesivos blandos, tomado de Chang-Yu & Ou (2006)

Por otro lado, Ou & Hsieh (1993) desarrollaron un método capaz de predecir el asentamiento máximo y su posición, que depende de la forma de la curva de asentamientos (Figura 2.16). Clasifica su desarrollo a partir de dos zonas de influencias; en la zona primaria (PIZ), adyacente al muro, se generan importantes distorsiones angulares debido a la inclinación de la curva, este parámetro resulta de suma preocupación si existen edificaciones cercanas dentro de esta sección. En la zona secundaria (SIZ), la curva de asentamientos presenta una menor pendiente, si los asentamientos son considerables, la distorsión angular puede afectar igualmente otras estructuras.

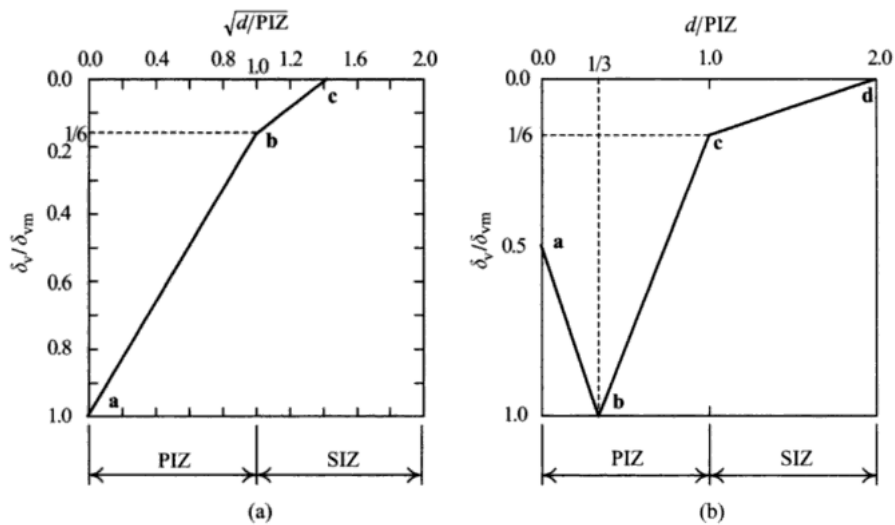


Figura 2.16: Método de Ou & Hsieh para estimar asentamientos, tomado de Chang-Yu & Ou (2006).

2.3 Estabilidad de muros de Soil Nailing

Este apartado explica los modos de falla definidos por Lazarte et al. (2015) en el Manual Referencial de la FHWA para muros Soil Nailing.

Los modos de fallas se categorizan por: falla interna, en el cual se ve comprometido los sistemas de transferencia de carga de los anclajes; falla en conexión anclaje – muro, que afecta los elementos estructurales del sistema como los anclajes, revestimiento y otros que son parte de la conexión entre ellos, y fallas externas, en las cuales el sistema se analiza como un bloque monolítico ante el deslizamiento.

2.3.1 Modos de falla internos.

La falla interna ocurre cuando los mecanismos de transferencia de carga entre el suelo y anclajes son inadecuados. Los dos modos más comunes suceden por falta de resistencia en la capacidad de arranque del anclaje o por cargas de tracción mayores a la que puede soportar la barra de acero (Figura 2.17).

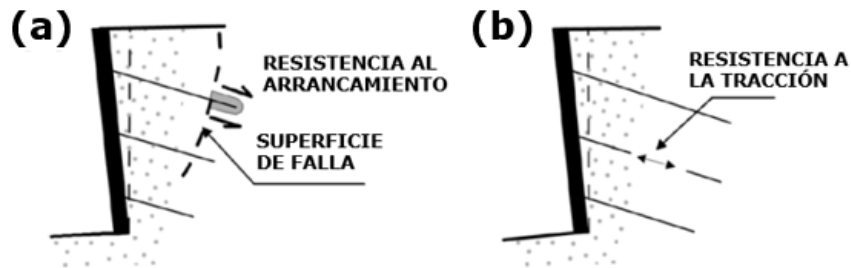


Figura 2.17: Modos de falla interna: a) falla por arranque por falta de adherencia del bulbo; b) falla por tracción del anclaje. Modificado de Lazarte et al. (2015).

2.3.1.1 Falla por falta de adherencia del bulbo

La capacidad de arranque se asocia a la adherencia entre el suelo y la lechada. Produce que la transferencia de la carga del sistema sea insatisfactoria, muchas veces ocurre por la mala estimación de la fricción en la interfaz (q_s) producto a una incorrecta investigación geotécnica y caracterización del suelo, ejecución deficiente de los refuerzos como; error en la mezcla de la lechada, ataques de ácido carbónico generados por zonas contaminadas con materia orgánicas, que impiden el desarrollo del fraguado.

Se caracteriza por que los anclajes no tienen el largo suficiente en la zona pasiva. En esta falla, los refuerzos son arrancados del terreno aportando una menor resistencia al sistema que la esperada en el diseño. (Clouterre, 1991)

La resistencia al arrancamiento está dada por:

$$R_p = q_s \cdot D \cdot \pi \cdot L_p \quad (3)$$

Donde, D es el diámetro medio del bulbo y L_p es el largo del anclaje en la zona pasiva.

2.3.1.2 Falla por tracción en el anclaje.

La falla por tracción ocurre cuando la carga axial supera la capacidad de tracción del acero, la barra se corta y al no aportar resistencia el sistema podría colapsar. Si el problema se presenta en la superficie de falla, la resistencia a la flexión permite que el anclaje se deforme antes que se corte.

Algunas de las causas de la falla son por sobrecargas no consideradas sobre el muro en el diseño, corrosión de la barra de acero y elección inadecuada de la sección transversal del anclaje, en definitiva, un diseño incorrecto.

La resistencia a la falla por tracción es:

$$R_t = A_s \cdot f_y \quad (4)$$

Donde, A_s es el área seccional de la barra de acero y f_y es el esfuerzo fluencia del acero.

2.3.2 Modos de fallas en conexión anclaje-muro.

Los modos de falla en la conexión entre los anclajes y el muro ocurren principalmente por la inadecuada resistencia al momento flector en el revestimiento y, por el punzonamiento desarrollado alrededor de la placa del anclaje, producto a un diseño poco apropiado de la conexión. Estas fallas son presentadas en la Figura 2.18.

Ambas fallas responden a la carga de tracción en la cabeza del anclaje (T_0). El proyecto Clouterre (1991) ha formulado la siguiente ecuación para estimar la carga de diseño T_0 :

$$T_0 = T_{max} \cdot (0,6 + 0.2(S_{max} - 1)) \quad (5)$$

Donde, T_{max} es la carga máxima del anclaje, valor obtenido por medio del análisis de estabilidad global del sistema y S_{max} el valor máximo de espaciamiento entre la dirección vertical y horizontal. Se recomienda el uso de esta ecuación mientras S_{max} se encuentre entre 1 y 3 m, para valores menores al rango, lo adecuado corresponde a utilizar el 60% de la carga máxima y para valores mayores, considerar la totalidad de T_{max} .

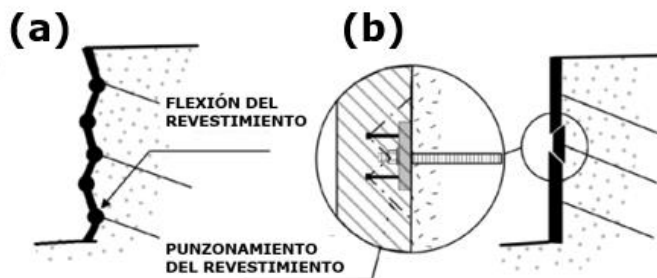


Figura 2.18: Modos de falla en la conexión anclaje-muro: (a) falla por flexión en el revestimiento; b) falla por corte o punzonamiento del revestimiento. Modificado de Lazarte et al. (2015).

2.3.2.1 Falla por flexión en el revestimiento.

La presión lateral del suelo actúa contra la pantalla del muro y causa momentos de flexión en toda su superficie hasta alcanzar el estado último. El excesivo aumento de flexión provoca la aparición de rotulas plásticas a lo largo de la línea de fluencia (Figura 2.18 a).

El revestimiento de hormigón proyectado se considera estructuralmente como una losa bidireccional, en la cual hay concentración de momentos flectores positivos en el espaciamiento medio y momentos flectores negativos en el lugar de la instalación de los anclajes. El momento máximo se puede alcanzar tanto en la dirección vertical como horizontal y su resistencia depende de los espaciamientos S_h y S_v , la resistencia de la armadura (f_y) y la resistencia del hormigón (f'_c), también se ve influenciado por el espesor del shotcrete (h_i).

Lazarte et al. (2015) indica que la resistencia de flexión (m) es evaluada para distintos casos, a partir de la siguiente ecuación general:

$$m = a_s \cdot f_y \cdot \left(\frac{h_i}{2} - \frac{a_s \cdot f_y}{1.7f'_c} \right) \quad (6)$$

En la dirección horizontal se debe obtener la resistencia de flexión en la cabeza del anclaje (m_{neg}) y en el espaciamiento medio (m_{pos}). En dirección vertical se realiza el mismo cálculo. La diferencia entre la resistencia en la cabeza del refuerzo y el espaciamiento medio radica en el área de armadura de refuerzo (a_s) en dicho lugar.

Los distintos elementos de refuerzos son esquematizados en la Figura 2.19. La superficie total del suelo es cubierta por una malla electrosoldada y sobre ella se agreguen barras verticales (*Rebar*) y horizontales (*Waler bar*) en la zona de mayor momento y punzonado, como es la cabeza del anclaje. Lazarte et al. (2015) sugiere que el largo mínimo de estos refuerzos sea $0.6S_v$. Si las barras dispuestas tienen el mismo largo que el espaciamiento, estas deben ser conectadas en espaciamiento medio entre anclajes.

El área de armadura equivalente por unidad de largo se obtiene a partir:

$$a_s = a_{s_M} + \frac{A_N}{S} \cdot \frac{f_{yN}}{f_y} \quad (7)$$

Donde, a_{s_M} es la armadura de la malla electrosoldada, A_N es el área de la sección transversal de las barras, S es el espaciamiento en la dirección de análisis. En el caso que límite de fluencia de la barra (f_{yN}) sea diferente al límite de fluencia de la malla (f_y) es necesario ponderarlo.

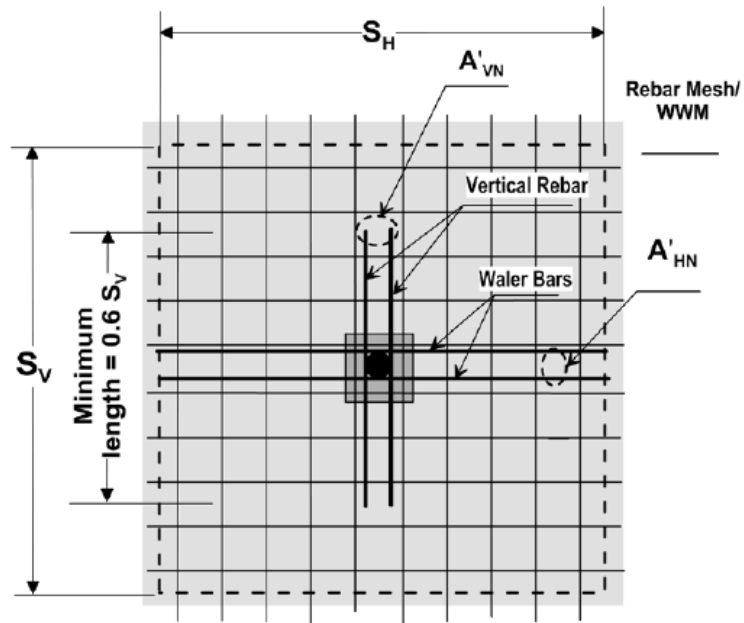


Figura 2.19: Nomenclatura de Armadura de Refuerzo en Revestimiento muro Soil Nailing. Tomado de Lazarte et al. (2015)

La resistencia de flexión nominal (R_f) se verifica en ambas direcciones y considera el menor valor entre ellos en el diseño. (Lazarte et al. 2015)

$$R_f = \min \left\{ \begin{array}{l} C_f \cdot (m_{neg_v} + m_{pos_v}) \cdot \left(\frac{8S_h}{S_v} \right) \\ C_f \cdot (m_{neg_h} + m_{pos_h}) \cdot \left(\frac{8S_v}{S_h} \right) \end{array} \right. \quad (8)$$

C_f es un factor que considera el efecto de la distribución no uniforme de la presión del suelo detrás del muro. Tal como se aprecia en la Figura 2.20, el empuje del suelo tiende a ser mucho mayor en la cercanía del anclaje, en cambio, en el espaciamiento medio hay mayores desplazamientos y una menor presión. C_f se encuentra en la Tabla 2.3 y depende del espesor del revestimiento.

Tabla 2.3 Factor C_f para muros temporales, modificado de Lazarte et al. (2015).

Espesor revestimiento, h_i (cm)	C_f
10	2.0
15	1.5
20	1.0

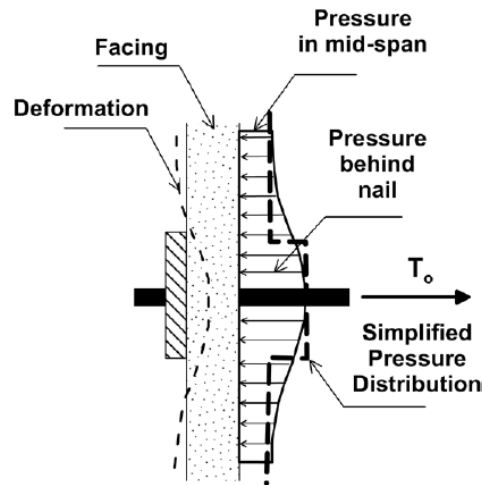


Figura 2.20: Distribución de la presión del suelo detrás del Revestimiento. Tomado de Lazarte et al. (2015)

2.3.2.2 Falla por Punzonamiento

Los elementos de conexión entre los anclajes y el revestimiento están sujetos a un estado límite por punzonamiento, que es producido cuando la resistencia al corte del shotcrete alrededor de los refuerzos es insuficiente y se genera una superficie cónica en el revestimiento al alrededor de la placa de soporte. En muros temporales, depende del ancho de la placa de soporte (L_{BP}) y el espesor del shotcrete (h_i). La Figura 2.21 esquematiza este tipo de falla.

La resistencia nominal al punzonamiento (V_f) está expresada según Lazarte et al. (2015) por:

$$V_f [KN] = 3.3 \cdot \sqrt{f'_c [MPa]} \cdot \pi \cdot D'_c [cm] \cdot h_i [cm] \quad (9)$$

En este cálculo, considera que la sección cónica tiene un ángulo de 45° desde la base la placa de soporte, por lo tanto, el diámetro equivalente de la sección cónica (D'_c) es:

$$D'_c = L_{BP} + h_i \quad (10)$$

La resistencia nominal al punzonamiento es:

$$R_{fp} = C_p \cdot V_f \quad (11)$$

C_p cuantifica la reacción del suelo ante el esfuerzo de corte. Al considerar este efecto, la constante toma el valor de 1.15, si se prefiere ser conservador C_p es equivalente a 1.

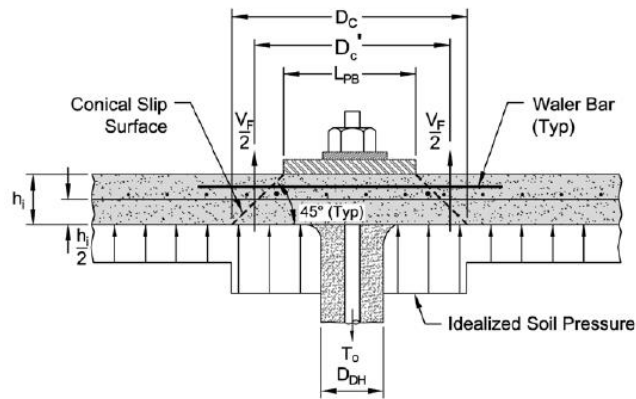


Figura 2.21: Falla por punzonamiento en revestimiento y soporte placa de conexión. Tomado de Lazarte et al. (2015).

2.3.3 Modos de falla externos.

Corresponden a los modos de fallas que producen inestabilidad en la masa de suelo y generan una superficie potencial de falla con tendencia a deslizarse por la plastificación del terreno en la zona adyacente a esta superficie. La masa de suelo que está entre la potencial falla y el muro se analiza como un bloque rígido. En estos tipos de modo de falla se busca encontrar el equilibrio entre las fuerzas resistentes del suelo y las fuerzas solicitantes. La Figura 2.22 presenta cuatro de las más comunes fallas asociadas a muros Soil Nailing.

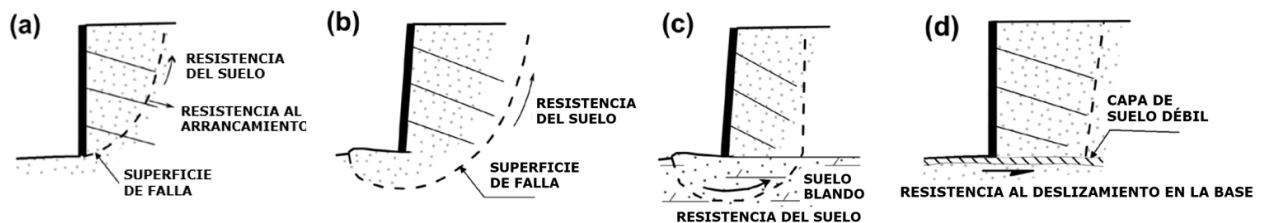


Figura 2.22: Modos de falla externa: a) estabilidad global; b) estabilidad global (sin aporte de resistencia de los anclajes); c) falla por capacidad de soporte del suelo; d) falla por deslizamiento (Lazarte et al. 2015).

2.3.3.1 Falla por estabilidad Global.

En la estabilidad global, los anclajes pueden ser interceptados por la falla. Si es así, se incluyen en las ecuaciones de equilibrio, por lo tanto, aportan a la sumatoria de fuerzas resistentes del sistema. El aporte a la resistencia del suelo puede ser modelada como resistencia friccional, cohesiva, o ambas, dependiendo del tipo de suelo y si se encuentra en condición drenada o no drenada.

La falla global es de mayor relevancia en este trabajo, a diferencia de los otros tipos de falla presentadas, esta es la única donde los anclajes aportan directamente a la resistencia del sistema. En cambio, los otros modos de falla, la longitud de los refuerzos permite definir muro equivalente para el análisis.

El **método de Dovelas** considera a la masa de suelo como un bloque rígido que desliza sobre la superficie de falla, este volumen es discretizado en numerosos polígonos denominados dovelas. La estabilidad del sistema se determina a partir de la resolución de ecuaciones de equilibrio para cada una de las rebanadas que conforman el bloque de suelo, las que satisfacen igualdad de fuerza, momento o ambos según el método.

El **método simplificado de Janbu** solo realiza equilibrio de fuerzas para cada dovela, tanto en la dirección horizontal como vertical, pero no considera las fuerzas de corte en la interfaz de las rebanadas, no tiene una superficie de falla definida, pero es común que la masa deslizante toma la forma de un polígono.

Además, incluye en el cálculo a la tensión de los refuerzos pasivos como una fuerza resistente dentro de las dovelas que son atravesadas. En la Figura 2.23 se muestran las fuerzas típicas dentro de una dovela, incluyendo la tensión del anclaje pasivo.

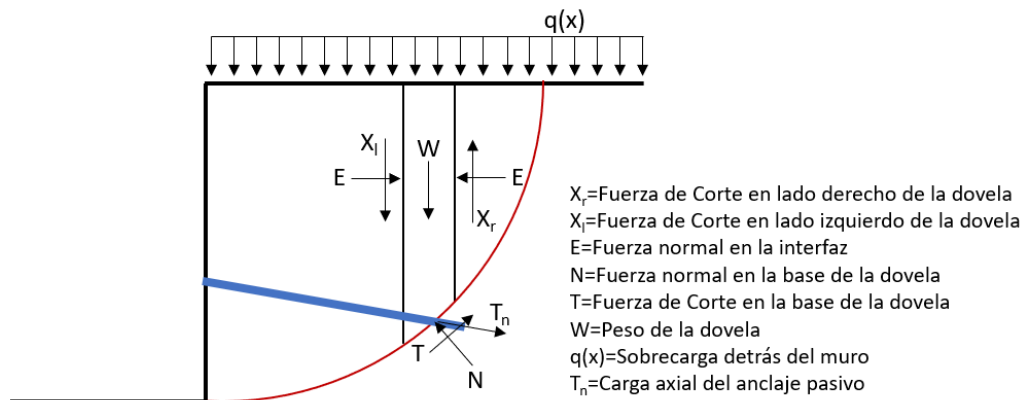


Figura 2.23: Diagrama de fuerzas en una dovela, incluye tensión anclaje pasivo.

El Software utilizado para el diseño y verificación de la estabilidad corresponde a GGU-Stability, este programa computacional define el factor de seguridad global a partir del planteamiento del método de Janbu simplificado como:

$$\eta = \frac{\sum_i T_i + \sum H_s}{\sum_i G_i \cdot \tan(\theta_i) + \sum H} \quad (12)$$

Donde,

$$T_i = \frac{(G_i - (u_i + \Delta u_i) \cdot b_i) \cdot \tan(\phi_i) + c_i \cdot b_i}{\cos^2 \left(1 + \frac{1}{\eta} \cdot \tan(\phi_i) \cdot \tan(\theta_i)\right)} \quad (13)$$

De acuerdo con la Norma DIN 4084:2009, los términos de las expresiones anteriores se definen como:

η : Factor de seguridad para superficie de falla.

G_i : Pesos propio de cada subdivisión poligonal considerando el Peso unitario y las sobrecargas.

H : Fuerzas solicitantes no incluidas en G_i .

H_s : Cargas o fuerzas que aportan a la resistencia no consideradas por T_i .

T_i : Componente horizontal de la fuerza resistente del suelo en la superficie de la falla poligonal para cada subdivisión poligonal.

θ_i : Angulo tangencial de la subdivisión poligonal con respecto a la horizontal.

r : radio de la falla circular.

b_i : Ancho de cada subdivisión.

ϕ_i : Angulo de fricción del material de cada subdivisión.

c_i : Cohesión del material de cada subdivisión.

u_i : Presión de poros de cada subdivisión.

Δu_i : Variación de la presión de poros de cada subdivisión, producto del proceso de consolidación.

El aporte a la estabilidad por parte de los anclajes pasivos es incluido dentro de la formulación de en la componente H_s para el método de Janbu y solo toma en cuenta la fuerza normal de los elementos.

Consideraciones Sísmicas.

El método más común al evaluar condiciones sísmicas es el procedimiento pseudo-estático propuesto de Mononobe y Okabe, como una extensión de la teoría de empujes de Coulomb. Consiste en aplicar una fuerza inercial representativa al sismo, caracterizada por un coeficiente sísmico horizontal (k_h) y vertical (k_v) a la masa de suelo entre la cuña sísmica y el muro de contención (Figura 2.24).

Si bien, esta metodología fue desarrollada para muros gravitatorios es ampliamente usado en la evaluación de cualquier estructura de entibación, a pesar de que considere la masa de suelo como un bloque rígido que se desplaza producto a la sollicitación pseudo-estática.

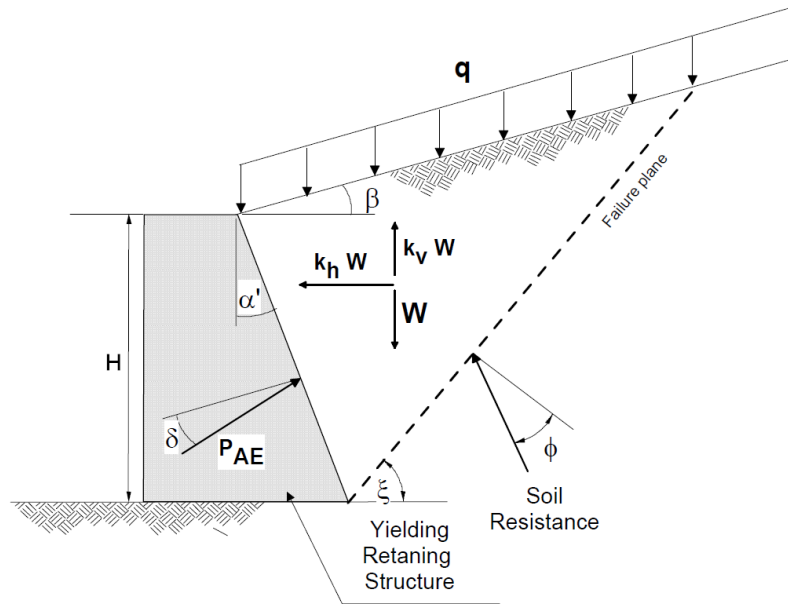


Figura 2.24: Esquema de fuerzas que actúan detrás de un muro para una cuña de suelo, según el Método de Mononobe-Okabe. Tomado de Lazarte et al. (2015).

2.3.3.2 Falla por deslizamiento.

Esta falla considera a la masa de suelo reforzada como un muro gravitacional que resiste la acción de la presión lateral del terreno. La falla ocurre cuando el empuje lateral del terreno excede la capacidad del deslizamiento a lo largo de la base.

La Figura 2.25 muestra el área tachada, que establece el peso de la masa de suelo. Esta se determina a partir de dos puntos; el valor horizontal (para y) del primer punto corresponde al borde inferior del revestimiento, y el valor de la vertical (para x), el lugar donde anclaje más profundo finaliza. Por otro lado, el segundo punto se ubica en el extremo del anclaje superior. La línea trasera de la masa se construye uniendo estos dos puntos, sin importar que existan anclajes que la atraviesen. Además, puede ser tan inclinada como la pendiente de la cuña del empuje activo. El punto de aplicación de la fuerza se ubica a un tercio de la altura del muro.

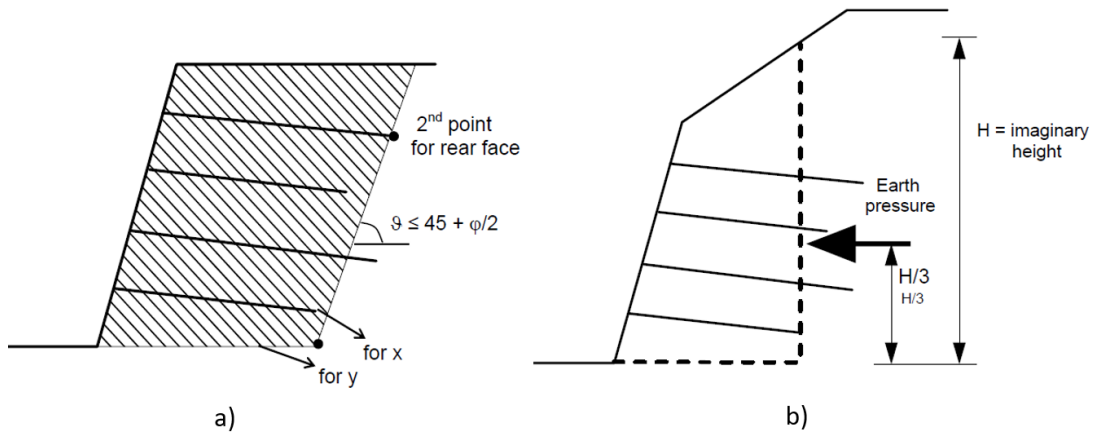


Figura 2.25: Falla por deslizamiento: a) Área equivalente para cálculo de peso; b) Determinación punto de aplicación empuje activo de suelo. Tomado de GGU-Stability (2019).

La fuerza resistente al deslizamiento (R_s) se calcula a partir de la siguiente ecuación:

$$R_s = c \cdot B_L + W \cdot \tan(\phi) \quad (14)$$

Donde, c y ϕ son los parámetros resistentes Mohr-Coulomb en la base, B_L es el largo de la base del área achurada.

2.3.3.3 Falla por capacidad de Soporte.

La falla por capacidad de soporte no es determinante en suelos granulares, en cambio, es usualmente evaluada para suelos blandos de grano fino. Cuando la profundidad de excavación es excesiva para las condiciones de suelo y se provoca un desbalance de fuerzas en el pie de la excavación, que resulta en un movimiento basal. Como primera aproximación, la AASHTO (2014) indica este tipo de falla ocurre primordialmente en muros construidos en acillas blandas que tienen un comportamiento no drenado donde la resistencia no drenada (S_u) es menor a $0.15 \cdot \gamma'_s \cdot H$, donde γ'_s es la densidad boyante de terreno natural y H la altura del muro.

2.4 Caracterización Modelo Constitutivo de Suelos

Un modelo constitutivo corresponde a un conjunto de ecuaciones que busca describir el comportamiento de un material basándose en relaciones empíricas y teóricas. Dependiendo la complejidad del problema y la caracterización de los materiales, en este caso del suelo, es posible utilizar modelos más complejos, por lo general, están asociados a programas computacionales basados en métodos numéricos como los elementos finitos (FEM) o las diferencias finitas (FDM).

2.4.1 Plaxis 3D

Es un software de elementos finitos tridimensionales desarrollado para el análisis de deformaciones, estabilidad y flujos de agua en diferentes aplicaciones de la ingeniería geotécnica. Tiene una interfaz gráfica en la cual el usuario puede dibujar la geometría y definir el mallado apropiado para cada elemento.

Una de las ventajas que presenta Plaxis 3D es que permite definir la secuencia constructiva en los modelos, donde el cálculo se realiza por cada una de las etapas. También, es posible estudiar la interacción Suelo – Estructura, por medio de definición cargas, y el comportamiento mecánico de elementos estructurales. El programa además cuenta con la opción de realizar análisis dinámicos, a partir de registros sísmicos o definiendo aceleraciones pseudo-estáticas.

Plaxis3D incluye varios modelos constitutivos para caracterizar el suelo y otros materiales, tales como Modelo Lineal elástico, *Mohr Coulomb*, *Hardening Soil Model*, *Cam Clay*, *Hoek-Brown*, entre otros. Dependiendo del modelo escogido es posible estudiar el comportamiento no-lineal, dependencia del tiempo y estados anisotrópico del suelo.

2.4.2 Modelo Constitutivo: Hardening Soil Model (HSM)

Es una ley constitutiva basada en la doble rigidez del suelo, fue formulada por Shanz, Vermeer & Bonnier (1999). Considera la elasticidad del suelo y las deformaciones plásticas irreversibles por endurecimiento. Hace una distinción entre dos tipos de endurecimiento que presenta el modelo, el primero es el endurecimiento de corte (*shear hardening*), que ocurre por la carga desviadora primaria y el endurecimiento isotrópico (*isotropic hardening*), que es producido por cargas de compresión primaria en un ensayo edométrico o por cargas isotrópicas en un ensayo triaxial.

El modelo *Hardening Soil* establece un comportamiento hiperbólico en el espacio de esfuerzo–deformación (q, ϵ_a), esto implica que el módulo de deformación para el suelo no es único y depende de los niveles de deformación y tensión a los que está sometido. En los ensayos de triaxiales drenados se evidencia este fenómeno; existe decrecimiento de la rigidez mientras se van produciendo deformaciones plásticas de carácter irreversible hasta alcanzar un comportamiento asintótico (ver Figura 2.26). La Relación

hiperbólica fue formulada por Kondner (1963) y posteriormente publicada en el modelo de Duncan & Chang (1970).

A diferencia de otros modelos, HSM considera una teoría elastoplástica, que incluye el fenómeno de dilatancia, dependiente de un índice de vacíos limitado e introduce una capa de fluencia por el efecto de la deformación plástica volumétrica.

2.4.3 Formulación

La idea básica para la formulación del modelo Hardening Soil es la dependencia hiperbólica entre la deformación axial ϵ_1 y el esfuerzo desviador q . Cuando el suelo está sujeto a una carga desviadora primaria, este presenta un decrecimiento de la rigidez y simultáneamente el desarrollo de deformaciones plásticas irreversibles. En ensayos triaxiales drenados la curva de fluencia puede ser descrita por:

$$-\epsilon_1 = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{(1 - q/q_a)} \quad q < q_f \quad (15)$$

Donde q_a es el valor asintótico del esfuerzo corte y E_i la rigidez inicial. E_i se relaciona con E_{50} por:

$$E_i = \frac{2E_{50}}{2 - R_f} \quad (16)$$

La expresión para determinar la tensión desviadora de rotura q_f se deriva del criterio de Mohr-Coulomb (MC), el que caracteriza la resistencia por los parámetros c y ϕ . La ecuación (15) es válida hasta que $q = q_f$, en este momento, el criterio de falla se satisface y ocurre la perfecta fluencia plástica. La razón entre q_f y q_a se conoce como *Faliure Ratio* (R_f), que debe ser menor a 1. Usualmente se usa por defecto $R_f = 0.9$.

El esfuerzo desviador último (q_f) esta determinado por:

$$q_f = (c \cdot \cot(\phi) + \sigma'_3) \cdot \frac{2 \cdot \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)}, \quad q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (17)$$

E_{50} es el módulo de deformación dependiente del esfuerzo de confinamiento para una carga primaria, es determinado por la ecuación (18).

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cos(\phi) + \sigma'_3 \cdot \sin(\phi)}{c \cdot \cos(\phi) + p^{ref} \sin(\phi)} \right)^m \quad (18)$$

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} . La dependencia del estado tensional está determinada por m que logra simular la dependencia logarítmica del esfuerzo.

Para las trayectorias de descarga y recarga, se utiliza otro módulo de deformación, debido a que el suelo ha mostrado experimentalmente un comportamiento diferente una vez que se ha sometido a carga.

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{c \cdot \cot(\phi) + \sigma_3'}{c \cdot \cot(\phi) + \sigma_3'^{ref}} \right)^m \quad (19)$$

Donde E_{ur}^{ref} es el módulo de deformación de descarga y recarga al confinamiento de referencia p^{ref} .

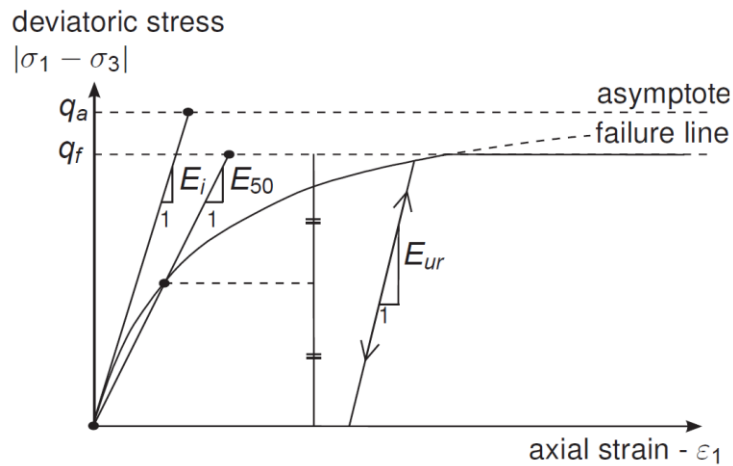


Figura 2.26: Relación hiperbólica esfuerzo-deformación para distintas cargas en un ensayo triaxial drenado estándar (Brinkgreve, 2019).

La ecuación (20) presenta la función de fluencia f , que permite incluir las deformaciones plásticas por endurecimiento de corte.

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (20)$$

Donde \bar{f} es una función de los esfuerzos y γ^p es la función de las deformaciones plásticas de corte.

$$\bar{f} = \frac{2}{E_i} \frac{q}{(1 - q/q_a)} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad (21)$$

$$\gamma^p = -(2\epsilon_1^p - \epsilon_v^p) \approx -2\epsilon_1^p \quad (22)$$

En realidad, las deformaciones volumétricas plásticas ϵ_v^p nunca serán igual a cero, pero para suelos duros, los cambios volumétricos tienden a ser relativamente pequeños

comparados con la deformación axial. Este supuesto solo es válido para la formulación de fluencia en la curva hiperbólica esfuerzo – deformación bajo condiciones de un ensayo triaxial drenado.

Para demostrar que la función \bar{f} , y la formulación presentada anteriormente, se ajusta con la ley hiperbólica. Se debe considerar un estado de carga virgen, es decir con $f = 0$, lo que implica que $\bar{f} = \gamma^p$ y para este caso particular, la ecuación (21) queda representada por:

$$\epsilon_1^p \approx \frac{\bar{f}}{2} = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{q}{E_{ur}} \quad (23)$$

Además de las deformaciones plásticas, el modelo es representativo para deformaciones elásticas. Las deformaciones plásticas solo se desarrollan en carga virgen, pero las deformaciones elásticas se desarrollan tanto en carga virgen como en descarga/recarga. En ensayos triaxiales drenados con $\sigma'_2 = \sigma'_3$ constantes, el módulo de deformación E_{ur} permanece constante y las deformaciones elásticas están dadas por:

$$-\epsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad -\epsilon_2^e = -\epsilon_3^e = -\nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad (24)$$

Donde ν_{ur} es el módulo de Poisson en descarga/recarga.

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. Cuando se grafica la superficie de fluencia, a partir de las ecuaciones (21), (17) y (19) se evidencia que la superficie de fluencia depende del exponente m . La Figura 2.27 muestra la forma de la superficie de fluencia cuando se incrementa γ^p . Por lo tanto, el parámetro γ^p está asociado a la resistencia de corte movilizada.

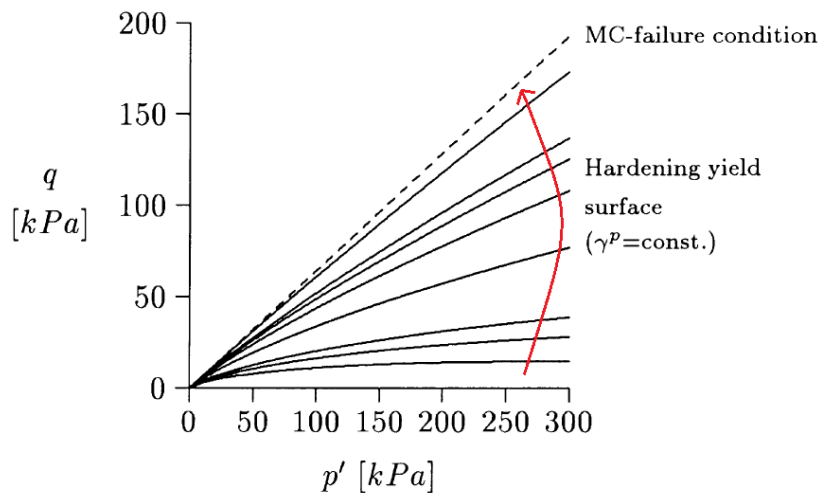


Figura 2.27: Variación superficie de fluencia en modelo 'Hardening Soil' para distintos valores de γ^p (Schanz, 1999).

La ley de Hooke, para elasticidad isotrópica, permite relacionar E y G (módulo de corte) a partir del módulo de Poisson. Debido a que E_{ur} sí caracteriza un comportamiento elástico, resulta directo obtener G_{ur} . En contraste a E_{ur} , el módulo secante E_{50} no proviene de un concepto de elasticidad, por lo cual, no existe conversión directa entre E_{50} y G_{50} .

Para modelar los incrementos de la deformación plásticas volumétrica se recurre el ángulo de dilatancia (ψ). La dependencia entre el esfuerzo y la dilatancia fue propuesta por Rowe (1962), en su teoría, se explica que la variación del ángulo de fricción interna movilizado (ϕ) en suelos densos puede ser expresada por el ángulo ψ , sólo cuando el ángulo de fricción interna movilizado alcanza valores altos.

La ley de Rowe esta formulada por:

$$\sin(\psi) = \frac{\sin(\phi) - \sin(\phi_{cv})}{1 - \sin(\phi) \cdot \sin(\phi_{cv})} \quad (25)$$

Si bien, en la Ley de Rowe se asume que el ángulo de fricción interna es variable, en el HSM se utiliza como parámetro al ángulo de fricción en estado último (ϕ_{cv}), en el caso del ángulo de dilatancia, se utiliza el valor adoptado en el peak de la curva.

Las deformaciones plásticas volumétricas son determinadas por la siguiente regla de flujo:

$$\epsilon_v^p = \sin(\psi) \cdot \gamma^p \quad (26)$$

Después de un esfuerzo de corte sucesivo, materiales dilatantes alcanzan un estado de densidad crítica donde no se puede continuar la expansión del volumen. El fenómeno de corte de dilatancia (Figura 2.28) es incluido por el HSM, caracterizado por el índice de vacíos inicial (e_{init}) y por el índice de vacíos máximo (e_{max}).

La relación entre el índice vacío y la deformación volumétrica (ϵ_v) es:

$$-(\epsilon_v - \epsilon_v^{init}) = \ln\left(\frac{1+e}{1-e_{init}}\right) \quad (27)$$

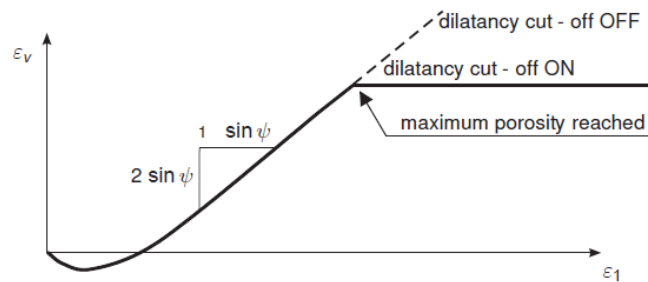


Figura 2.28: Curva de deformación volumétrica y deformación axial en ensayo triaxial drenada cuando se incluye el corte de dilatancia. (Brinkgreve, 2019).

El endurecimiento por corte no puede explicar las deformaciones volumétricas plásticas que son medidas en carga isotrópica, que es comúnmente observado en suelo blandos. Por lo tanto, es necesario introducir un segundo tipo de superficie de fluencia para esfuerzos de trayectorias en compresión. Esta es la razón por la cual se utiliza E_{50} y E_{eod} distintivamente. El módulo proveniente del ensayo triaxial controla la superficie de fluencia por corte y la magnitud de las deformaciones plásticas por corte, en cambio, el módulo obtenido del ensayo edométrico controla la superficie de fluencia por compresión (*yield cap*) y la magnitud de las deformaciones plásticas volumétricas.

La región elástica está situada entre la curva de la línea de estado último, concepto definido por modelo Mohr-Coulomb, y la superficie de fluencia por compresión (Figura 2.29). Esta última tiene una forma hiperbólica dependiente del esfuerzo de pre-consolidación (p_p), en Plaxis este parámetro es caracterizado ya sea por el OCR (Radio de sobre-consolidación) o el POP (Esfuerzo de sobrecarga). Por otro lado, el módulo de deformación edométrico (E_{eod}) y el coeficiente de presión lateral (K_0) son responsables de la pendiente de la hipérbola.

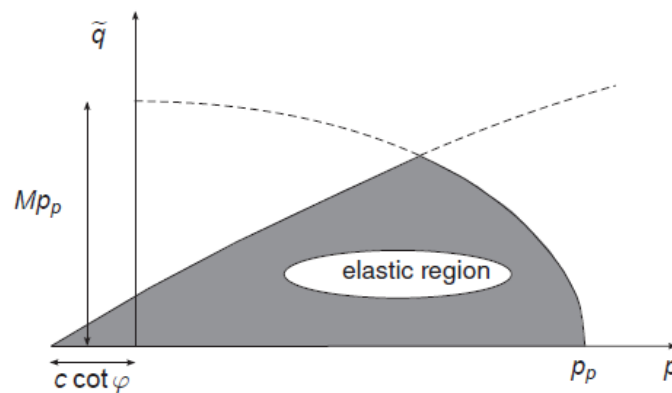


Figura 2.29: Localización de región elástica en plano p-q. Definición de la superficie de fluencia por Hardening Soil Model. (Brinkgreve, 2019).

2.4.4 Hardening Soil Model with Small-Strain Stiffness (HS-Small)

El modelo original de Hardening Soil asume comportamiento elástico durante la carga y descarga, sin embargo, el rango de deformaciones en donde el suelo puede ser considerado totalmente elástico es muy pequeño. Con el incremento de la amplitud de la deformación, la rigidez decae no linealmente. La curva de decaimiento de la rigidez ante el aumento logarítmico de la deformación se presenta en la Figura 2.30, en ella también se puede ver el rango de deformaciones para distintos tipos de obras geotécnicas y ensayos de laboratorio. Por lo tanto, los módulos de deformación obtenidos de ensayos triaxiales y edométricos no son capaces de medir siquiera la mitad del módulo de deformación inicial.

En base a lo anterior, el HSM solo es capaz de trabajar en el rango de deformaciones final de las estructuras mencionadas. HS-Small se define como una extensión del HSM, utiliza los mismos parámetros, e incluye dos parámetros adicionales que son necesarios para caracterizar la variación de la rigidez en pequeñas deformaciones:

- El módulo de corte inicial (G_0)
- El nivel de deformación al corte $\gamma_{0.7}$, en el cual el módulo de corte secante (G_s) se ha reducido a un 70% de G_0 .

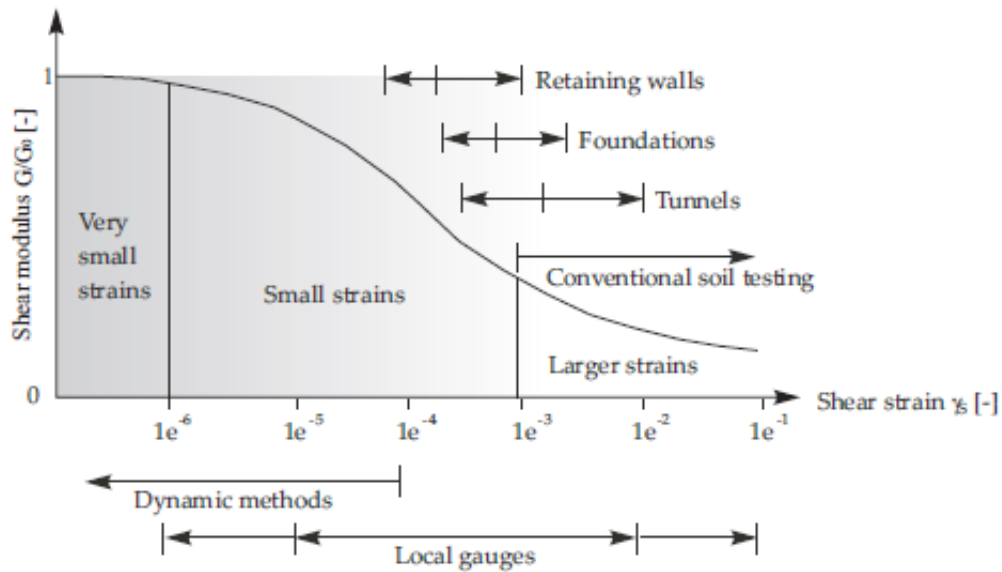


Figura 2.30 Características de comportamiento rigidez-deformación de corte en suelos con los rangos típicos de deformación para ensayos de laboratorio y estructuras. (Brinkgreve, 2019).

En dinámica de suelos, la rigidez en pequeñas deformaciones es un fenómeno ampliamente estudiado, aunque no se ha considerado aplicable estos descubrimientos en análisis estáticos. Las diferencias entre ambos análisis se deben a la naturaleza de la carga, más allá de la magnitud de la tasa de deformaciones. Sin embargo, las fuerzas inerciales están influenciadas por la rigidez inicial para tasa pequeñas de deformación, por lo tanto, se puede considerar que la rigidez dinámica es equivalente a la rigidez en pequeñas deformaciones.

Santos & Correia (2001), sugirió una modificación a la relación de Hardin & Drnevich (1972), la que es ampliamente utilizada para determinar el módulo de rigidez dinámica. Ellos sostienen que si se utiliza una deformación de corte umbral menor $\gamma_r = \gamma_{0.7}$, el módulo de corte secante G_s se ha reducido a un 70% del valor inicial (G_0) y la relación está propensa a menor error. La relación para el decaimiento del módulo de corte secante queda expresada como:

$$\frac{G_s}{G_0} = \frac{1}{1 + a|\gamma/\gamma_{0.7}|} \quad \text{donde: } a = 0.385 \quad (28)$$

Cuando la degradación de la rigidez de corte en el modelo HS-Small, alcanza un nivel de deformación plástica excesiva, el módulo secante adquiere el valor de G_{ur} , parámetro obtenido desde la condición de elasticidad del suelo en grandes deformaciones, definido por E_{ur} y ν_{ur} .

G_{ur} es presentado en la ecuación (29).

$$G_{ur} = \frac{E_{ur}}{2 \cdot (1 + \nu_{ur})} \quad (29)$$

Por lo tanto, el módulo de corte se considera constante a partir de un valor de deformación límite, definido como $\gamma_{cut-off}$. La ecuación (30) indica como se obtiene $\gamma_{cut-off}$.

$$\gamma_{(cut-off)} = 1/0.385 \cdot \left(\sqrt{\frac{G_0}{G_{(ur)}}} - 1 \right) \cdot \gamma_{0.7} \quad (30)$$

2.4.4.1 Parámetros del modelo constitutivo.

Los parámetros básicos que se necesitan para caracterizar un suelo bajo el modelo HS-Small se presentan en la Tabla 2.4.

Tabla 2.4: Resumen de parámetros para modelos Hardening Soil with small strains. Traducción (Material Models Manual. Plaxis)

	Parámetros	Unidades
Resistencia	c'_{ref} Cohesión	(kPa)
	ϕ Angulo de fricción interna	(°)
	ψ Angulo de dilatancia	(°)
Rigidez	E_{50}^{ref} Módulo de deformación en triaxial drenado para el 50%	(kPa)
	E_{eod}^{ref} Módulo de deformación ensayo edométricos	(kPa)
	m Potencia de la dependencia tensional de la rigidez	(kPa)
Parámetros Avanzados	E_{ur}^{ref} Módulo de deformación en descarga-recarga	(kPa)
	ν_{ur} Coeficiente de Poisson en descarga-recarga	-
	p^{ref} Tensión de referencia	(kPa)
	K_0^{nc} Coeficiente de presión lateral	-
	R_f Relación entre q_a/q_f	-
Small Strains	$\gamma_{0.7}$ Deformación de corte cuando G_s alcanza 70% de G_0	-
	G_0^{ref} Módulo de corte inicial	(kPa)

2.4.5 Caracterización de parámetros geotécnicos

Se cuenta con 3 suelos característicos de la zona central de Chile para realizar este estudio, que son de interés debido a la expansión urbana que se ha producido sobre estas zonas.

2.4.5.1 Antecedentes

La cuenca de Santiago corresponde a la depresión intermedia conformada por la Cordillera de los Andes y la Cordillera de la Costa, la depositación del suelo se debe principalmente al transporte de sedimentos producto de la erosión de las montañas que la rodea, sus dos principales afluentes son el río Mapocho y Maipo. La formación de la unidad geológica ha recibido en menor medida aportes de otros cursos de agua como el estero Colina y Lampa desde la zona norte y, la quebrada de Macul y San Ramón por el oriente (Valenzuela, 1978).

La unidad geomorfológica que describe los depósitos fluviales provenientes del Río Mapocho se denomina Grava de Santiago y se ha dividido en dos estratos, según el orden de la sedimentación. Ambos se caracterizan por partículas de gran tamaño con contribución de materiales de grano fino de baja plasticidad. La segunda depositación, el estrato superficial, tiene una profundidad que varía dependiendo del sitio entre 5 y 8 m.

Los Suelos finos del sector oriente, se originaron por conos de deyección, fenómenos de transporte de menor energía ocasionadas por la acción de flujos de agua esporádicos producto de lluvias intensas y deshielos, los cuales descansan a los pies de las quebradas.

La Figura 2.31 muestra las distintas unidades geotécnicas presentes en la cuenca de Santiago, aunque los conos de deyección son descritos de color naranja, pueden encontrarse alrededor de diversos cerros que rodean el valle, pero solo se han considerado en este estudio los que pertenecen a la zona Oriente.

Los depósitos duno-arenosos en el sector de Reñaca y Concón corresponden a una unidad geológica superficial compuesta de sedimentos eólicos pleistocénicos y holocénicos de carácter no cementados.

Las dunas de Concón están formadas por arena finas de color pardo, en su mayoría poseen una morfología de dunas libres pero la acción del viento ha provocado su reactivación con sedimentos de dunas ya estabilizadas en el pasado. Se encuentran sobre una terraza marina que alcanza la cota 80 m.s.n.m. en contacto con la costa de naturaleza rocosa. La Figura 2.32 presenta un fragmento de la carta geológica de la zona. La unidad señalada es presentada por la simbología "PQd".

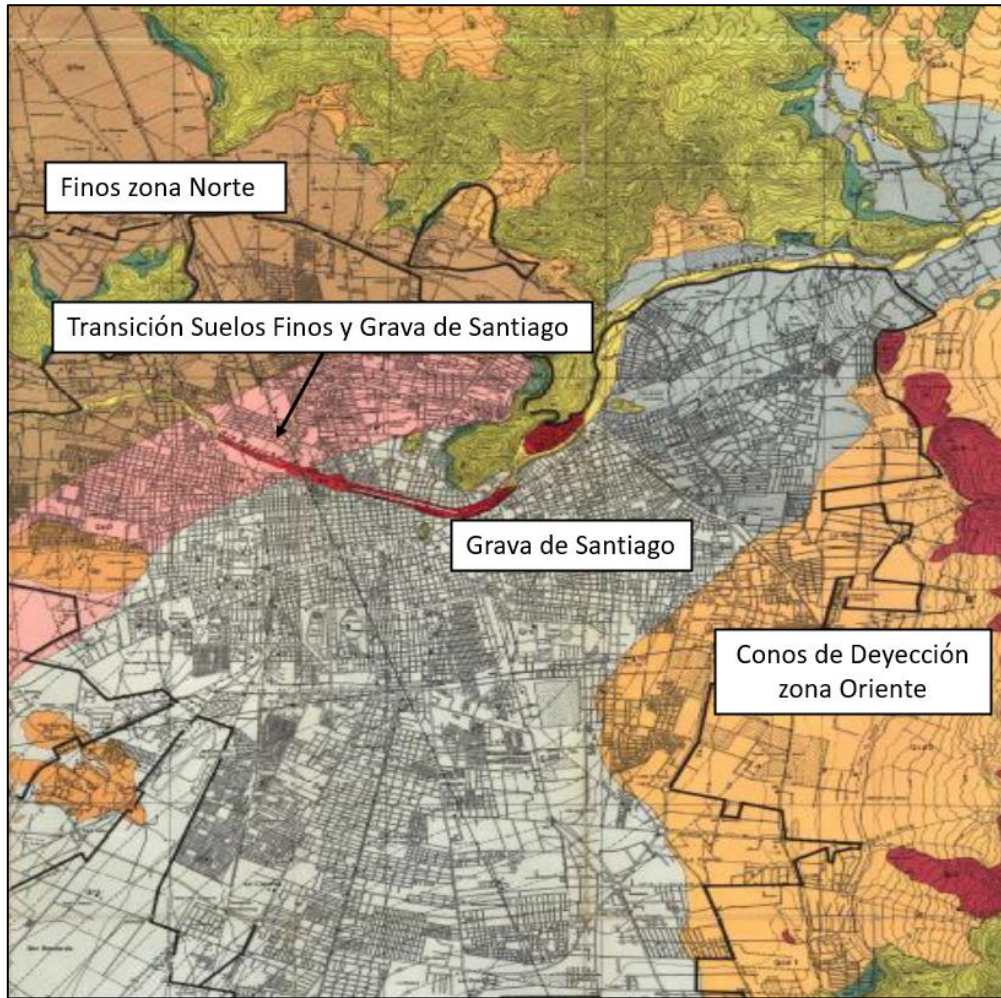


Figura 2.31: Caracterización de unidades geotécnicas presentes en Cuenca de Santiago, modificado de Valenzuela (1978).

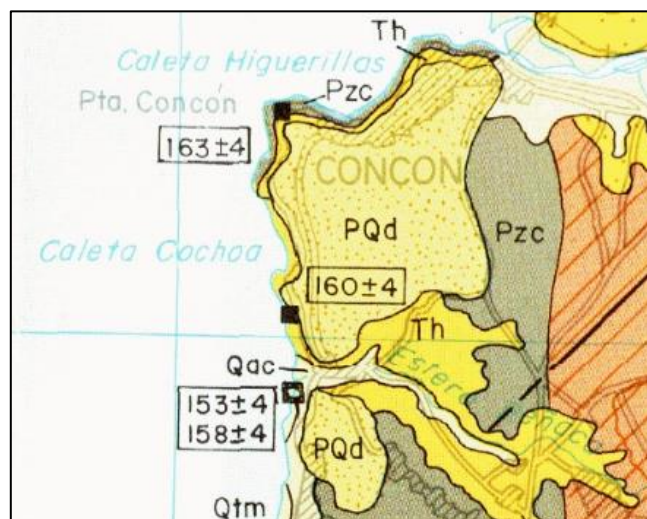


Figura 2.32: Extracto Mapa geológico Quillota Portilla, sector Concón y Reñaca, modificado de Rivano et al. (1993).

2.4.5.2 Grava de Santiago

Los parámetros que caracterizan la grava de Santiago han sido obtenidos del trabajo de Salas (2018). En su tesis, el autor trabaja con dos proyectos de excavación sostenidas por pilas y pilotes discontinuas y arriostradas con dos líneas de anclajes.

Algunas pilas del proyecto fueron instrumentadas con inclinómetros. Además, en uno de los sitios obtuvo muestras de suelo que le permitieron realizar ensayos de laboratorio.

Las obras corresponden al Edificio Britania ubicado en la Calle Balmoral esquina Los Militares y el Edificio Parque Oriente, emplazado entre las Calles Cerro el Plomo y Alonso de Córdova, ambos en la comuna de Las Condes y a una distancia de 400 m.

El modelo constitutivo Hardening Soil Small fue calibrado basándose en ensayos de laboratorio y pruebas geofísicas y, los parámetros también fueron comparados con bibliografía existente sobre caracterizaciones previas de la Grava de Santiago y otros suelos de grano grueso.

Dentro de los trabajos más destacados en la caracterización de la Grava de Santiago se presenta Kort (1979), quien realizó un estudio in-situ para determinar las propiedades geomecánicas. Se efectuaron ensayos triaxiales drenados con carga monótona para 3 probetas cilíndricas, talladas en terreno, de 0.85m de diámetro y una altura de 1.7 m. Kort (1979) pudo definir el ángulo de fricción interna en el peak y en el estado residual y, una relación hiperbólica que establece el valor del módulo de elasticidad en función del confinamiento del suelo.

De acuerdo con la comparación de la curva granulométrica realizada a partir de la muestra de suelo tomada en el edificio Britania, se aprecia una distribución acorde a los resultados de Kort (1979). En ambos se presenta menos del 6 % de contenidos de finos, los cuales se clasifican como arcillas y limos de baja plasticidad mientras que la fracción gruesa es clasificada como bien graduada.

Salas (2018) construyó 2 probetas a escala bajo la técnica de graduación paralela para la misma densidad relativa que Kort (1979) determinó. Estas muestras fueron ensayadas en el aparato Triaxial en una condición drenada.

Los resultados de los dos autores fueron comparados (ver Figura 2.33) y ambas curvas muestran un comportamiento dilatante. Sin embargo, las medidas de deformación volumétricas en los ensayos de Kort (1979) se saturaron después de 1%.

Por otro lado, Salas (2018) realizó ensayos cíclicos dinámicos en probetas a escala con el propósito de medir el módulo de rigidez al corte (G) y el amortiguamiento (D). Para ello, efectuó los ensayos de columna resonante (RC) y corte torsional (TC), que permiten trabajar en un rango de bajas deformaciones de corte ($10^{-6} < \gamma < 10^{-4}$) y deformaciones intermedias ($10^{-4} < \gamma < 10^{-2}$) respectivamente.

Posteriormente, los resultados de los ensayos cíclicos fueron ajustados con los obtenidos por Rollins (1998), ver Figura 2.34. Este último concluyó que la relación de decaimiento de la rigidez de corte es independiente del contenido de grava y la densidad relativa, sin embargo, depende de la presión de confinamiento y el contenido de fino, el que afecta los resultados desde un 9%.

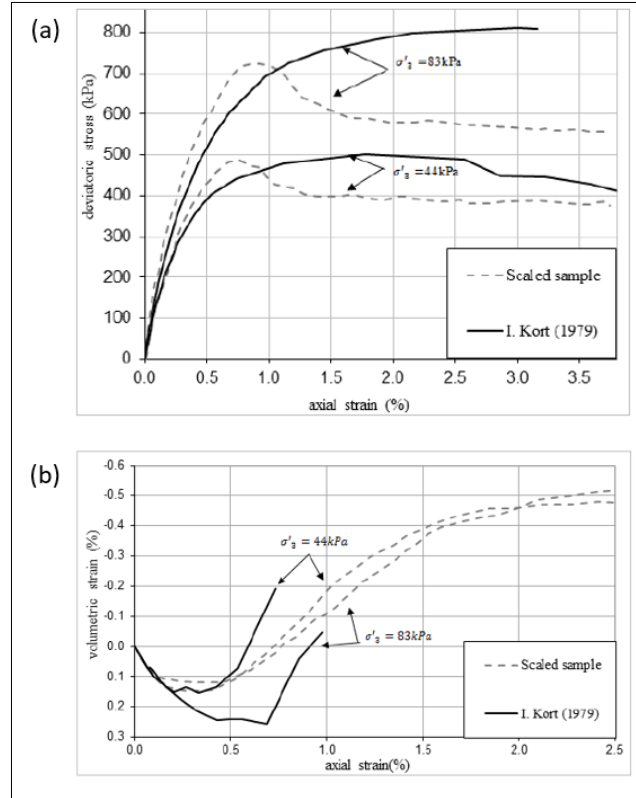


Figura 2.33: Comparación de Resultados ensayos triaxiales CID; a) esfuerzo desviador y deformación axial, b) deformación volumétrica y deformación axial. Modificado desde Salas (2018)

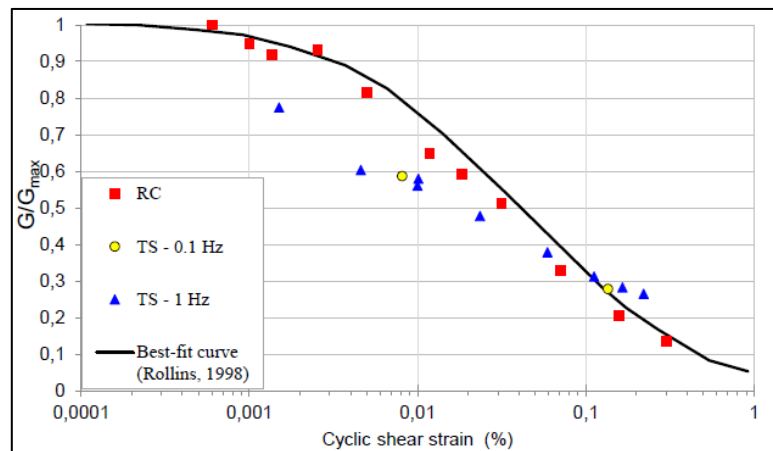


Figura 2.34: Degradación del módulo de corte versus deformación de corte; resultados ensayos columna resonante, corte torsional comparado con ajuste de la curva propuesta por Rollins (1998), tomado de Salas (2018).

Para caracterizar el comportamiento del suelo a bajas deformaciones también se realizaron ensayos geofísicos en terreno. Se utilizó el método de análisis de ondas de superficiales Rayleigh, que deduce la variación de la velocidad ondas de corte (V_s). Este parámetro funciona como un indicador de la rigidez del suelo y es utilizado comúnmente en la caracterización sísmica de un sitio.

A partir de los ensayos geofísicos fue posible obtener un perfil de la velocidad ondas de corte en función de la profundidad del suelo, el cual se relaciona directamente con el valor máximo de G_0 .

La lectura de los desplazamientos laterales en las pilas instrumentadas fue comparada con los resultados de los modelos de elementos finitos de las excavaciones realizados en Plaxis, los cuales utilizan la caracterización efectuada bajo el modelo Hardening Soil Small. En la Figura 2.35 se aprecia que las mediciones in-situ son representadas adecuadamente por la modelación de las pilas en elementos finitos. El valor de los parámetros del modelo constitutivo que caracteriza la Grava de Santiago se presenta en 4.1.1.

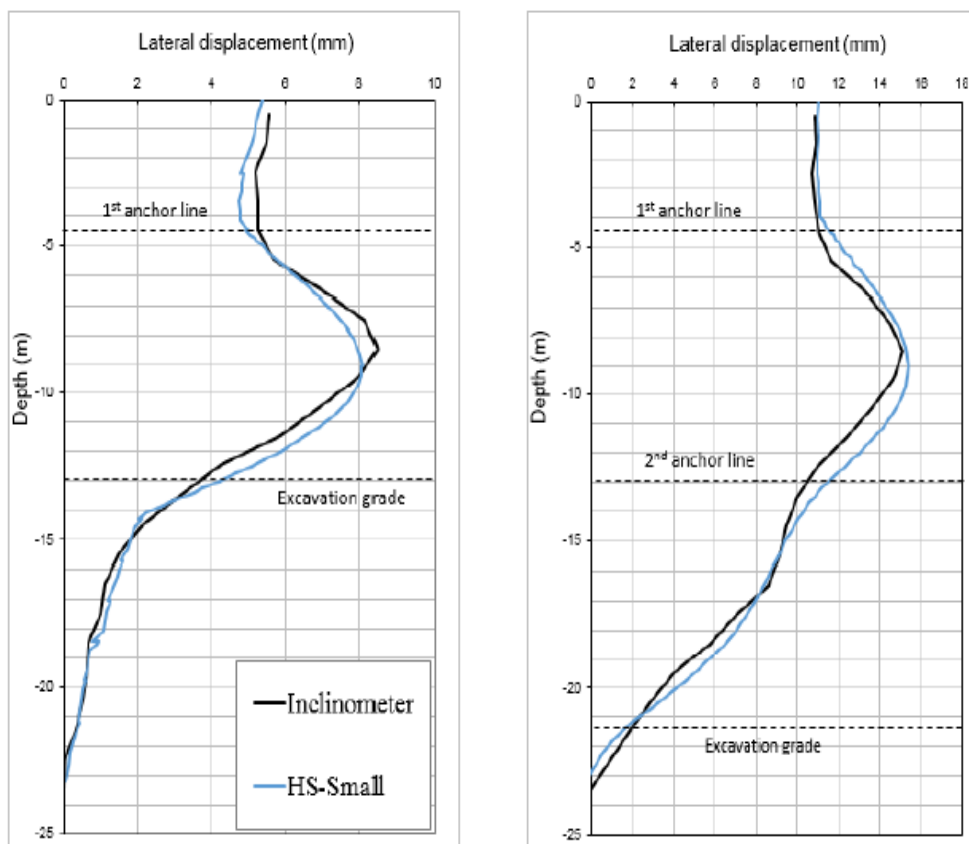


Figura 2.35: Desplazamiento Lateral en profundidad de pilas ancladas: Comparación resultados instrumentación con inclinómetros y modelo de elementos finitos calibrados con Ley constitutiva Hardening Soil Small. Tomado de Salas (2018).

2.4.5.3 Arcilla del Sector Oriente de Santiago

La caracterización utilizada para estudiar la denominada Arcilla del sector oriente de Santiago se basa en los resultados de la memoria de Título de Aravena (2020), quien realizó un monitoreo de tres pilas de entibación ancladas que fueron instrumentadas con inclinómetros y celdas de carga. Cada una de ellas se encuentra en diferentes obras, ubicadas en la comuna de Macul, en el sector de la intersección de las avenidas Macul y Quilín, correspondiente a la zona distal de los conos de deyección mencionados.

Aravena (2020) comenzó su estudio con una recopilación de datos a partir de informes de mecánica de suelos, facilitados por la empresa SUBT, de diferentes obras ubicadas en las comunas de Macul, Ñuñoa y Peñalolén. Esto le permitió crear un marco común de referencia de los parámetros de la arcilla como el peso unitario, índice de vacíos, ángulo de fricción interna, cohesión, resistencia al corte no drenado y módulo de deformación secante (E_{50}).

Además, él señala que las propiedades de índice no debiesen variar significativamente debido a que el origen geológico del suelo es común. Sin embargo, por la forma de depositación del material, otras propiedades como la resistencia al corte o la cohesión pueden presentar mayor desviación.

A partir de la recopilación bibliográfica, Aravena (2020) simula un ensayo de Placa de Carga Horizontal Cíclico en Plaxis 3D, siguiendo la metodología del Back-Analysis para determinar los módulos E_{ur} , G_0 y $\gamma_{0.7}$. Esto le permite conseguir un primer modelo constitutivo.

Los informes de mecánica de suelos de los tres edificios instrumentados fueron realizados por empresas distintas, por lo tanto, presentaron diferentes criterios de estratificación, pero en general, los estratos definidos en los primeros 25m muestran ser suelos finos homogéneos, que conservan los mismos límites de Atterberg, y solo su granulometría varía ligeramente.

Aravena (2020) decide utilizar un modelo estratigráfico simplificado, consistente en un primer estrato de 25 metros de suelo fino, sobre un estrato profundo conformado por la primera depositación de la Grava de Santiago. Este cambio queda representado por el perfil de velocidades de onda de corte de la Figura 2.36, en donde se presenta una variación abrupta de la rigidez del terreno en los 25m de profundidad.

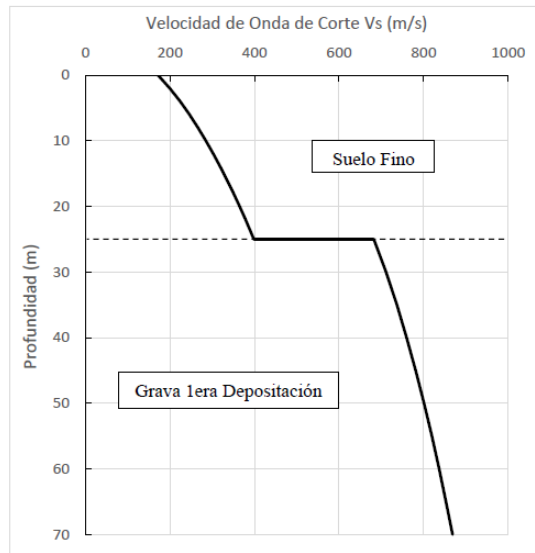


Figura 2.36: Perfil de velocidades de onda de corte en profundidad a partir de simulación de ensayo de placa de carga Horizontal, tomado de Aravena (2020).

Posteriormente, los resultados del modelo Hardening Soil Small fueron ajustados a través de un proceso iterativo que compara la deformación lateral entre la modelación en elementos finitos de las excavaciones con las mediciones en terreno. De manera de calibrar con mayor precisión los parámetros E_{50} y K_0 , los que se relacionan directamente con la deformación lateral.

Para el edificio Green Park, el análisis se realizó a partir de la calibración previa del edificio Premio Nobel, en donde las medidas de inclinómetro se asemejaban al comportamiento del modelo anterior a excepción de lo observado en el coronamiento, por lo cual se agrega una tensión de precarga (POP) al modelo constitutivo, valor obtenido de los ensayos edométricos de Poblete (2004).

La Figura 2.37 presenta la deformada de la pila instrumentada en el edificio Green Park y la deformación resultante del modelo basada en la calibración propuesta, la cual se utiliza como los parámetros característicos de la Arcilla del sector Oriente de Santiago en este trabajo y es presentada en el apartado 4.1.1.

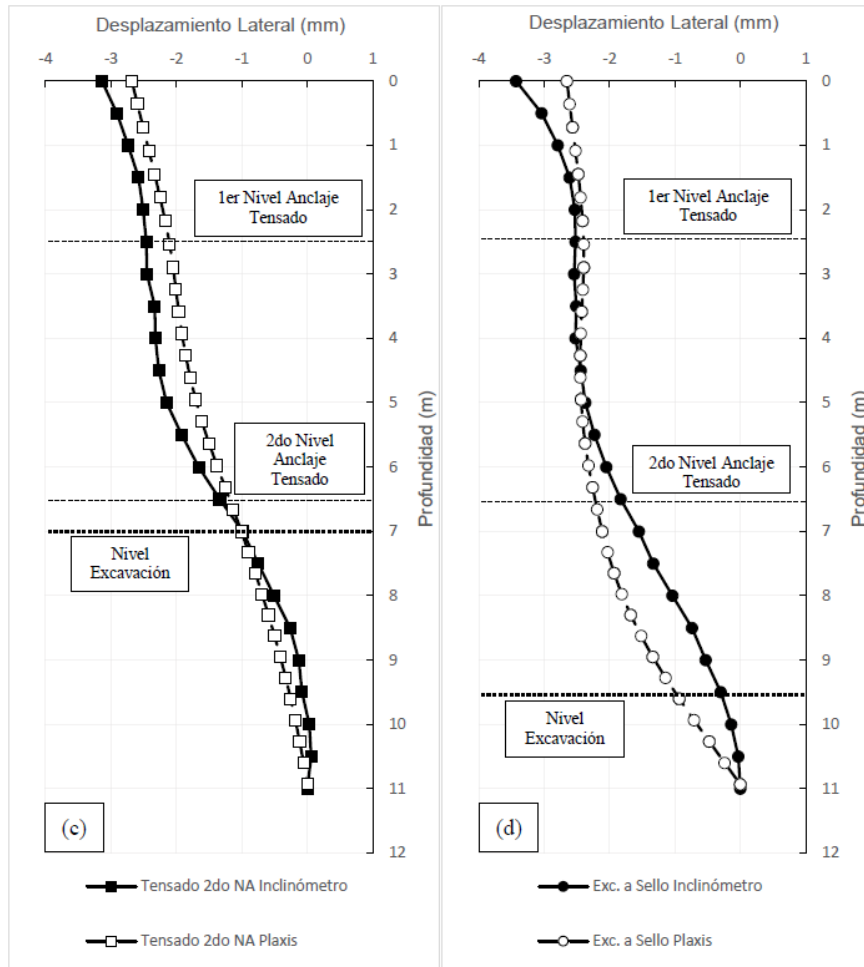


Figura 2.37: Comparación de deformación lateral obtenida por inclinometría y modelos de elementos finitos para diferentes niveles de excavación en Edificio Green Park, (se considera al sentido negativo hacia afuera de la excavación) tomado de Aravena (2020).

Aravena (2020) obtuvo un valor de 7 para la razón E_{ur}/E_{50} , que concuerda con lo observado por Poblete (2004), quién estimó que la proporción se encuentra en un rango de 4 a 15. En la Figura 2.38 se muestran las propuestas por diferentes autores del módulo de deformación para este suelo fino. La diferencia entre resultados radica en que los valores presentados por estudios previos, al ser utilizados en excavaciones tienden a subestimar el nivel de deformación de las pilas. Posiblemente, esto se debe a que fueron calibrados mediante instrumentación en túneles.

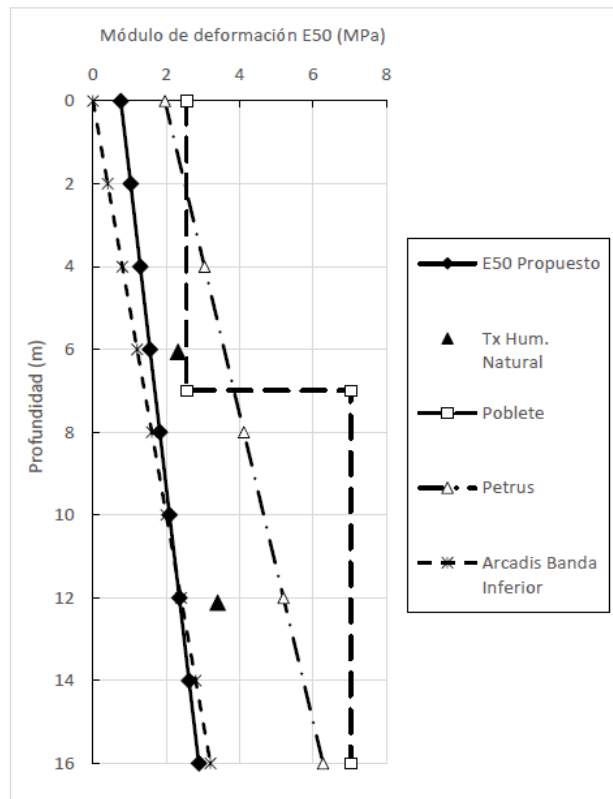


Figura 2.38: Módulo E_{50} propuesto en función de la profundidad contrastado con resultados otros autores. Tomado de Aravena (2020).

Por último, Aravena (2020) señala que la utilización de una fricción unitaria de $q_s = 200 \text{ kN/m}^2$ es realista para el modelamiento numérico de la interfaz suelo-bulbo de los anclajes en los suelos finos del sector oriente de Santiago.

2.4.5.4 Arena de Concón.

Debido a la falta de información previa de modelos calibrados en este tipo de suelo, se ha decidido utilizar los parámetros que se presentan en el manual de Materiales de Plaxis (Brinkgreve, 2019) para la Arena de Hostun, la cual se ha separado en dos estratos, mencionados como arena suelta y densa.

Estos datos han sido contrastados con Petersen (2019); Informe de Mecánica de Suelos elaborado para la construcción del edificio Eluchans ubicado en Avenida Edmundo Eluchans, sector de Reñaca Norte. Este estudio constó de 3 sondajes donde se realizaron ensayos SPT a 36 y 20 m de profundidad, dos ensayos triaxial UU con densidad relativa semejante a la medida en terreno y por medio de ensayos geofísicos se midió la velocidad de onda de corte hasta los 30 m de profundidad.

El mecánico de suelos determinó un estrato de suelo clasificado como arena granular sedimentaria con presencia de 4% de finos sin plasticidad. La información sobre una posible napa freática es incierta, debido a que las mediciones pueden estar influenciadas por el agua utilizada al realizar el ensayo, ante esto, menciona que quedaron instalados piezómetros en el lugar de los sondajes.

Este suelo presenta una significativa variación de sus propiedades, que se vuelven más competentes en profundidad. De acuerdo con la Figura 2.39, obtenida del informe de mecánica de suelos en el sitio, existe un cambio de la velocidad de onda corte a los 10m de profundidad que puede ser asociada a la variación de la rigidez del terreno. Se define que esta cota, para términos de la modelación, marca el cambio entre el estrato de arena suelto y denso. El aumento de la rigidez también puede ser evidenciado en los ensayos SPT, alrededor de esta profundidad el número de golpes crece considerablemente.

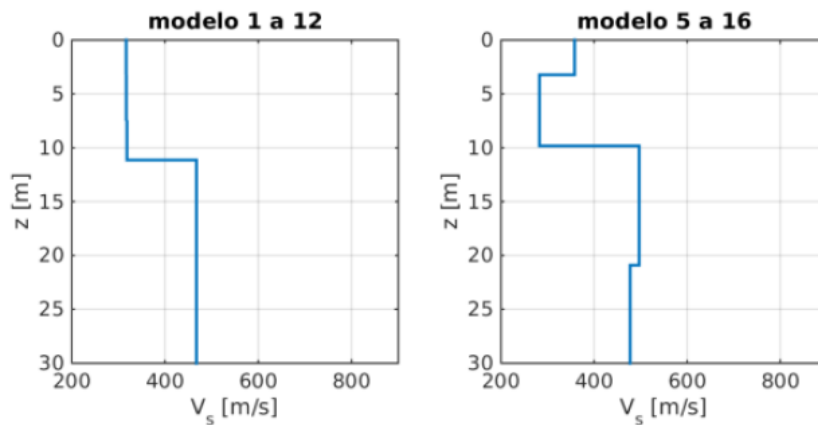


Figura 2.39: Perfil de velocidad de ondas de corte obtenido por ensayo ReMi, tomado de Petersen (2019).

El informe de mecánica de suelos define este material de alta a muy alta compacidad y, entrega rangos para el ángulo de fricción interna, cohesión, peso unitario y, una función en profundidad para determinar el módulo de deformación $E_{50\%}$, la cual se ha comparado con el módulo de deformación obtenido para la Arena de Hostun (ver Figura 2.40).

Dado que la caracterización del suelo señala la presencia de material fino, se utiliza la cohesión obtenida de este documento, pero el resto de los parámetros provienen del manual del Software (Brinkgreve, 2019) y están dentro de los rangos que presenta la mecánica de suelo. Los parámetros que finalmente son utilizados en la modelación se presentan en el Apartado 4.1.1.

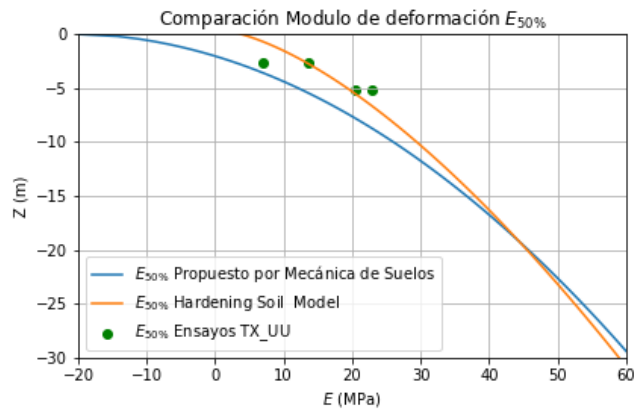


Figura 2.40: Comparación entre parámetros utilizados en Plaxis 3D y datos de informe de mecánica de suelos.

2.5 Comportamiento Dinámico de Muros Soil Nailing

A continuación, se presenta una breve revisión bibliográfica de diversos trabajos que han estudiado el desempeño sísmico de muros Soil Nailing, ya sea a partir de; ensayos físicos a escala u observaciones de estructuras tras terremotos de gran magnitud.

2.5.1 Modelos Físicos

Wang (2010) estudia taludes en suelos cohesivos a través de modelos a escala bajo condiciones sísmicas, ensayados dentro de un aparato centrífugo. En su trabajo hace una comparativa entre taludes sin refuerzo y taludes fortificados con Soil Nailing. En todos los casos se observa que la respuesta de aceleración y los desplazamientos se incrementa cuando crece la altura del muro, pero en taludes reforzados la magnitud se ve reducida dado que los anclajes cambian la rigidez de la masa de suelo.

Las observaciones indican que el suelo reforzado actúa en conjunto, por lo tanto, Wang (2010) define una zona de influencia denominada *Nail-influence*, que abarca una masa de terreno por detrás de la falla que presentaría un talud sin contención (ver Figura 2.41).

En esta zona, el comportamiento del talud se ve afectado por los anclajes y provoca uniformidad en las deformaciones, siempre que la longitud de los anclajes sea suficiente para alcanzar su contorno, sin importar que arreglo presenten los refuerzos. La uniformidad de deformaciones evita que se generen concentraciones de deformación puntual, ya que dentro de los modelos realizados estas coinciden con el lugar donde se comienza el desarrollo de fallas en taludes no reforzados.

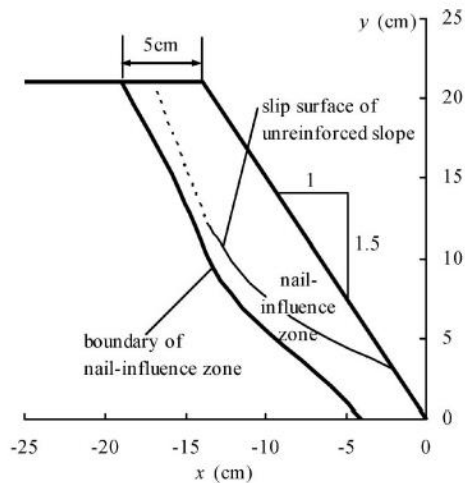


Figura 2.41: Vista esquemática de la zona *nail-influence* de un talud reforzado, tomada de Wang (2010).

2.5.2 Observaciones Post-Terremotos

El desempeño sísmico de muros Soil Nailing ha sido históricamente mejor que el de muros gravitacionales. Observaciones realizadas después de recientes terremotos indican que muros Soil Nailing no muestran significativas deformaciones o permanente deflexiones, aunque algunos muros sobrevivientes soportaron aceleraciones tan altas como 0.7g. (Felio et al. 1990; Tatsuoka et al. 1997; Tufenkjian 2002).

Villalobos (2011) señala que el efecto de la flexibilidad y ductilidad de la técnica Soil Nailing corresponde al principal motivo de su desempeño. En la mayoría de los sistemas de contención flexibles la presión sísmica que actúa detrás es baja, debido a que estas estructuras cuentan con la capacidad de transformar o liberar la energía en deformación. A medida que se diseñan estructuras más dúctiles, su verificación basado en métodos de aceleración máxima del sismo y equilibrio límite tiende a entregar resultados conservadores.

Por otro lado, como la mayoría de los procedimientos de diseño actuales de Soil Nailing se basan en el análisis de estabilidad por equilibrio límite y no son capaces de evaluar los desplazamientos. Por lo tanto, estos métodos no valoran el efecto de la flexibilidad y ductilidad en la estabilidad bajo cargas sísmicas.

En Chile existen numerosos casos de muros Soil Nailing permanentes en edificios, laderas, de cerro y carreteras que soportaron el terremoto del Maule 2010 sin que se hayan reportados fallas o deformaciones severas.

Villalobos (2011) inspeccionó visualmente un muro Soil Nailing ubicado en la ciudad de Concepción tras el sismo mencionado, y señala que no presentó ningún signo de daño severo y que en el revestimiento no hubo grandes desplazamientos ni agrietamiento. Solo indica que se observó una grieta continua detrás del muro a una distancia de 5 metros.

Posteriormente, por medio de un estudio de retro-análisis, comparó el factor de seguridad de un análisis de estabilidad global bajo distintos casos, que variaban los parámetros geomecánicos del terreno y la aceleración sísmica horizontal (k_h). El máximo valor corresponde a 0.6 g, correspondiente a la aceleración máxima medida en el acelerógrafo más cercano a la obra, ubicado en la comuna de San Pedro de la Paz, a una distancia de 6 km.

El análisis de estabilidad evaluó el muro a través del método de los bloques deslizantes, el cual divide la masa de suelo en dos elementos. En el modelo de $k_h = 0.3g$ y $FS_G = 1.01$, la distancia donde los bloques se separan corresponde a 5.60 m (ver Figura 2.42) y se asemeja a la ubicación de la grieta observada. Por lo tanto, de lo anterior se puede inferir que, para el muro estudiado, el mecanismo de falla concuerda con el mencionado por Tufenkjian & Vucetic (2000).

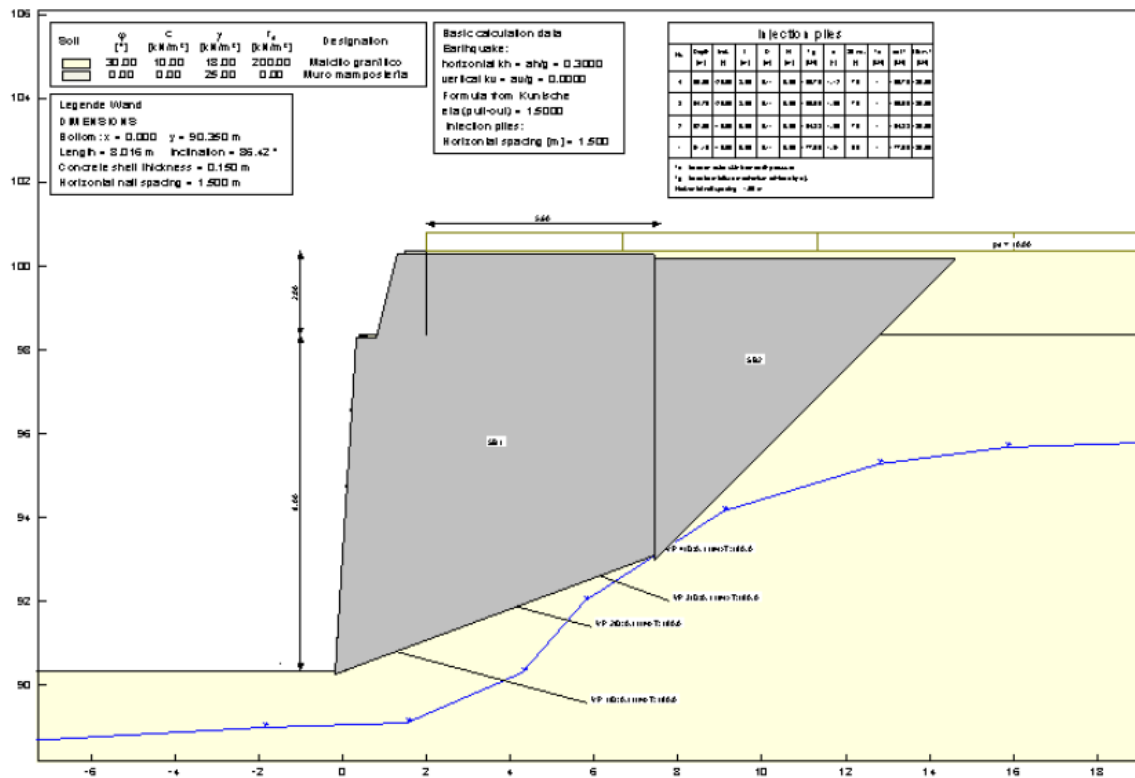


Figura 2.42: Esquema análisis de estabilidad de global bajo método de bloques deslizantes, $FS_G = 1.01$ y $k_h = 0.3g$. Tomado de Villalobos (2011).

3. DISEÑO DE MUROS SOIL NAILING

3.1 Bases de Diseño

3.1.1 Estados Límites

Con el objetivo de asegurar un nivel aceptable de seguridad, en las funciones que el muro desempeña. El procedimiento de diseño debe ser capaz de cumplir con los siguientes estados límite.

3.1.1.1 Estado Límite de Resistencia

Corresponde a los estados límites que son producidos por la falla de los mecanismos de carga, o colapso de la estructura debido a cargas mayores a la considerada en el diseño. Los modos de falla responden a las definiciones entregadas en el Apartado 2.3

3.1.1.2 Estado Límite de Servicio

Está definido como el estado de pérdida de funcionalidad del muro por deformaciones excesivas en condiciones de uso regular. También considera, los efectos que provoca la construcción del muro, en la integridad de edificios cercanos producto de asentamientos totales o diferenciales y, agrietamiento de elementos estructurales. La modelación numérica en elementos finitos, desarrollada en el Capítulo 5, es responsable de cuantificar este criterio.

3.1.2 Procedimiento de Verificación de Diseño.

Una vez definida la geometría de los elementos; espaciamientos entre anclajes y dimensiones de los modelos, se procede a verificar si la longitud de los refuerzos cumple con los criterios de estabilidad mencionados en el Apartado 2.3.

El diseño se ingresa en el Software GGU-Stability, que es una herramienta para análisis de estabilidad de estructuras geotécnicas. Dentro del programa vienen integrados diferentes métodos de análisis, como el método de la cuña deslizante, Bishop y Janbu. El procedimiento consiste en generar múltiples superficies de falla potenciales y encontrar la más desfavorable.

Este programa sigue las recomendaciones de la DIN4084:2009 para la formulación de las ecuaciones de estabilidad. Incorpora el concepto de factor de seguridad parcial, por lo tanto, aplica un coeficiente de mayoración para las solicitaciones y otro de reducción sobre las reacciones. Además, como resultado final, arroja un factor de uso (μ) correspondiente al recíproco del factor de seguridad global (η).

El caso más sencillo de cálculo de estabilidad se presenta en la Figura 3.1, este esquematiza las fuerzas involucradas en un talud sin cohesión, con superficie de falla plana. En el desarrollo del problema se mencionan los factores de seguridad parcial (γ_G , γ_ϕ , γ_Q) aplicados en las ecuaciones de sollicitación (E_d) y reacción (R_d).

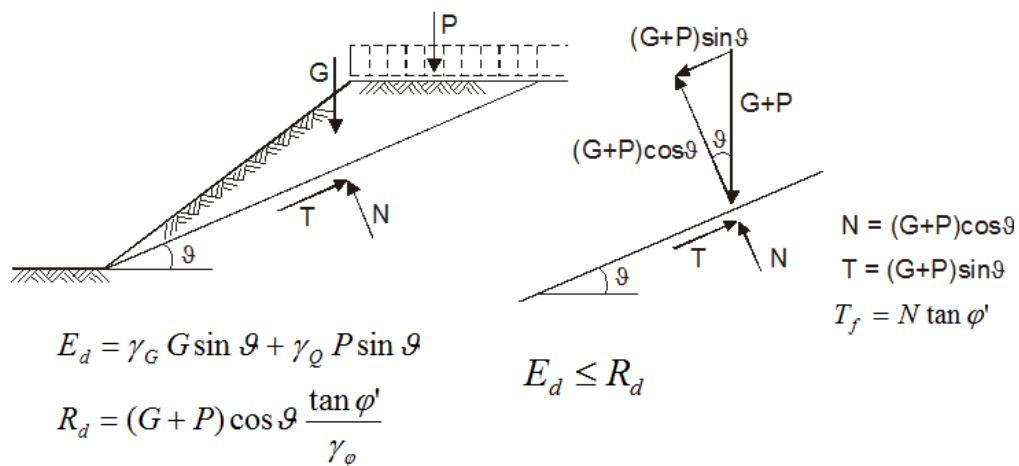


Figura 3.1 Cálculo de estabilidad falla plana a partir de recomendaciones DIN4084, GGU-Stability (2019)

Según lo dispuesto en DIN 4084:2009 artículo 7.2.1, para que un elemento de refuerzo sea considerado como auto tensado, es decir como un anclaje pasivo, se debe asegurar que el bloque deslizante donde se ubica la cabeza del elemento, enumerada como 3 en la Figura 3.2, se mueva relativamente como un cuerpo rígido sobre la superficie de falla (numerada como 1) y que el ángulo ψ_A entre el eje del elemento de tensión y la superficie de falla más desfavorable sea menor a los valores que se presentan en la Tabla 3.1.

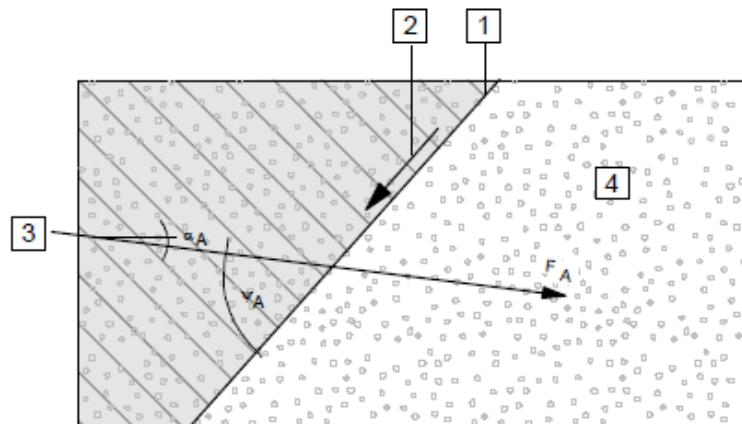


Figura 3.2: Criterio de validación para elementos a tensión, tomado de GGU-Stability (2019).

Tabla 3.1: Ángulo ψ_A para diferentes tipos de suelo. Modificado de GGU-Stability (2019).

Tipo de Suelo	ψ_A (°)
Suelo suelto sin cohesión o suelo cohesivo blando	75
Suelo cohesivo firme	80
Suelo sin cohesión medio denso y suelo cohesivo rígido	85
Suelo denso sin cohesión	90

La norma DIN 4084:2009 señala que el valor resistente de los elementos a tensión considera el menor entre la resistencia al arrancamiento y tracción.

La verificación de la estabilidad global es realizada por el método de Janbu simplificado. Este plantea un mecanismo de falla conformado por cuerpos rígidos poligonales y, a diferencia de otros métodos, no considera ecuaciones de momento en el equilibrio. Además, el programa entrega la tensión máxima (T_{max}) en cada fila de anclaje, el cual corresponde al máximo valor determinado para todas las superficies de fallas analizadas.

La verificación de la resistencia máxima de tracción definida por la carga de fluencia del acero (F_y) es reducida por un factor de seguridad (γ_T) para un caso sísmico, como sigue a continuación:

$$T_{max} \leq R_t/\gamma_T \quad (31)$$

Para el caso de la falta de adherencia de la lechada se debe cumplir que la carga de tensión (T) en cada una de las fallas estudiadas respete la siguiente relación:

$$T \leq R_p/\gamma_P \quad (32)$$

Donde, R_p es la resistencia al arrancamiento, definida previamente en la ecuación (3).

Adicionalmente, GGU-Stability arroja los resultados para las verificaciones de deslizamiento y capacidad de soporte en términos de factor de uso (μ), acorde a las disposiciones entregadas en el Eurocode 7:2004. Por lo general, estos modos de falla no son determinantes en el diseño, a menos que se cumplan las condiciones mencionadas en Apartado 2.3.3.

De modo que todos los modelos posteriormente se puedan comparar, el diseño debe asegurar que cada configuración cumpla con un factor de uso equivalente a 0.98 para estabilidad global. Además, los casos en estudio utilizan el mismo tipo de anclaje pasivo y configuración en el revestimiento.

La verificación de los modos de falla que afectan la integridad del revestimiento. Se realiza a partir de la carga de los anclajes obtenidas en el análisis de estabilidad global. El procedimiento sigue las indicaciones presentadas en el manual de la FHWA dedicado al diseño de muros Soil Nailing, Lazarte et al. (2015), el cual también utiliza factores de seguridad parciales de mayoración y reducción.

El diseño estructural del revestimiento del hormigón proyectado depende de la carga axial de la cabeza de los anclajes de cada fila. La verificación de la flexión considera el efecto de la sollicitación sobre la dirección horizontal y vertical del elemento. La resistencia a la flexión (R_f), está definida en la ecuación (8), corresponde al menor valor entre ambas direcciones y debe cumplir la siguiente relación:

$$\gamma_{ev} \cdot T_0 \leq \phi_f \cdot R_f \quad (33)$$

De manera análoga, se debe confirmar que la resistencia al punzonamiento satisfaga lo siguiente:

$$\gamma_{ev} \cdot T_0 \leq \phi_{fp} \cdot R_{fp} \quad (34)$$

En términos de factor de uso, las relaciones anteriores pueden expresarse de forma general como:

$$\mu = \frac{\gamma \cdot T}{\phi \cdot R} \quad (35)$$

Donde, γ es el factor de mayoración para la solicitación T y ϕ es el factor de reducción para la fuerza resistente R .

3.1.3 Factores de seguridad

Se presentan los factores de seguridad utilizados para la verificación de diseño, la Tabla 3.2 muestra los coeficientes obtenidos desde el Eurocode 7:2004, los que vienen incluidos por el Software GGU-Estability para los análisis de estabilidad global, capacidad de soporte, deslizamiento y rendimiento de los refuerzos.

Esta norma no incluye factores de seguridad para análisis dinámicos, incluso, sugiere utilizar todos estos parámetros igual a 1. De modo conservador, en el análisis pseudo-estático se utilizan los factores para un caso estático y se considera a la fuerza equivalente al sismo como una carga variable.

La Tabla 3.3 presenta los factores para los estados límites estructurales del muro, que son indicados por Lazarte et al. (2015).

Tabla 3.2 Factores de seguridad parcial utilizados en GGU-Estability, obtenidos desde Eurocode 7:2004

Estado Límite	Variable	Factor de Seguridad Parcial	
Estabilidad Global	Ángulo de Fricción	γ_ϕ	1.25
	Cohesión	γ_c	1.25
	Resistencia No drenada	γ_{cu}	1.25
	Carga Peso Propio	γ_G	1.00
	Carga Permanente	γ_Q	1.00
	Carga Variables	γ_Q	1.30
Tracción del acero		γ_T	1.33
Arrancamiento		γ_T	1.40
Deslizamiento		γ_{sl}	1.10
Capacidad de Soporte		γ_{bc}	1.40

Tabla 3.3: Factores de Reducción y Mayoración para Verificación de Resistencia en el revestimiento según Lazarte et al. (2015)

Estado Límite	Condición	Factor de Reducción		Factor de Mayoración	
Flexión en el revestimiento	Estática	ϕ_f	0.90	γ_{ev}	1.35
	Sísmica	ϕ_f	0.90	γ_{ev}	1.00
Punzonamiento	Estática	ϕ_{pf}	0.90	γ_{ev}	1.35
	Sísmica	ϕ_{pf}	0.90	γ_{ev}	1.00

3.1.4 Definición de cargas externas

Los modelos consideran una carga uniformemente distribuida de 12 kN/m² detrás del muro. Este valor es indicado en la NCh3206 Of.2010, que describe el caso donde el muro de entibación está contiguo a una calle.

3.1.5 Aceleración Pseudo-estática.

Para el diseño de entibaciones y socalzados, la NCh3206 Of.2010 establece que la aceleración sísmica se obtiene a partir del desplazamiento post-sismo esperado (Δ_{eq}) y define un coeficiente de reducción sísmica (α), que depende del tipo de suelo y Δ_{eq} (ver Tabla 3.4). El coeficiente de reducción es determinado a partir del método del bloque deslizante de Newmark, que asume un deslizamiento monolítico del suelo sujeto a una carga cíclica. El coeficiente de aceleración reducida se calcula a partir:

$$k_h = \alpha \cdot A_0 \quad (36)$$

Donde, A_0 corresponde a la aceleración efectiva máxima que es definida en la NCh433 Of1996 Mod2012.

Los valores presentados en la Tabla 3.4 corresponden para una aceleración $A_0 = 0,4$ g. Para aceleraciones de 0,3 g y 0,2 g el coeficiente α se determina ponderando los valores de la tabla por 0,93 y 0,85, respectivamente.

Tabla 3.4: Coeficiente de reducción para determinación de aceleración sísmica de diseño. Tomado de NCh3206 Of.2010.

Suelo	Coeficiente de reducción, α			
	$\Delta_{eq} = 5$ mm	$\Delta_{eq} = 10$ mm	$\Delta_{eq} = 20$ mm	$\Delta_{eq} = 40$ mm
Gravas densas	0.79	0.65	0.55	0.46
Arenas densas y suelo fino con $q_u > 150$ kPa	0.84	0.73	0.60	0.52
Resto de suelos exceptuando suelos finos con $q_u < 50$ kPa	0.90	0.82	0.69	0.58

En el diseño de los modelos, se ha definido que la aceleración reducida corresponde al valor obtenido para desplazamientos esperados de 5 mm. Santiago al pertenecer a la zona sísmica 2, la aceleración efectiva máxima utilizada para la Grava y la Arcilla es 0,3g. En cambio, Viña de Mar está en la zona sísmica 3 lo que implica que a la arena se le aplica $A_0 = 0,4g$. La Tabla 3.5 presenta en resumen la aceleración horizontal de cada caso en estudio.

Tabla 3.5: Resumen aceleración pseudo-estática horizontal según normativa chilena.

Suelo	Zona Sísmica	A_0 (g)	Δ_{eq} (mm)	α (-)	k_h (g)
Grava de Santiago	2	0.3	5	0.73	0.22
Arcilla del sector oriente de Santiago	2	0.3	5	0.84	0.25
Arena de Concón	3	0.4	5	0.84	0.34

3.2 Metodología de Diseño

A partir de los antecedentes previamente obtenidos, se explican los supuestos asumidos para definir variables y las condiciones generales de los modelos. Los cálculos de la verificación de los modos de fallas para las configuraciones y geometrías propuestas se encuentran en el Anexo A.

3.2.1 Aspectos generales

Las diversas configuraciones de muro de entibación presentadas en este trabajo corresponden a proyectos Soil Nailing temporales, que solo se les aplica una capa de revestimiento, ejecutado con hormigón proyectado contra el terreno. En ninguno de los suelos presentados el nivel freático yace sobre el nivel general de excavación, por lo cual, el diseño de las configuraciones no menciona el uso de sistemas de drenaje.

En el estudio se considera que el muro es infinitamente largo, lo cual significa que cualquier efecto de esquina o de borde no concierne al alcance del trabajo. Además, se asume que el terreno detrás de la excavación es homogéneo y su superficie totalmente horizontal.

Se estudian 4 diferentes alturas de contención, cada una de ellas ilustra la profundidad de excavación necesaria para ejecutar proyectos con distintos niveles de subterráneos. La

Tabla 3.6 presenta la altura del muro (H) basado en la cantidad de subterráneos (N_{sub}) proyectados, el valor H fue determinado suponiendo que cada nivel de subterráneo (H_{sub}) tiene 3 m de alto y la profundidad de las fundaciones del muro perimetral (B_f), 1 m para todas las configuraciones excepto para 4 subterráneos, que se utiliza 2 m.

$$H = N_{sub} \cdot H_{sub} + B_f \quad (37)$$

Tabla 3.6 Altura de excavación a partir de la cantidad de subterráneos.

$N_{\text{sub}} (-)$	$H_{\text{sub}}(\text{m})$	$B_f (\text{m})$	$H (\text{m})$
1	3	1	4
2	3	1	7
3	3	1	10
4	3	2	14

3.2.2 Configuración y distribución geométrica

El primer paso para diseñar un muro Soil Nailing consta en definir las variables que componen su sección transversal. Debido a que las configuraciones no presentan singularidades, en gran parte de los casos, los parámetros se repiten.

Comúnmente, en excavaciones que se encuentran en entornos altamente urbanizados, se espera utilizar óptimamente el espacio subterráneo, por lo cual los modelos consideran un muro totalmente vertical ($\alpha = 0^\circ$). Si bien, el arreglo de anclajes puede ser cuadrados, o escalonados, en esta ocasión solo se ha seguido por la opción geoméricamente más simple correspondiente a un patrón cuadrado.

Para reducir la inestabilidad en los niveles de excavación superiores y el efecto de voladizo en el revestimiento temporal, la distancia de primera fila (S_i) de anclajes se posicionan entre 0,6 y 1m de profundidad. De igual modo, la fila inferior debiese ser instalada a la misma distancia del sello de excavación (S_f). Por otro lado, no se recomiendan distancias S_i menores, ya que, si se instala la primera línea cerca de la superficie, los refuerzos pueden interceptar los ductos de servicios.

Lazarte et al. (2015) recomienda definir espaciamiento uniforme por simplicidad en la construcción y control de calidad, S_h y S_v debiese ser mayores a 1m para evitar problemas de desviación de perforación por la influencia de anclajes previamente instalados.

La cantidad de filas (NF) de refuerzos se obtiene despejando la siguiente ecuación:

$$H = (NF - 1) \cdot S_v + S_i + S_f \quad (38)$$

Para el diseño se escoge utilizar 2,5 m de espaciamiento horizontal y 2,0 m en la dirección vertical, la distancia al borde superior e inferior varía en cada caso, pero en la mayoría de las configuraciones es 1 m, a excepción del diseño para 2 subterráneos, que se ha considerado 1,5 m.

Las distancias recién señaladas se resumen en la Tabla 3.7 y se esquematizan en la Figura 3.3, la cual muestra la sección longitudinal de los 4 arreglos. Aunque, es posible realizar disposiciones óptimas para cada tipo de suelo, dentro de este trabajo se utiliza

una configuración única dependiendo de la profundidad de excavación, para que posteriormente sea directo comparar los resultados.

Tabla 3.7: Variables geométricas de las configuraciones propuestas.

$N_{\text{sub}} (-)$	H (m)	S_h (m)	S_v (m)	S_i (m)	S_f (m)	NF (-)
1	4	2.5	2	1	1	2
2	7	2.5	2	1.5	1.5	3
3	10	2.5	2	1	1	5
4	14	2.5	2	1	1	7

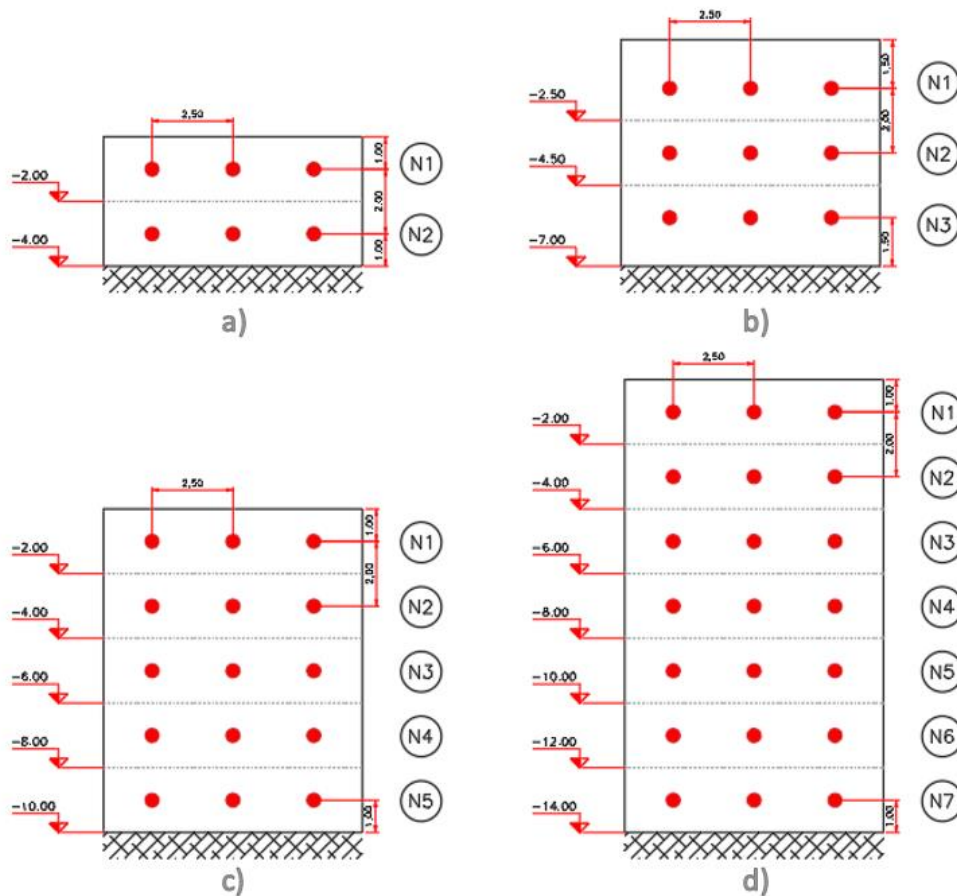


Figura 3.3 Vista Frontal de Muros Soil Nailing; a) Configuración 1 subterráneo; b) Configuración 2 subterráneos; c) Configuración 3 subterráneos; d) Configuración 4 subterráneos.

Usualmente las perforaciones de anclajes se ejecutan con un ángulo entre 10 y 20° bajo la horizontal para que de esta forma la lechada pueda fluir a través del orificio y llene a cabalidad la perforación desde el fondo hasta la cabeza del elemento. Por lo tanto, se opta por utilizar la inclinación de anclajes igual a 10° debido a que en la práctica nacional es recurrente.

El uso de inclinaciones menores o derechamente, anclajes instalados sobre la horizontal pueden provocar vacíos en el llenado de la lechada al interior de la perforación, lo que reduciría la resistencia de arrancamiento. El uso de inclinaciones mayores tampoco es recomendable, a excepción de casos especiales como fundaciones de edificaciones aledañas u otros objetos superficiales, también suelen ser utilizadas cuando estratos más competentes yacen a mayor profundidad y se requiere alcanzarlos. Sin embargo, inclinaciones mayores a 45° no son favorables, ya que la dirección del anclaje deja de ser óptima para la estabilidad y posiblemente que los anclajes desarrollen cargas a compresión.

3.2.2.1 Distribución de longitud de anclajes en elevación

Por simplicidad se puede optar por distribuir el largo de los refuerzos de forma uniforme, aunque, no siempre corresponde a lo óptimo. Lazarte et al. (2015) indica que este tipo de configuraciones han sido probadas en softwares de diseño de Soil Nailing basados en métodos de equilibrio límite, pero los resultados tienden a mostrar distribuciones de fuerzas ineficientes, dado que predicen mayores cargas en líneas inferiores, aunque, como se ha discutido previamente en el apartado 2.2.1, los anclajes de las filas superiores desarrollan las cargas superiores. A pesar de que los patrones uniformes no son inseguros, puesto que la estabilidad global es verificada, no necesariamente reducen las deformaciones del muro.

Otro ejemplo sobre la distribución de largos de anclajes se muestra en la Figura 3.4, donde se aprecian dos disposiciones de los elementos, estos comparten la suma del largo total de los refuerzos. Además, han sido analizadas bajo el mismo método de equilibrio límite. Aunque, en el análisis se utiliza un factor de seguridad equivalente para ambos casos, la segunda disposición geométrica es preferible porque las condiciones de estabilidad son mejoradas durante las fases intermedias de construcción. Clouterre (1991) señala que cuando las fuerzas de los anclajes pasivos se extienden efectivamente a lo largo de la superficie de falla, las deformaciones en la cabeza de la estructura son reducidas.

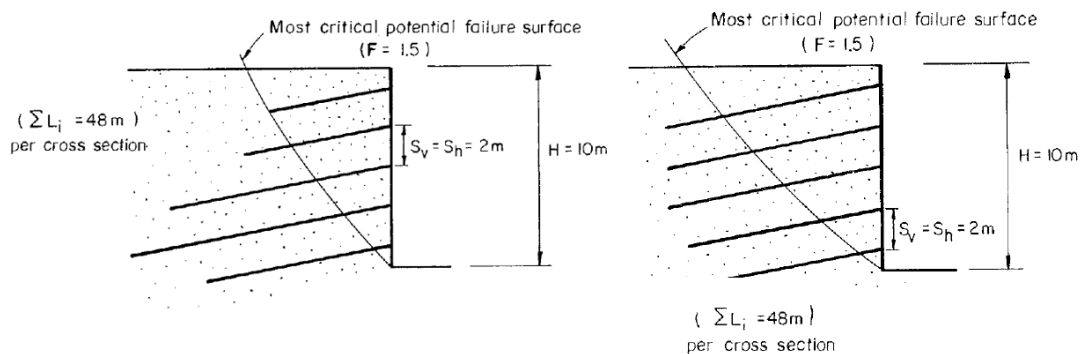


Figura 3.4: Influencia de la distribución de los anclajes en deformaciones del muro de Soil Nailing (Clouterre 1991).

La disposición de las longitudes de diseño considera anclajes más cortos en la sección inferior del sistema, los que incrementan de longitud desde el sello de la excavación, y a partir de la mitad se aconseja conservar un largo uniforme. De esta forma, se obtienen valores más realísticos de la fuerza de tensión en la falla y una mejor distribución de carga a lo largo de los anclajes.

La Tabla 3.8 presenta la distribución de las longitudes de los anclajes adoptadas y son esquematizadas desde Figura 3.5 hasta la Figura 3.8. Estos satisfacen los requerimientos de diseño señalados en 3.1.2, los cálculos de verificación de los modos de falla se encuentran en el Anexo A.

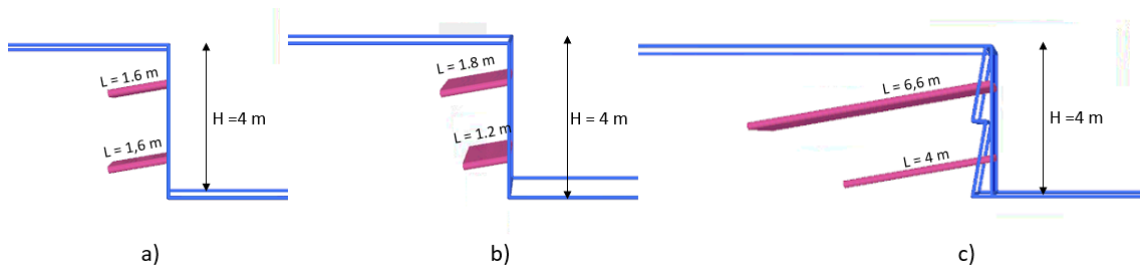


Figura 3.5: Distribución de largo de anclajes para modelos de 1 Subterráneos: a) Grava; b) Arcilla; c) Arena.

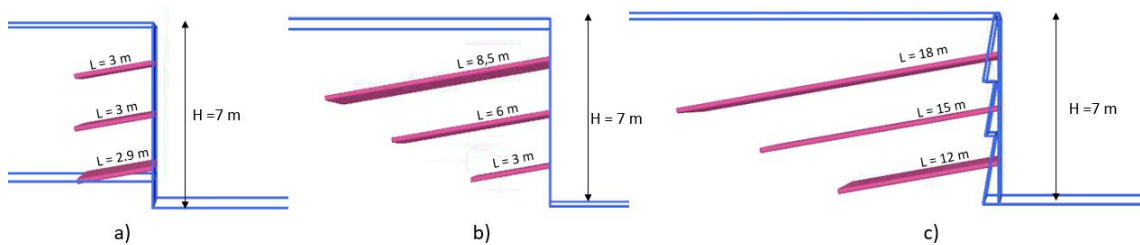


Figura 3.6: Distribución de largo de anclajes para modelos de 2 Subterráneos: a) Grava; b) Arcilla; c) Arena.

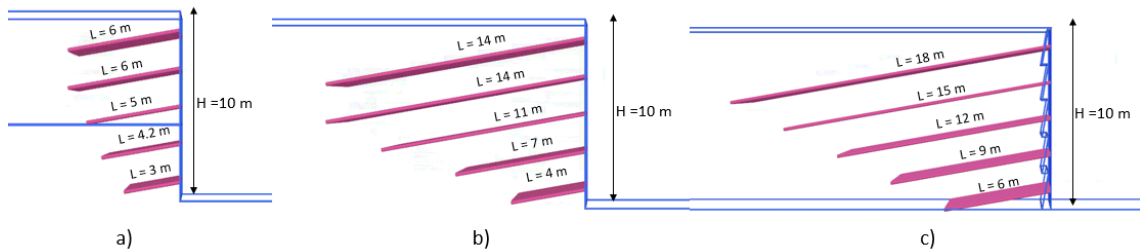


Figura 3.7: Distribución de largo de anclajes para modelos de 3 Subterráneos: a) Grava; b) Arcilla; c) Arena.

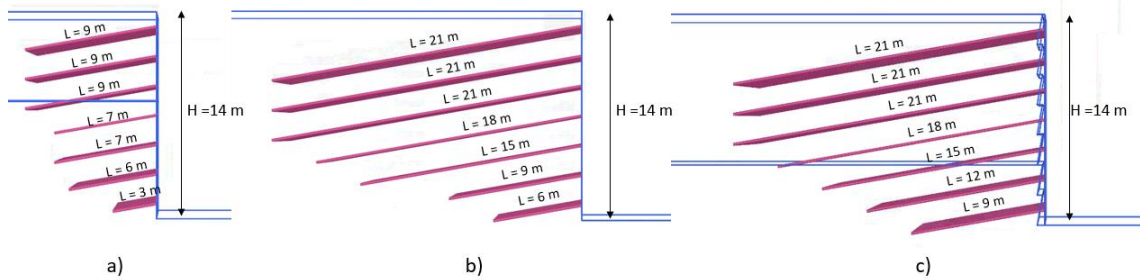


Figura 3.8: Distribución de largo de anclajes para modelos de 4 Subterráneos: a) Grava; b) Arcilla; c) Arena.

Tabla 3.8: Distribución de largo de anclajes por fila para cada modelo en función del tipo de suelo.

Modelo	Fila de Anclaje	Grava de Santiago	Arcilla Sector Oriente de Santiago	Arena de Concón
1 subterráneo	L1	1.6	1.8	6.6
	L2	1.6	1.2	4
2 subterráneos	L1	3	8.5	18
	L2	3	6	15
	L3	2.9	3	12
3 subterráneos	L1	6	14	18
	L2	6	14	15
	L3	5	11	12
	L4	4.2	7	9
	L5	3	4	6
4 subterráneos	L1	9	21	21
	L2	9	21	21
	L3	9	21	21
	L4	7	18	18
	L5	7	15	15
	L6	6	9	12
	L7	3	6	9

3.2.2.2 Elección de Materiales

Para este estudio se ha considerado que los anclajes pasivos se ejecutan por medio de barras autoperforantes huecas, las que están equipadas con una broca perdida e introducen la armadura mientras realizan el orificio. Aunque, hay otros tipos de barras que obedecen a diferentes metodologías de instalación, se escogen las barras autoperforantes debido a su uso habitual dentro de proyectos de muros Soil Nailing de carácter temporal en Chile.

El diseño contempla usar barras R38N y lechada de cemento G-25. Las propiedades de los elementos descritos se muestran en la Tabla 3.9.

Tabla 3.9: Propiedades y características de materiales utilizados para ejecutar anclajes pasivos.

Barra R38N		
D_{ext}	38	(mm)
D_{int}	21	(mm)
As	611	(mm ²)
Carga Fluencia	400	(KN)
Carga Última	500	(KN)
Peso	6	(kg/m)
Lechada		
a/c	0.5	(-)
f'c	25	(MPa)
D_{perf}	0.10	(m)

Los materiales destinados a la confección del shotcrete se escogen para cumplir con los modos de falla involucrados con este elemento. Se plantea utilizar una resistencia a la compresión equivalente a un hormigón G-25 y un doble refuerzo de armadura de malla electrosoldada, equidistanciada de los bordes. Además, para mejorar la resistencia en la dirección vertical se ha destinado 3 barras de refuerzo extra. Las propiedades de los materiales indicados se presentan en la Tabla 3.10.

Tabla 3.10: Propiedades y características de materiales utilizados para ejecutar pantalla de shotcrete.

Shotcrete		
e	15	(cm)
f'c	25	(MPa)
Malla Doble		
As	257	(mm ² /m)
As_{vert}	339	(mm ²)
f_y	500	(MPa)
b_{pl}	30	(cm)

3.3 Variables Constructivas

Los análisis de las modelaciones en elementos finitos buscan comparar el impacto de la modificación de las variables constructivas referentes al desplazamiento lateral, asentamiento y desarrollo de carga axial en los anclajes pasivos. Los resultados también investigan la importancia de las etapas intermedias, por lo cual, dentro del análisis no solamente se toma en cuenta el resultado final del diseño del muro, sino que se incluyen los valores de cada nivel excavado.

Las variables por estudiar, que se presentan continuación, tienen relación directa en la planificación de las etapas constructivas.

- **Tamaño de bataches**, en el proceso de excavación, se definen dos tipos de bataches, que pueden tener distinto ancho. Se nombran según su orden de retiro, el primero se le denomina batache impar y el segundo batache par. El alto es único y queda definido por la altura del nivel de excavación, por lo general, es igual a S_v , excepto para el primer y último nivel ya que también dependen de S_i y S_f respectivamente.
- **Momento de ejecución del anclaje pasivo**, es posible ejecutar el refuerzo antes de retirar el batache, a través de él o, también posterior al retiro.
- **Orden de retiro de bataches**, en el caso de que los dos bataches definidos sean de diferente tamaño, se establece cual retirar primero, el más grande o el más pequeño.
- **Posición de bataches en filas pares**, cuando la excavación se ha planteado con dos o más niveles, es necesario definir el lugar donde los bataches en la segunda fila serán ubicados. En general, estos se encuentran desplazados con respecto a la primera fila. La variable se caracteriza por la longitud de la distancia de separación. Las líneas siguientes repiten la secuencia de las dos primeras, por ejemplo, los bataches en la tercera línea se ubican bajo la misma posición que la primera.
- **Cantidad de anclajes por bataches**, aunque el espaciamiento entre anclajes queda definido en el diseño, y el ancho de batache se considera una variable aparte, es posible tener dos combinaciones que compartan estas variables y posean una cantidad de anclajes distinta. La diferencia entre los casos mencionados radica en la distancia que existe entre los anclajes externos y los bordes del batache.

La Figura 3.9 muestra una vista frontal de un muro, en la cual se esquematizan las variables geométricas que son parte de la secuencia constructiva. Se denomina como Bx_1 y Bx_2 al ancho de los bataches impar y par. Los valores de D_{BD1} y D_{BD2} corresponden a la distancia entre el anclaje exterior y el borde en los bataches, y ES_{FI} es la distancia que se desplaza cada batache en la segunda fila.

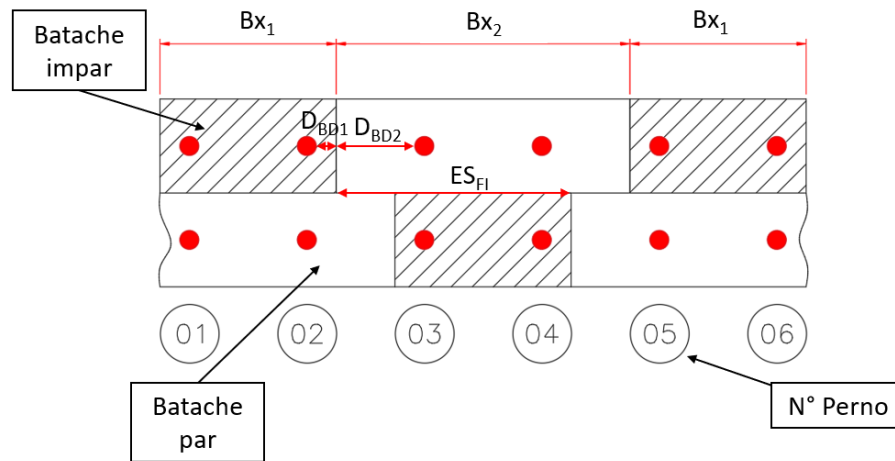


Figura 3.9: Sección Frontal muro Soil Nailing, variables constructivas propuestas referidas a la geometría.

3.3.1 Definición de Configuraciones Constructivas.

El tamaño de los bataches delimita al paño de muro que se ejecuta en cada etapa de la secuencia constructiva. Su dimensionamiento, por simplicidad, considera geometrías simétricas. La ubicación de los anclajes está centrada en ambos ejes. En la dirección vertical se encuentran en el centro del batache, a una distancia de $S_v/2$ de los bordes.

Debido a que pueden instalarse más de un anclaje por batache en la dirección horizontal, la distancia entre los bordes y los refuerzos externos es equidistante. El ancho de los bataches está definido en función de S_h y varía en múltiplos de 0.5, entre S_h y $2.5S_h$. Por otro lado, la cantidad de anclajes por batache se encuentra en un rango de 1 y 3.

La combinación de variables mencionadas define las configuraciones geométricas propuestas dentro de la secuencia constructiva. La Tabla 3.11 presenta las distancias y cantidad de anclajes que caracteriza a cada una de ellas.

Tabla 3.11: Distancias características de bataches para configuraciones propuestas.

Conf.	Bx_1 (m)		Cantidad Anclajes (-)	D_{BD1} (m)	Bx_2 (m)		Cantidad Anclajes (-)	D_{BD2} (m)	ES_{FI} (m)
1	$1 \cdot S_h$	2.50	1	1.25	$1.5 \cdot S_h$	3.75	2	0.625	2.50
2	$1.5 \cdot S_h$	3.75	1	1.875	$1.5 \cdot S_h$	3.75	2	0.625	2.50
3	$2 \cdot S_h$	5.00	2	1.25	$2 \cdot S_h$	5.00	2	1.25	2.50
4	$2 \cdot S_h$	5.00	2	1.25	$2 \cdot S_h$	5.00	2	1.25	5.00
5	$1.5 \cdot S_h$	3.75	2	0.625	$2.5 \cdot S_h$	6.25	2	1.875	5.00
6	$1.5 \cdot S_h$	3.75	2	0.625	$2.5 \cdot S_h$	6.25	2	1.875	2.50
7	$1.5 \cdot S_h$	3.75	1	1.875	$2.5 \cdot S_h$	6.25	3	0.625	5.00
8	$1.5 \cdot S_h$	3.75	1	1.875	$2.5 \cdot S_h$	6.25	3	0.625	2.50

La posición de los bataches en la segunda fila se evalúa a partir de la distancia con respecto a la primera y se definen dos posibles valores. El primero de ellos considera una distancia igual a S_h , que viene a ser menor que el ancho del batache más corto y para el otro se utiliza $2S_h$, que es una distancia igual o más grande que el ancho del batache más pequeño en cualquier configuración.

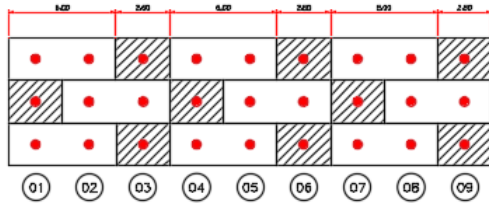
Al definir la posición de los bataches de la segunda fila de esta forma, se logra que, en el segundo caso, el batache menor esté completamente bajo el área del batache más grande. En cambio, con un desplazamiento menor al ancho del batache más pequeño, necesariamente parte de su área queda bajo una sección de ambos tipos de bataches. En la Figura 3.10 se presentan las configuraciones propuestas para una sección de muro con tres filas. Al comparar los esquemas de las configuraciones 3 y 4; o 5 y 6; es posible evidenciar el último punto mencionado.

El orden de retiro y el momento de instalación de los anclajes se establecen en la secuencia constructiva y son independientes de las variables que definen la geometría, por lo tanto, la combinación de estas variables produce 4 opciones en la metodología de construcción de cada una de las configuraciones geométricas, las que se mencionan en la Tabla 3.12.

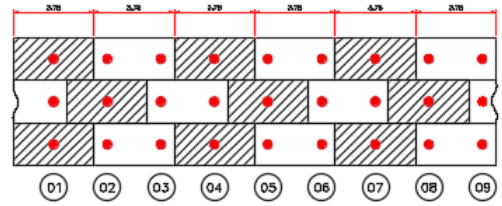
Tabla 3.12: Casos que definen secuencia constructiva

Caso	Orden de retiro	Momento de instalación de los anclajes
1	Batache más grande se retira primero	Antes del retiro del batache
2	Batache más pequeño se retira primero	Antes del retiro del batache
3	Batache más grande se retira primero	Después del retiro del batache
4	Batache más pequeño se retira primero	Después del retiro del batache

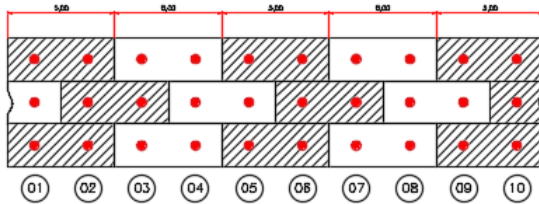
Las configuraciones 2; 3 y 4 presentan la salvedad que sus dos bataches tienen el mismo tamaño lo cual invalida la definición de orden de retiro bajo el concepto de dimensión. En la configuración 2, los bataches tienen diferente cantidad de anclajes, por lo cual se establece que el batache con un anclaje se define como de menor tamaño y el batache con dos elementos representa el mayor, de esta forma es posible incluir esta configuración dentro del criterio de orden. En las otras dos configuraciones no hay distinción entre los bataches por lo cual solo hay 2 posibilidades en la definición de secuencia constructiva.



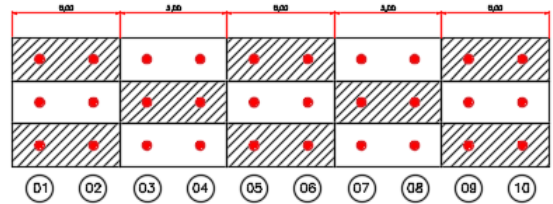
a)



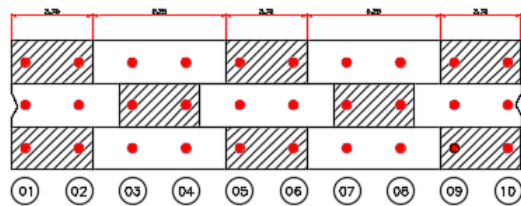
b)



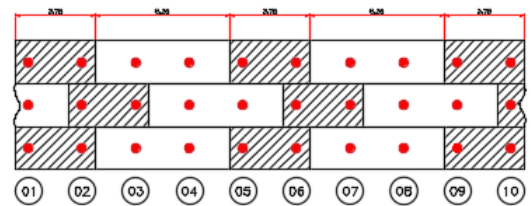
c)



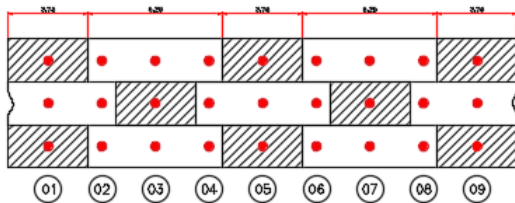
d)



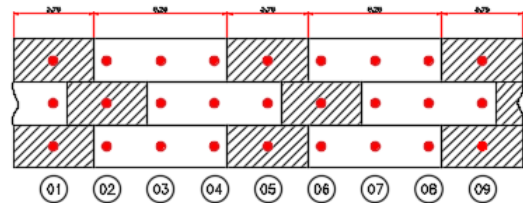
e)



f)



g)



h)

Figura 3.10: Esquema con configuraciones propuestas; a) Configuración 1, dos anclajes en batache mayor y un anclaje en batache menor; b) Configuración 2, bataches de mismo tamaño, distinta cantidad de anclajes; c) Configuración 3, bataches de igual tamaño y misma cantidad de anclajes; d) Configuración 4, bataches de igual tamaño y misma cantidad de anclajes; e) Configuración 5, bataches distinto tamaño y misma cantidad de anclajes; f) Configuración 6, bataches distinto tamaño y misma cantidad de anclajes; g) Configuración 7, tres anclajes en batache más grande y un anclaje en batache menor; h) Configuración 8, tres anclajes en batache más grande y un anclaje en batache menor.

4. MODELACIÓN NÚMÉRICA EN PLAXIS 3D

4.1 Definición de Modelos

En este apartado se especifican las variables y criterios involucrados para realizar la modelación numérica de elementos finitos. Las cargas y la geometría de los modelos siguen los valores definidos en el capítulo anterior, que fueron verificadas según las pautas de diseño ya mencionados. A modo ejemplo, la Figura 4.1 muestra el modelo de una excavación de 14 m, donde se aprecia la discretización de los elementos del suelo (volúmenes rojo y verde), revestimiento (superficie de color azul) y cargas distribuidas de color rojo sobre el muro.

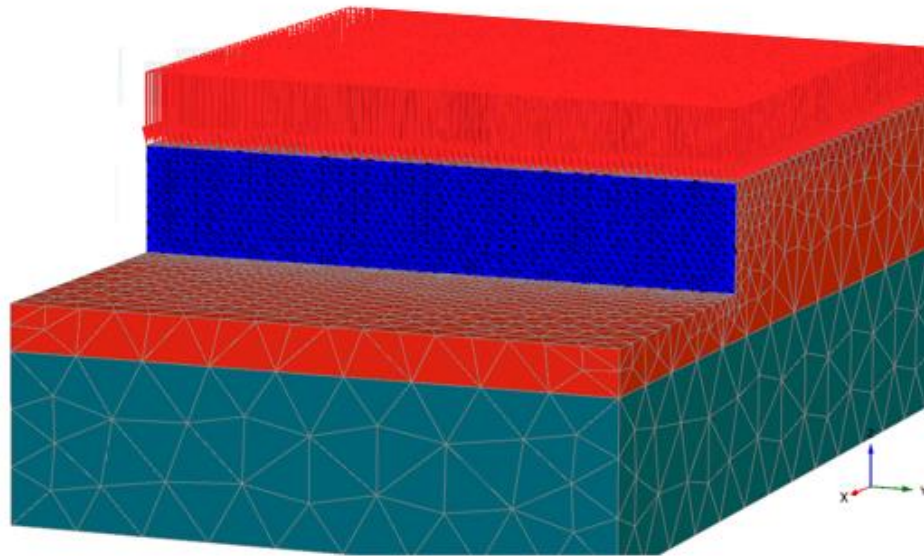


Figura 4.1: Excavación para 4 subterráneos en Arcilla del sector Oriente de Santiago; Modelo en Plaxis 3D.

4.1.1 Caracterización de suelos.

Los parámetros que caracterizan los suelos en estudio siguen una ley constitutiva *Hardening Soil with Small Strain Stiffness* y se presentan en la Tabla 4.1. El detalle de la metodología seguida para calibrar los modelos se encuentra en el Apartado 2.4.5. Por lo general, están respaldados por ensayos de laboratorio y de terreno, comparación con bibliografía previa de estudios del sitio y validados por mediciones de deformación lateral en elementos instrumentados.

Todos los modelos están compuestos por dos horizontes, solo se presenta el espesor del estrato superior, el otro queda limitado por la profundidad del modelo.

Tabla 4.1: Parámetros modelo Hardening Soil with Small Strains para estratos de suelos; Grava de Santiago, Salas (2018); Arcilla del sector Oriente de Santiago, Aravena (2020); Arena de Concón, Brinkgreve (2019) y Petersen (2019).

Parámetros	1° deposición Grava de Santiago	2° deposición Grava de Santiago	Arcilla del sector Oriente de Santiago	H1 Arena de Concón	H2 Arena de Concón
Propiedades Generales					
γ_{unsat} (kN/m ³)	23	23	18	16.5	17.5
γ_{sat} (kN/m ³)	23	23	18	16.5	17.5
e_{initial} (-)	0.15	0.15	0.9	0.68	0.68
e_{max} (-)	0.154	0.154	-	-	-
Rigidez					
E_{50}^{ref} (MPa)	275	80	21	20	37
$E_{\text{eod}}^{\text{ref}}$ (MPa)	190	130	21	16	29.6
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ (MPa)	900	350	150	60	90
m	0.51	0.55	1	0.65	0.50
Pequeñas deformaciones					
$\gamma_{0.7}$ (-)	0.0011	0.0008	0.001	0.0001	0.0002
G_0^{ref} (Mpa)	750	400	140	70	112.5
Resistencia					
c^{ref} (kN/m ²)	35	15	30	5	5
ϕ (°)	45	45	28	34	40
ψ (°)	15	10	0	0	0
Parámetros Avanzados					
ν_{ur} (-)	0.2	0.3	0.3	0.25	0.25
p^{ref} (kN/m ²)	100	100	100	100	100
K_0^{nc} (-)	0.43	0.65	0.55	0.44	0.36
R_f (-)	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
POP (-)	-	-	300	-	-
Espesor (m)	6	-	25	10	-

4.1.2 Caracterización de elementos.

El revestimiento de hormigón proyectado es modelado por un elemento *Plate*, que es una pantalla delgada bidimensional en contacto con el terreno que presenta resistencia flexural, correspondiente a un material elástico. Las propiedades utilizadas en la modelación se muestran en la Tabla 4.2.

Tabla 4.2: Propiedades caracterización Revestimiento de hormigón proyectado.

Parámetros	Shotcrete
Diámetro, d (m)	0.15
Peso específico, γ (kN/m ³)	25
Módulo de elasticidad, E1 (GPa)	30
Módulo de Poisson, ν_{12} (-)	0.15

Los anclajes pasivos, son modelados como un objeto estructural denominado *Embedded Beam*. Estos funcionan como vigas incrustada en el terreno que integran el efecto de la interacción en la interfaz por medio una fuerza de fricción (T_{skin}), parámetro dependiente de q_s . Los refuerzos responden a propiedades de material elástico, los cuales se presentan en la Tabla 4.3.

Los *Embedded Beams* son dibujados como una línea en Plaxis 3D, pero a partir de diámetro ingresado, el programa define una zona donde se excluye el comportamiento elastoplástico del suelo. Plaxis 3D permite escoger el tipo de conexión tienen los anclajes, se utiliza una unión rígida con el shotcrete. La placa de soporte no está incluida dentro de la modelación.

Tabla 4.3: Propiedades de caracterización anclajes pasivos para cada suelo.

Parámetros	Grava de Santiago	Arcilla del Sector Oriente de Santiago	Arena de Concón
E (GPa)	25	25	25
γ (kN/m ³)	21	21	21
D (m)	0.14	0.14	0.14
T_{skin} start (kN/m)	250	87	176
T_{skin} end (kN/m)	250	87	176

4.1.3 Condiciones de Borde y Mallado.

El mallado corresponde al proceso de discretización de la geometría de manera de realizar los cálculos de elementos finitos. Los elementos finitos básicos que utiliza Plaxis 3D son tetraedros compuestos de 10 nodos para el suelo (ver Figura 4.2), líneas de 3 nodos para las vigas, y superficies de 6 nodos para los elementos Plate.

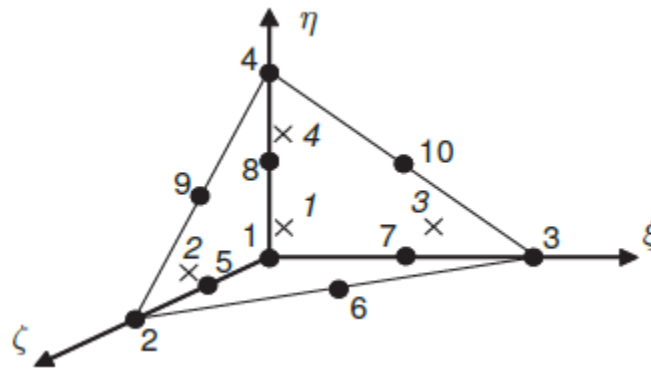


Figura 4.2: Elementos de suelo tridimensional discretizado en Plaxis 3D compuesto de 10 nodos, Brinkgreve (2019).

El refinamiento del mallado determina la exactitud de los resultados numéricos. Sin embargo, los mallados muy refinados no son recomendables por la cantidad de tiempo que consumen los cálculos. Babu & Singh (2010) compararon la influencia del mallado en un modelo de muro Soil Nailing bajo las opciones de mallado que presenta Plaxis y concuerdan con lo mencionado. La sugerencia que presentan consiste en un mallado medio para la densidad global y un refinamiento local para el suelo vecino del muro y los anclajes.

Las condiciones de borde utilizadas corresponden a las establecidas por defecto en el programa. Para cada plano normal ubicado en los bordes del modelo se ha fijado el movimiento en la dirección perpendicular, ya sea saliente o entrante de este plano. Por lo tanto, en estas zonas solo se permite el movimiento dentro del plano que conforma el borde.

A pesar de lo anterior, los modelos consideran una distancia prudente para desarrollar correctamente las zonas de influencia de deformación y no ser afectadas por las condiciones de borde. Conforme a ello, se ha seguido la recomendación expresadas por Briaud & Lim (1997), que definen las longitudes mínimas que debe tener un modelo en función de la profundidad de la excavación (ver Figura 4.3).

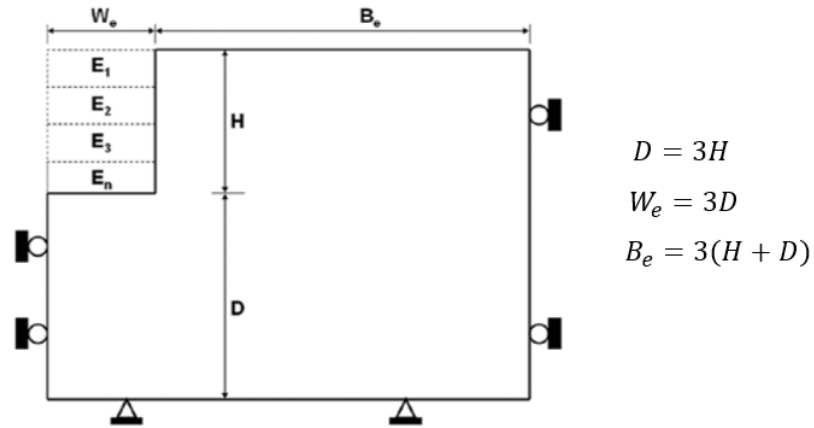


Figura 4.3: Dimensiones de modelos y condiciones de borde, Modificado de Briaud & Lim (1997).

Aunque, las recomendaciones presentadas están destinadas a modelos en dos dimensiones, se utiliza el criterio de dibujar un muro al menos tres veces más ancho que la zona estudiada. Los resultados analizados se encuentran dentro de los 20 m centrales de cada modelo.

La Tabla 4.4 presenta las dimensiones de los modelos para 4 subterráneos. Por simplicidad, el resto de los modelos utilizan las mismas medidas. En la Figura 4.4 se presenta la vista 3D de un modelo de 4 subterráneos con sus respectivas dimensiones.

Tabla 4.4: Coordenadas para modelos 4 subterráneos, H = 14 m.

Coord.	min.	máx.
x (m)	-126	42
y (m)	-40	40
z (m)	-42	0

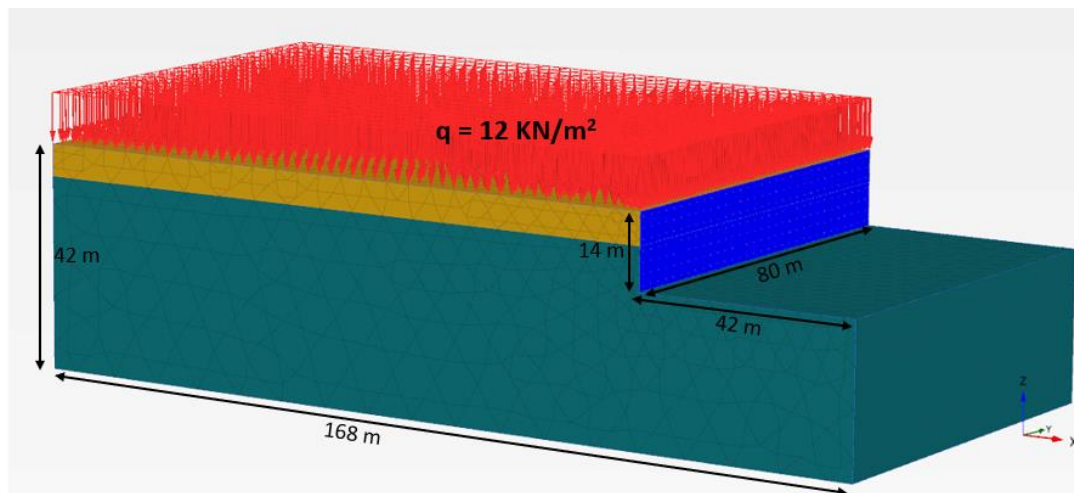


Figura 4.4: Dimensiones modelos en Grava.

4.1.4 Definición de Secuencia constructiva

En primera instancia, Plaxis 3D define una etapa inicial denominada procedimiento K0, la cual consiste en definir el esfuerzo inicial efectivo vertical y horizontal (σ'_v y σ'_h) a partir de la gravedad, el coeficiente de presión lateral y parámetros de pre-consolidación. Este procedimiento solo es recomendable para superficie planas. El resto de los cálculos se realizan con el procedimiento *Plastic Calculation* que es un análisis basado en la deformación elastoplástica de los materiales.

Debido a que la secuencia constructiva forma parte fundamental del comportamiento de los muros Soil Nailing. La Tabla 4.5 contiene el orden de las etapas para el primer nivel de excavación. Cada nivel sigue esta misma secuencia con excepción de la fase inicial y la fase 1 donde se incorporan la sobrecarga en el modelo. Como, dichas etapas no pertenecen al desarrollo de la excavación, sino que intentan simular sus condiciones previas, las deformaciones generadas hasta ese momento son reiniciadas.

Tabla 4.5: Secuencia constructiva para primer nivel de excavación.

Fase Constructiva	Descripción
Fase Inicial	Condición de terreno natural, esfuerzos Geoestáticos del suelo
Fase 1	Incorporación cargas sobre el muro, reinicio de deformaciones.
Fase 2	Excavación de primer nivel de anclaje, hasta 2.0 m bajo el nivel del terreno natural.
Fase 3	Activación de primer nivel de anclajes bajo bataches impares
Fase 4	Excavación paneles impares.
Fase 5	Ejecución de shotcrete en paneles impares.
Fase 6	Activación de anclajes bajo bataches pares
Fase 7	Excavación paneles pares.
Fase 8	Ejecución de shotcrete en paneles pares.

Por otro lado, la Figura 4.5 y Figura 4.6 muestran la secuencia constructiva mencionada en Plaxis 3D. Esta solo se presenta de modo ejemplo, puesto que el momento de ejecución de los anclajes puede variar dependiendo el caso de estudio según lo definido en el Apartado 3.3.1.

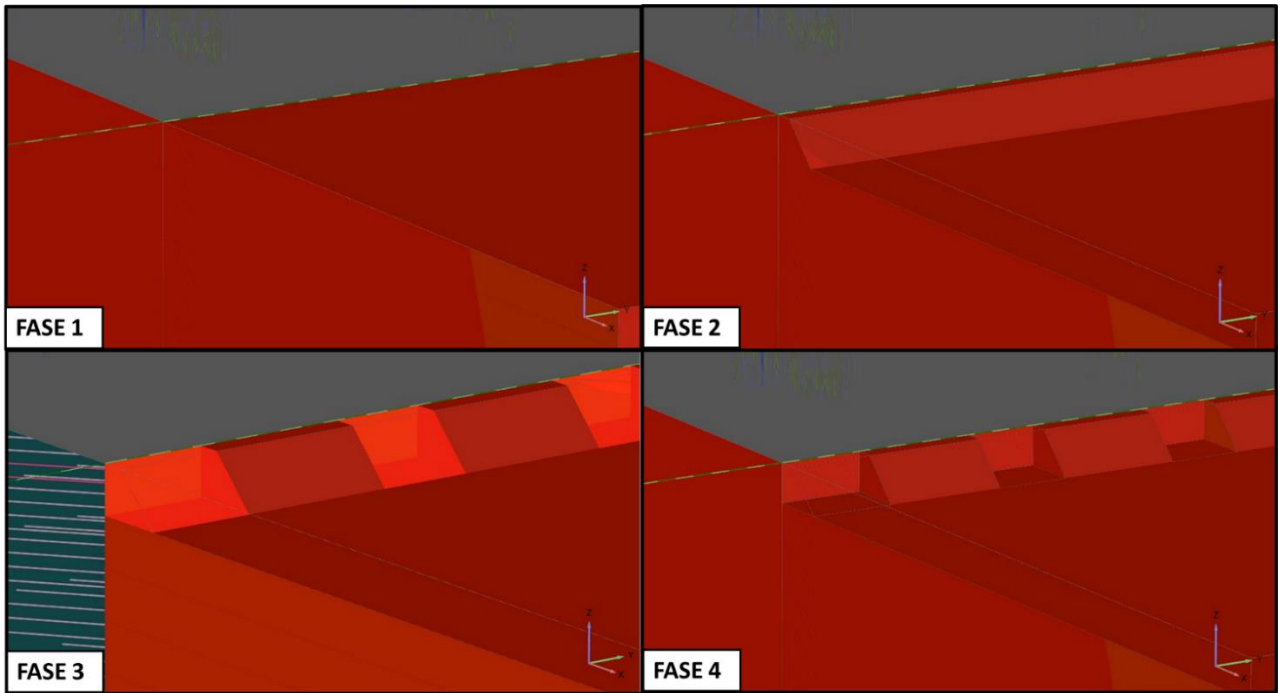


Figura 4.5: Esquema de etapas constructivas para primer nivel de excavación, Fases 1- 4 modelo en Arcilla.

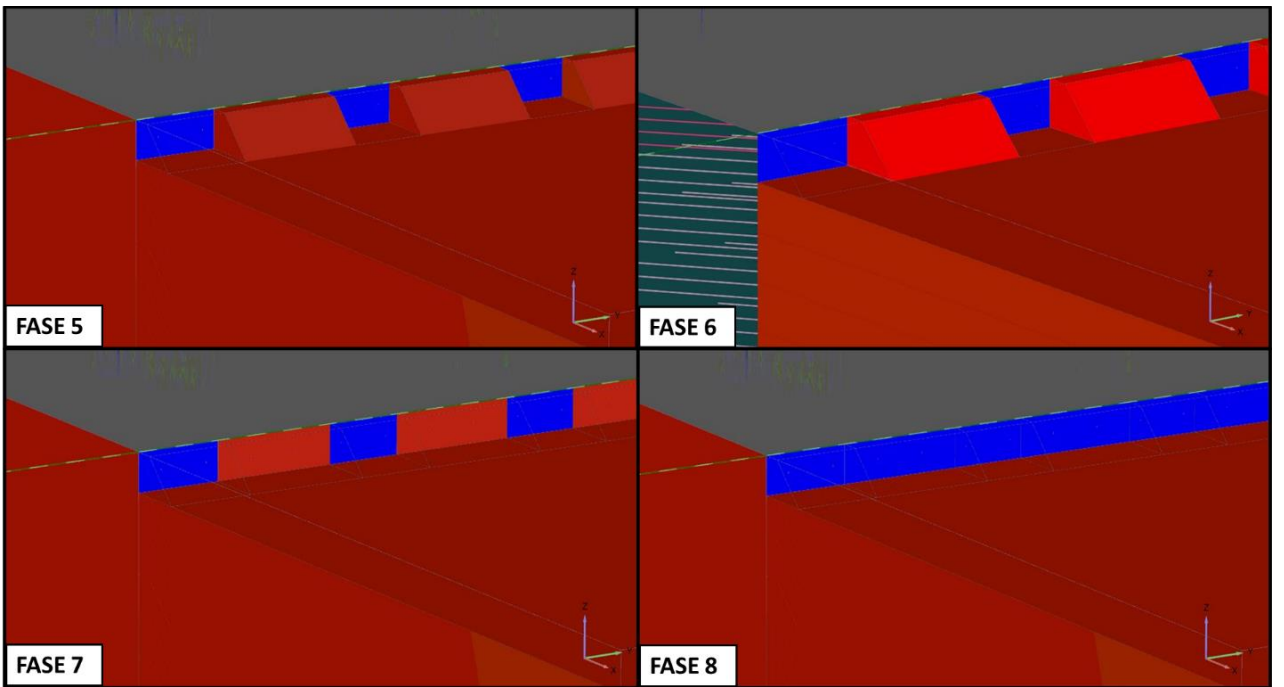


Figura 4.6: Esquema de etapas constructivas para primer nivel de excavación, Fases 5- 8 modelo en Arcilla.

Dada la condición de material poco cohesivo presente en la arena, en algunas ocasiones este tipo de suelo requiere de un tratamiento adicional en la zona de apertura de los bataches y se agrega una etapa de mejoramiento de suelo que consiste en inyecciones de silicatos, las que forman columnas secantes. Si bien es posible realizar la técnica Soil Nailing sin necesidad de recurrir a inyecciones químicas, este trabajo las contempla como una solución.

Por simplicidad, la masa de suelos con propiedades mejoradas se ha modelado como un volumen rectangular, como se aprecia en la Figura 4.7. La inclinación de las columnas respecto a la dirección vertical corresponde a 10° y se relaciona con la geometría disponible en el terreno para que la maquinaria perfora. Debido a que existen proyectos que reportan desmoronamientos del panel perfilado en niveles a profundidades intermedias de la excavación¹, este procedimiento se repite previo al iniciar cada nivel de excavación.

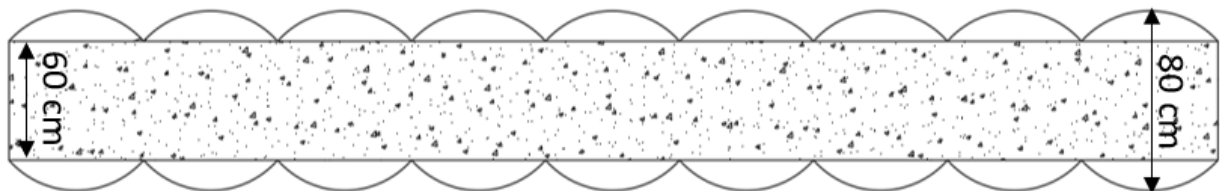


Figura 4.7: Vista en planta columnas secantes de inyecciones de silicatos, simplificación en la modelación. Elaboración propia.

El volumen de silicato es definido como un nuevo material que usa los parámetros de la arena y aumenta la cohesión a $50 \text{ kPa}/\text{m}^2$. Las Figura 4.8 y Figura 4.9 presentan la secuencia constructiva para el segundo nivel de excavación en la arena, en este caso, la diferencia con los modelos en otros suelos radica en la adición de la fase 9, correspondiente a las inyecciones de silicato. Además, los paneles toman una forma trapezoidal debido a la inclinación que se realizan los cortes entre bataches, procedimiento necesario para evitar desmoronamientos.

¹ El muro Soil Nailing ejecutado en los estacionamientos del Jumbo Concón, ubicado en la Arena de Concón, sufrió desmoronamientos en etapas intermedias de excavación y fue solucionado por Pilotes Terratest aplicando inyecciones de silicatos previo a la apertura de los bataches que faltaban por descubrir.

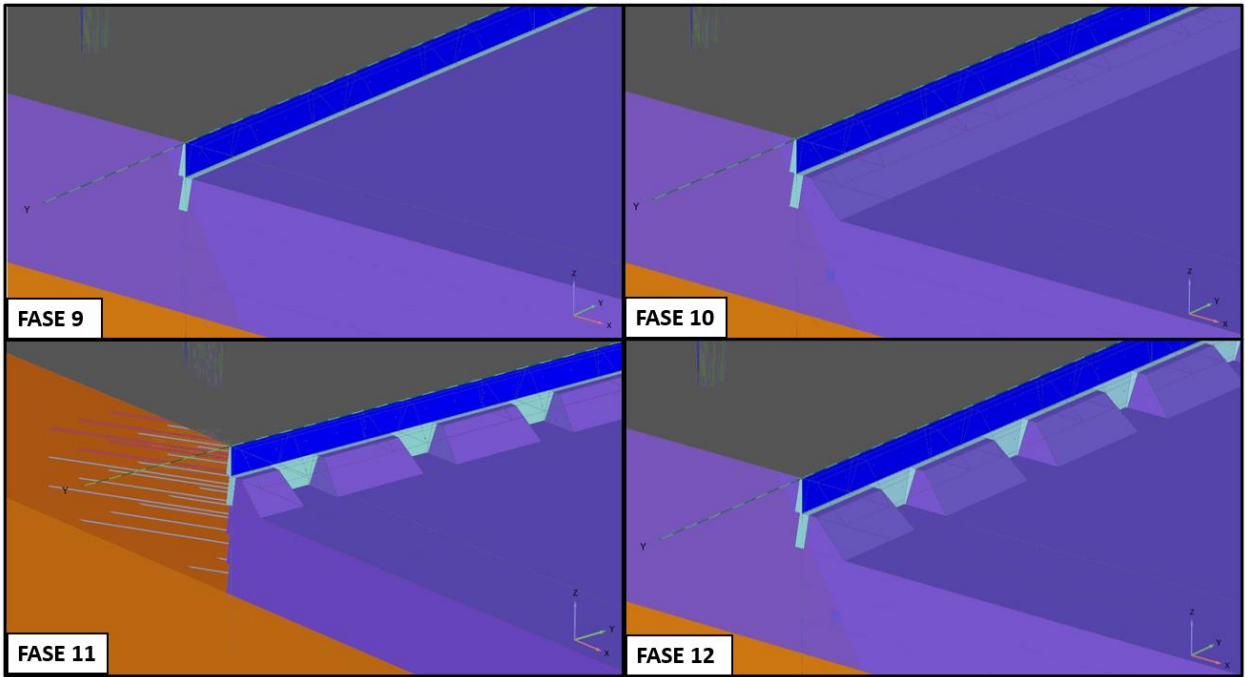


Figura 4.8: Esquema de etapas constructivas para segundo nivel de excavación, Fases 9- 12 modelo en Arena.

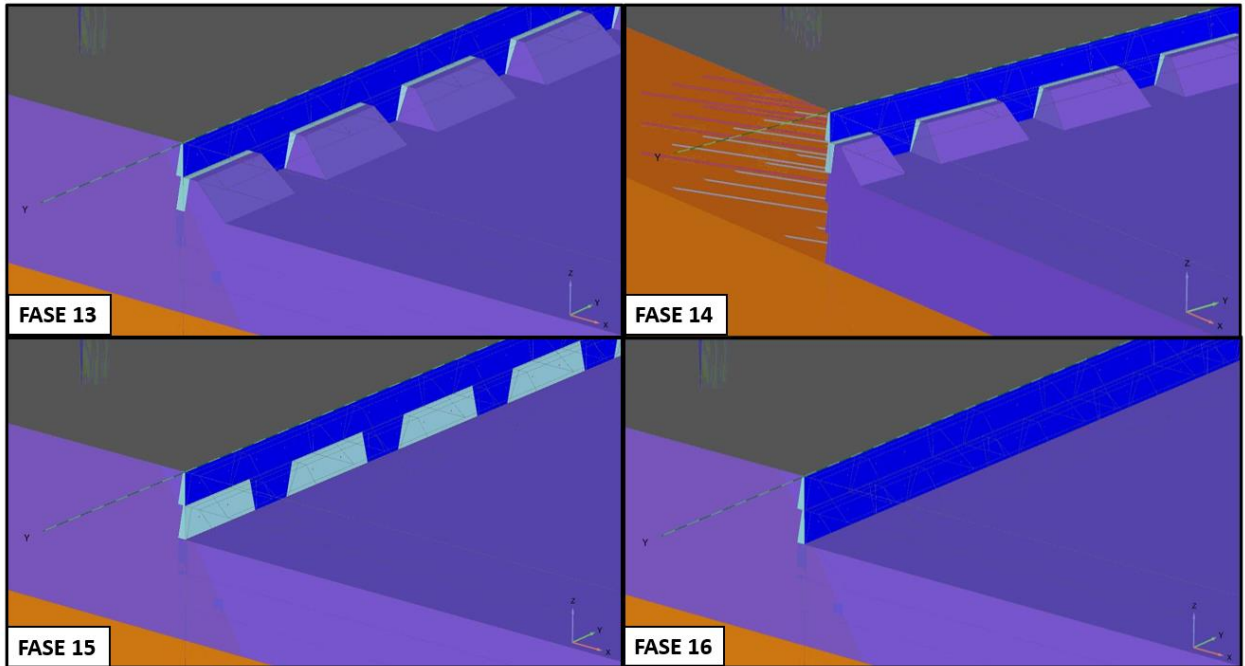


Figura 4.9: Esquema de etapas constructivas para primer nivel de excavación, Fases 13- 16 modelo en Arena.

4.2 Análisis Dinámico.

4.2.1 Selección de registros sísmicos

Chile se caracteriza por ser un país con alta actividad sísmica, lo que se debe principalmente al proceso de subducción de la placa de Nazca bajo la placa Sudamericana. Estas se encuentran en constante movimiento, y llegan a alcanzar hasta 7 cm de desplazamiento cada año.

Los sismos se producen por la liberación de la energía acumulada y se clasifican según el tipo de movimiento y su lugar de origen (ver Figura 4.10). Dentro del contexto nacional se destacan los sismos Interplaca tipo “*Thrust*” debido a su recurrencia y gran magnitud y, también los sismos Intraplaca, que históricamente han causado gran daño a pesar de su magnitud media.

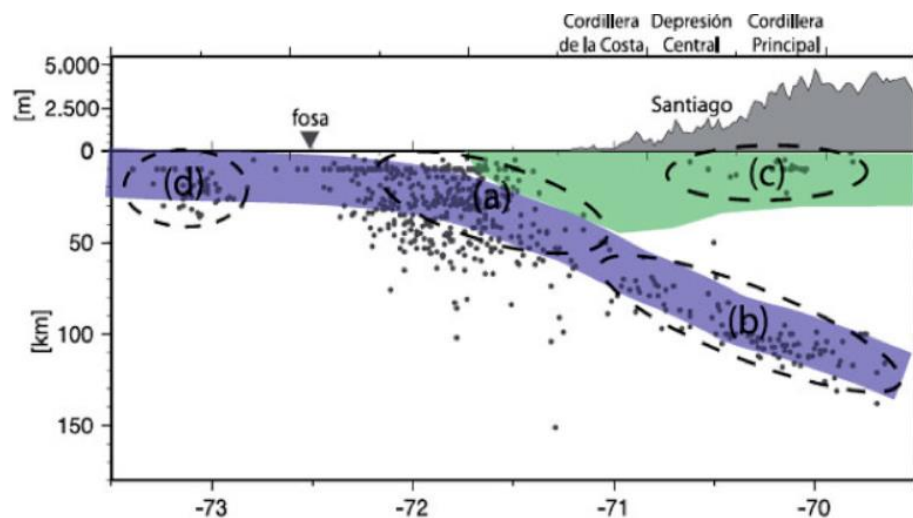


Figura 4.10: Fuentes sismogénicas en la zona de Subducción de la placa de Nazca y sudamericana, y tipos de Terremotos: a) Interplaca tipo *Thrust*; b) Intraplaca de profundidad intermedia; c) Intraplaca Cortical; d) *Outer Rise*. Tomada de Leyton et al. (2010).

Las ondas sísmicas son las encargadas de transmitir la energía generada por la ruptura de una falla. Se pueden separar en dos categorías; las ondas de cuerpo, que se propagan por el interior de la Tierra y las ondas de superficie. Las primeras, que se presentan en la Figura 4.11, se dividen en dos tipos según la forma de propagación. Las ondas Primarias, también denominadas Ondas P, son de carácter compresivo, esto quiere decir que la onda contrae y dilata el suelo en la dirección de la propagación. Por otro lado, se encuentran las Ondas Secundarias, también llamadas Ondas S o de Corte, las que se desplazan en la dirección transversal a la propagación. Dependen de la elasticidad y densidad del material, su velocidad se expresa como:

$$V_s = \sqrt{G/\rho} \quad (39)$$

Las ondas P se mueven más rápido y son las primeras en alcanzar la superficie, pero las Ondas S son más destructivas ya que transportan gran parte del movimiento oscilatorio.

Cuando las ondas de cuerpo llegan a la superficie libre e interactúan con ella, se generan las ondas de superficie. Estas últimas se atenúan con mayor facilidad y por esta razón, en la propagación del movimiento a grandes distancias no prevalecen. La onda de superficie predominante corresponde a las Ondas de Rayleigh, que son generadas por la interacción de la Onda P y Onda SV (onda de corte sobre la dirección vertical). En cambio, la onda Love es producto de la componente horizontal de la Onda S.

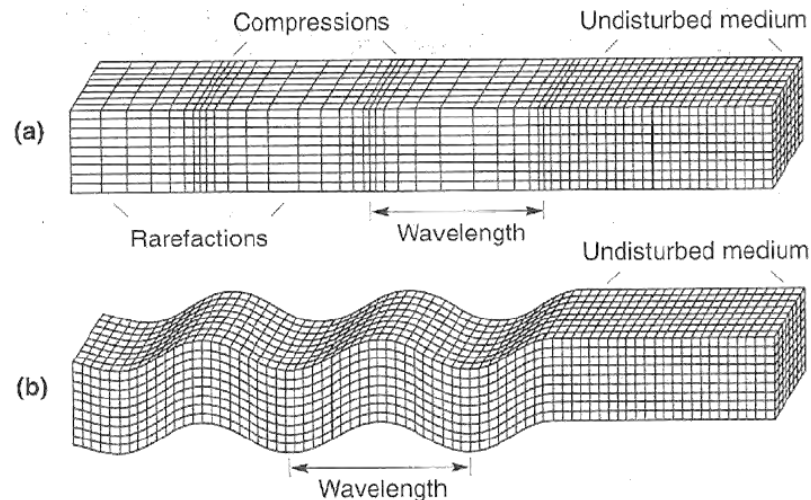


Figura 4.11: Ondas sísmicas de cuerpo; a) Ondas P; b) Ondas S. Tomada de Lazarte et al. (2015).

En este trabajo, se utilizan los registros sísmicos de uno de los más importantes terremotos que ha afectado la zona central del país en el último tiempo. El terremoto del Maule 2010 ocurrido el 27 de febrero del 2010. Registró una magnitud de momento de 8.8 Mw y tuvo su epicentro en el mar, a una profundidad de 30 km bajo la corteza terrestre, a 17 km de la localidad de Cobquecura. El mecanismo focal se caracterizó por una falla inversa y el área de ruptura alcanzó 450 km de longitud, en la dirección Norte-Sur y 150 km de ancho, según señala Barrientos (2010).

Los registros de aceleración tiempo-historia escogidos corresponden a estaciones ubicadas en afloramientos rocosos y en zonas cercanas a los suelos en estudio, de esta forma se considera los efectos de atenuación de ondas por la distancia que existe entre el epicentro del sismo y la estación de medición.

El uso de este tipo de estaciones evita aplicar procesos de desconvolución, puesto que, por el contrario, se necesita conocer la forma exacta de la estratigrafía del lugar. Además, los registros fueron corregidos previamente por un tratamiento de línea base y se les aplicó un filtrado de frecuencias altas y bajas con un filtro pasabanda de 0.15 -0.25 a 23-25 Hz según señala Boroschek et al. (2010).

Para este sismo se utiliza las mediciones de la estación Las Tórtolas y Rapel, los registros son presentados en la Figura 4.12 y Figura 4.14 respectivamente. Las señales están caracterizadas por la aceleración máxima; parámetro que también denominado PGA, por las siglas en ingles del término *Peak Ground Acceleration*, y la Intensidad de Arias, medida que evalúa la energía contenida en un sismo, definida para el caso sin amortiguamiento como:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_{t_0}^{t_{max}} a(t)^2 \cdot dt \quad (40)$$

De manera que las simulaciones reduzcan el tiempo de consumo sin producir sesgos, se utiliza la porción de cada registro entre el 1 y 99% de la Intensidad de Arias, el tiempo comprendido en este periodo se expresa como duración significativa. En las Figura 4.13 y Figura 4.15 se expresa el desarrollo este parámetro en cada uno de los registros señalados anteriormente. La Tabla 4.6 presenta los parámetros más relevantes de cada uno de estos registros.

Tabla 4.6: Resumen de sismos utilizados en modelación dinámica en Plaxis 3D.

Sismo	Estación	Ubicación Geográfica	Componente	PGA (g)	IA (m/s)	Duración registro (s)	Duración significativa (s)
Maule 2010 (Mw 8.8)	Las Tórtolas	33.10° S 70.75° W	EW	0.171	1.6	300	76.7
			NS	0.175	1.5	300	75.5
Maule 2010 (Mw 8.8)	Rapel	34.02° S 71.67° W	EW	0.195	1.0	87.96	56.4
			NS	0.198	1.9	87.96	49.3

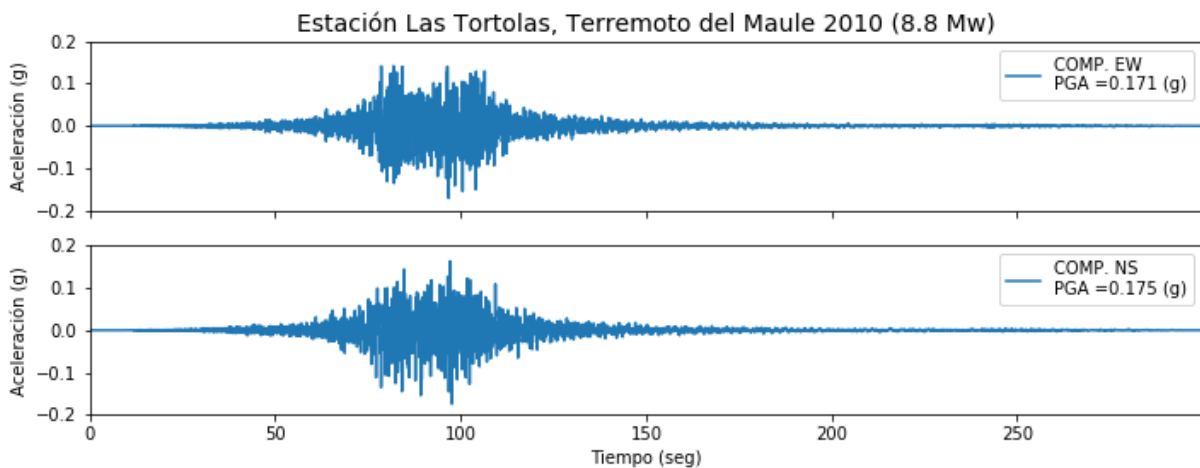


Figura 4.12: Registro de aceleración Terremoto del Maule 2010, estación Las Tórtolas.

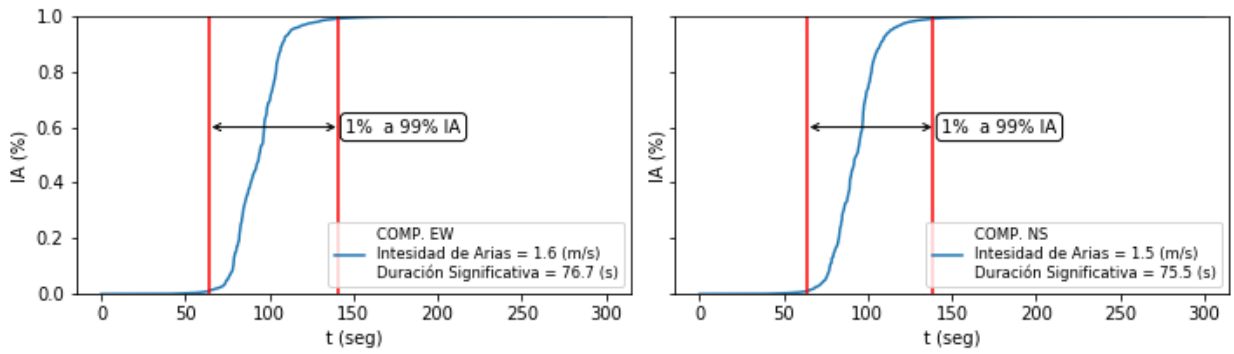


Figura 4.13: Determinación Intensidad de Arias y selección de duración del sismo, registro estación Las Tórtolas.

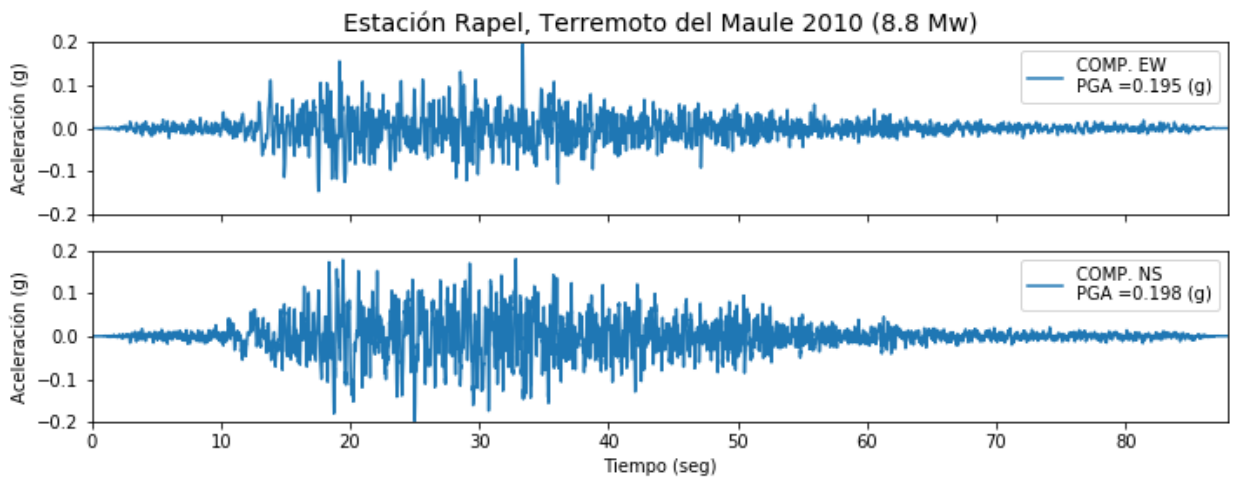


Figura 4.14: Registro de aceleración Terremoto del Maule 2010, estación Rapel.

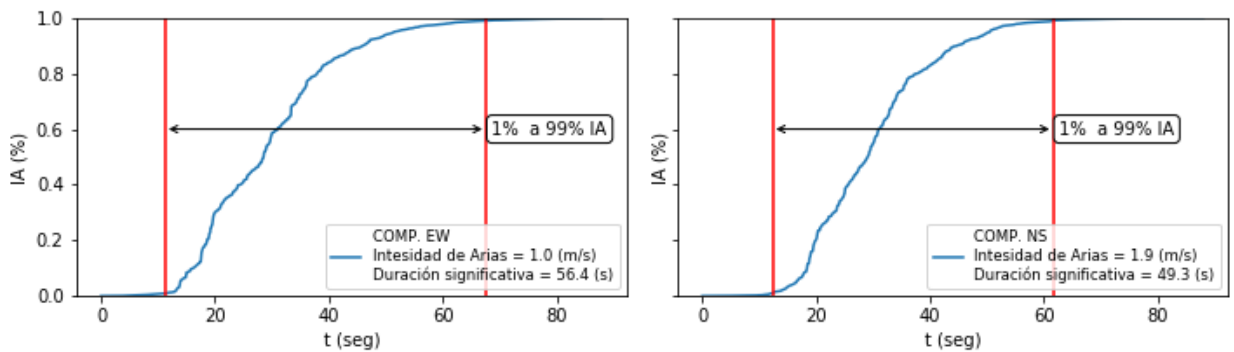


Figura 4.15: Determinación Intensidad de Arias y selección de duración del sismo, registro estación Rapel.

4.2.2 Modelación bajo condiciones dinámicas.

Plaxis 3D cuenta con un módulo dedicado a realizar simulaciones bajo cargas dinámicas, harmónicas o dependientes de registros de aceleración en el tiempo. Para ello, posterior a las etapas constructivas se adicionan los cálculos dinámicos, en donde se agrega un *Displacement multiplier* que funciona como una superficie en la base del modelo y se desplaza en el tiempo acorde a la carga seleccionada.

Para este tipo de cálculos se utiliza solo una de las configuraciones de la secuencia constructiva, para cada altura de muro. Debido a largo periodo de tiempo que conlleva la tarea, solo se realizó en los suelos ubicados en Santiago, con lo cual resulta un total de 8 modelaciones dinámicas. Los modelos numéricos consideran dos muros que se encuentran confrontados, es decir en sentidos opuestos y en la misma dirección de aplicación del sismo (eje X).

Para obtener una respuesta adecuada del suelo en términos de amplificación de ondas y en contenido de frecuencias, los modelos dinámicos necesitan cumplir con criterios adicionales en su definición.

La altura del modelo queda definida por la profundidad del basamento rocoso, debido a que en este lugar es posible homologar el sismo medido del afloramiento de la roca. Para los modelos en Grava se utiliza el valor utilizado por Salas (2018), quien utiliza como criterio imponer el lecho rocoso al nivel de 80 m de profundidad donde la velocidad de onda de corte supera 900 m/s.

Por otro lado, bajo la misma metodología, la profundidad para los modelos en Arcilla considera los criterios de Aravena (2020), él establece una profundidad de 70 m, donde el suelo es considerado como “duro” y la velocidad de onda corte es mayor a 700 m/s.

Existen diversas discusiones sobre la relación ancho/altura adecuada que deben seguir los modelos en condiciones dinámicas. El incorrecto dimensionamiento produce problemas de reflexión de ondas en los bordes y filtrado de frecuencias que afectan la respuesta en superficie. En esta ocasión se establece una distancia al menos 2 veces mayor a la profundidad del modelo, valor medido desde el muro hasta su borde. Además, se considera que la separación entre muros corresponde a 80 m, por lo tanto, se utiliza un largo en el eje X de 360 m en Arcilla y 480 m para la Grava.

Los muros se ubican equidistanciados del eje Y, además su ancho abarca 40 m, la mitad del valor de los modelos estáticos, debido a que estos solo mostraron el efecto del borde en los bataches más externos, lo cual indica una sobredimensión en este eje. Finalmente, las dimensiones de los modelos dinámicos se presentan en la Tabla 4.7.

Tabla 4.7: Dimensiones de modelos dinámicos.

Eje de Coordenadas	Grava de Santiago		Arcilla del Sector Oriente de Santiago	
	min.	máx.	min.	máx.
x (m)	-240	-240	-180	180
y (m)	-20	20	-20	20
z (m)	-80	0	-70	0

La generación del mallado corresponde a un procedimiento automático que realiza el Software, pero en esta ocasión debe ser controlado para asegurar que la propagación de ondas en el suelo sea correcta. Kuhlmeier & Lysmer (1973) sugieren acotar la longitud promedio de cada elemento, esta debe ser igual o menor a un octavo de la longitud de onda. El valor queda representado por la velocidad de onda de corte mínima y la frecuencia máxima presente en la onda incidente, según la siguiente relación:

$$\text{Average Element Size} \leq \frac{\lambda}{8} = \frac{v_s \min}{8 f_{\max}} \quad (41)$$

Dadas las dimensiones del modelo, este mallado resulta grueso para los detalles en el muro, por lo cual en las cercanías de los elementos estructurales se agrega un refinamiento local. El detalle de las dimensiones de los modelos y su respectivo mallado se muestra en la Figura 4.16 y Figura 4.17.

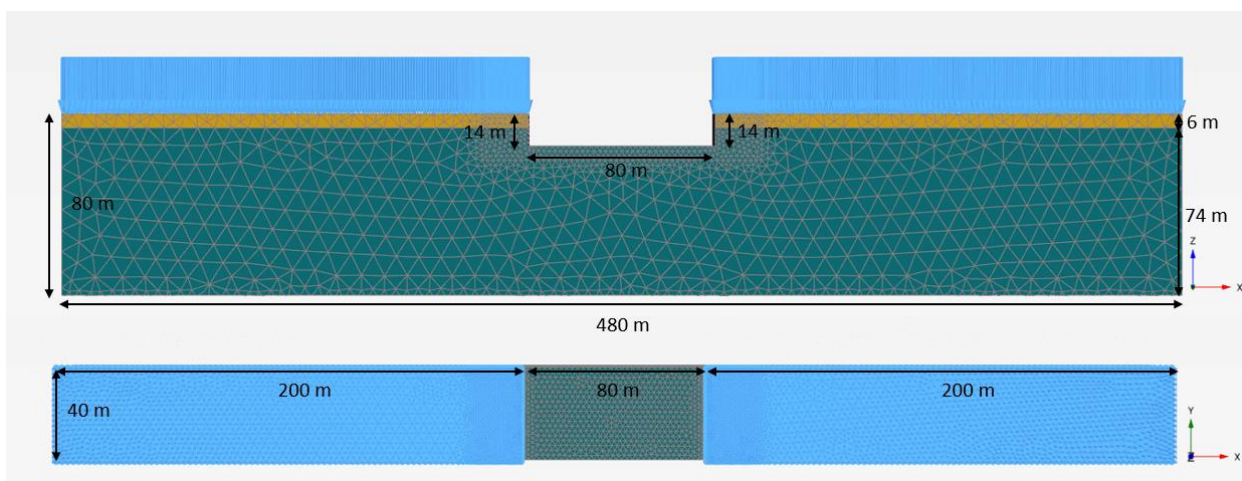


Figura 4.16: Dimensiones modelo dinámico 4 subterráneos en Grava.

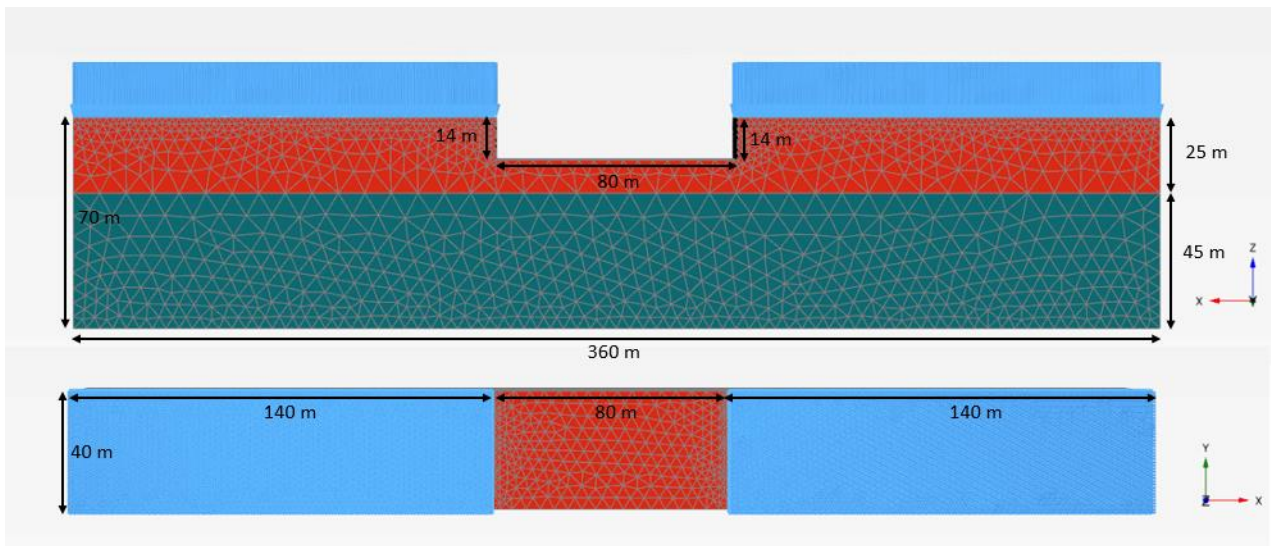


Figura 4.17: Dimensiones modelo dinámico 4 subterráneos en Arcilla.

Las condiciones de bordes en modelos dinámicos consideran los efectos de absorción de energía por parte de las ondas incidentes y amortiguamiento de forma adicional a los apoyos utilizados en los casos estáticos. La Tabla 4.8 presenta los tipos de bordes utilizados en cada dirección.

Tabla 4.8: Condiciones de borde dinámicas aplicadas en el modelo.

Borde	Condición de borde	Descripción
X_{min}	Free Field (Grava)	Amortiguador viscoso combinado con el registro de carga de la onda incidente.
X_{max}		
X_{min}	Viscous (Arcilla)	Amortiguador viscoso, absorbe la energía de la onda incidente
X_{max}		
Y_{min}	Viscous	Amortiguador viscoso, absorbe la energía de la onda incidente
Y_{max}		
Z_{min}	Complaint Base	Combinación entre borde viscoso y la superficie de desplazamiento predefinida
Z_{max}	None	No hay condiciones dinámicas especiales, se conservan las condiciones de apoyo estáticas.

El comportamiento histéretico del modelo constitutivo del suelo logra capturar el amortiguamiento para deformaciones entre 10^{-4} y 10^{-2} %. Aunque, a niveles menores de deformaciones exista un comportamiento irreversible, conviene agregar los coeficientes de amortiguamiento de Rayleigh a los materiales utilizados. Su formulación depende de la masa M del material y la rigidez K , y queda definida por los coeficientes α y β según la siguiente expresión matricial:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (42)$$

Estos coeficientes pueden ser calibrados por medio del amortiguamiento objetivo (ξ) y las frecuencias características. El procedimiento propuesto por Hudson, Idriss & Beirkae (1994) sugiere seleccionar un amortiguamiento objetivo entre 0.5 a 2%, la primera frecuencia como la frecuencia natural de todo el estrato de suelo, su valor teórico puede ser obtenido por la siguiente relación:

$$f = \frac{V_s}{4H} \quad (43)$$

Donde V_s corresponde al valor promedio de la velocidad de onda de corte y H a la altura del estrato, equivalente a la profundidad del modelo.

La segunda frecuencia depende del impar más cercano a la proporción entre la frecuencia predominante del registro y la frecuencia fundamental del suelo. La frecuencia predominante es obtenida a partir de la transformada de Fourier del registro.

4.2.3 Puntos de Control

Posterior al mallado, se definen puntos de control, los cuales se encargan de medir los desplazamientos y aceleraciones a lo largo de la duración del registro. Estos están ubicados en posiciones claves para determinar los efectos producto del sismo; en ambos muros y detrás de ellos. La Tabla 4.9 y Tabla 4.10 presenta las coordenadas de estos puntos, los que llevan un superíndice según en qué lado del eje se encuentren.

Tabla 4.9: Coordenadas Puntos de Control detrás del muro

P.C.	x (m)	y (m)	z (m)	P.C.	x (m)	y (m)	z (m)
A ⁻	-40	0	0	A ⁺	40	0	0
B ⁻	-47.5	0	0	B ⁺	47.5	0	0
C ⁻	-54	0	0	C ⁺	54	0	0
D ⁻	-68	0	0	D ⁺	68	0	0
E ⁻	-82	0	0	E ⁺	82	0	0

Tabla 4.10: Coordenadas Puntos de Control sobre el muro

P.C.	x (m)	y (m)	z (m)	P.C.	x (m)	y (m)	z (m)
N1 ⁻	-40	0	-1	N1 ⁺	40	0	-1
N2 ⁻	-40	0	-3	N2 ⁺	40	0	-3
N3 ⁻	-40	0	-5	N3 ⁺	40	0	-5
N4 ⁻	-40	0	-7	N4 ⁺	40	0	-7
N5 ⁻	-40	0	-9	N5 ⁺	40	0	-9
N6 ⁻	-40	0	-11	N6 ⁺	40	0	-11
N7 ⁻	-40	0	-13	N7 ⁺	40	0	-13

La Figura 4.18 indica gráficamente la posición de los puntos de control detrás de cada muro, el más alejado se encuentra a una distancia igual a 3 veces la altura del muro para modelos de 4 subterráneos. Por otro lado, la Figura 4.19 muestra la posición de los puntos sobre el muro, estos se ubican en la misma cota en que los anclajes han sido instalados.



Figura 4.18: Puntos de Control detrás de cada muro.



Figura 4.19: Puntos de Control sobre cada muro.

5. ANÁLISIS DE LA SECUENCIA CONSTRUCTIVA.

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos de la modelación numérica de los casos estáticos, realizada en el Software de Elementos Finitos Plaxis 3D.

El estudio de la interacción de las variables constructivas, propuestas en el apartado 3.3, se ha realizado solamente para los diseños de 4 subterráneos, equivalente a un muro de 14 m de alto, por medio de 28 modelos construidos, a partir de las parámetros establecidos en las Tabla 3.11 y 3.12. Estos muros Soil Nailing, al presentar mayor altura que el resto, constan de mayor cantidad de etapas constructivas, por lo tanto, resulta más claro evidenciar los distintos patrones de comportamiento.

Las configuraciones geométricas que desempeñan un mayor control de deformación y esfuerzos han sido modeladas para los diseños de 1; 2 y 3 subterráneos, se espera establecer criterios de comportamiento a partir de la altura del muro, largo de anclajes y cantidad de etapas constructivas.

Solo se incluyen las configuraciones necesarias para exponer las diferencias entre las secuencias constructivas propuestas, el análisis completo se presenta en el Anexo B, en donde se muestra el comportamiento de todas las configuraciones ante las diversas variables propuestas.

5.1 Modelos para 4 subterráneos.

A diferencia de la gran mayoría de los métodos de diseño que representan la estructura de contención a partir de un corte transversal, sin conocer el comportamiento en la dirección longitudinal del muro. En Plaxis 3D, se facilita esta tarea y permite presentar los resultados a lo largo de la pantalla. En este caso, se estudian los 20 metros centrales de cada modelo. La Figura 5.1 muestra la posición de los anclajes a lo largo de la zona de estudio, dependiendo de la configuración, puede abarcar entre 4 a 6 bataches.

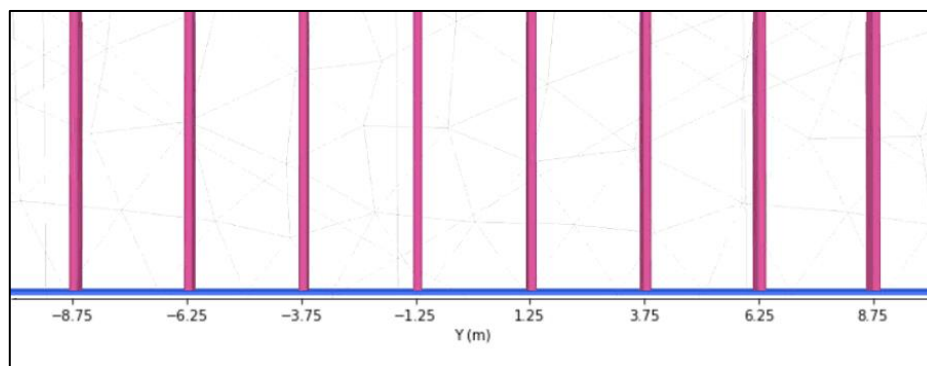


Figura 5.1: Vista en planta, posición de anclajes en dirección longitudinal del muro.

Además, cada modelo recibe un nombre que sigue la siguiente nomenclatura, CONFX_Y, donde X corresponde a las configuraciones definidas en la Tabla 3.11 e Y a los casos constructivos especificados en la Tabla 3.12.

5.1.1 Desplazamientos en el coronamiento

Las estructuras de contención tipo Soil Nailing concentran los mayores efectos de la movilización del terreno en el coronamiento, por lo cual resulta vital estudiar los desplazamientos a detalle en esta zona.

Los resultados indican que, a partir de los modelos construidos según las distintas variables propuestas, al escoger la combinación más conveniente, en contraste a la menos favorable, los desplazamientos pueden variar hasta en un 20%.

Sobre el área del muro en estudio se presentan los desplazamientos, para la componente u_x (deflexión horizontal) y componente u_z (asentamientos). Los diferentes gráficos se han ordenado según los efectos que representan las variables constructivas.

Todas las curvas muestran patrones característicos en el desarrollo de los desplazamientos, se observa un efecto arco que concuerda con la posición de los bataches retirados de la primera línea. Esto quiere decir que se exhiben mínimos de desplazamiento en la intersección entre bataches y máximos en el espaciamiento medio de cada batache, esta última ubicación no necesariamente coincide con el lugar donde se han ejecutados los anclajes.

- **Efecto orden de retiro de bataches y momento de instalación de anclajes.**

En las Figuras 5.2; 5.3 y 5.4 existe una clara tendencia referente al momento de ejecución de los anclajes. Los modelos donde se instala el anclaje de forma posterior al retiro del batache se desplazan más que el resto. Además, aquellos donde se retira inicialmente el batache más grande también desarrolla mayores desplazamientos, aunque de forma menos significativa. Lo cual indica que el orden constructivo denominado como caso 2 reduce los desplazamientos.

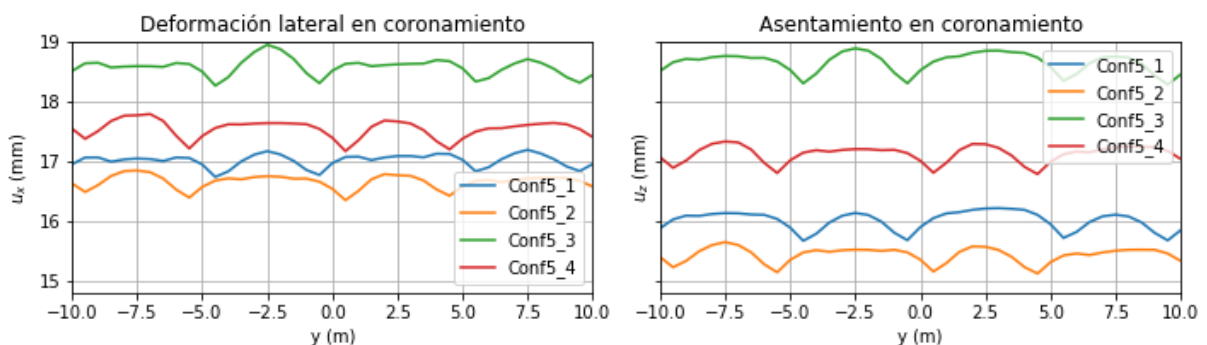


Figura 5.2: Deformación lateral y asentamiento para modelos Configuración 5 ($B_{x1} = 6.25$ m, $B_{x2} = 3.75$ m) en Arcilla.

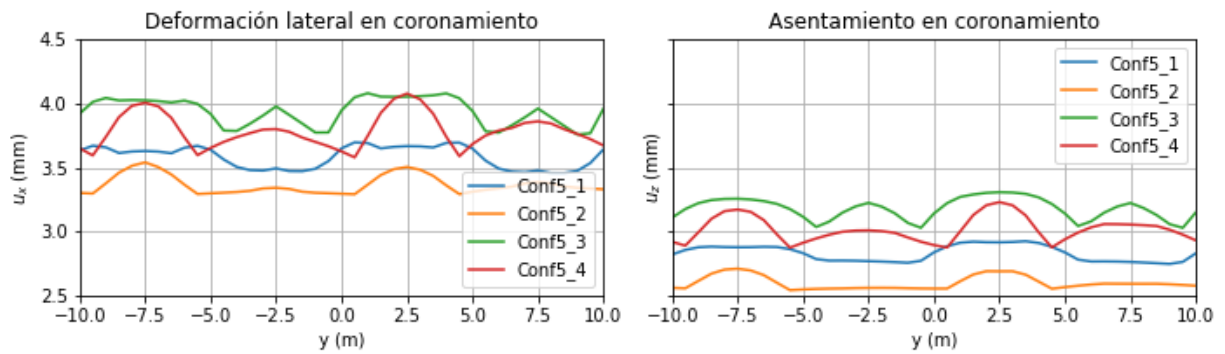


Figura 5.3: Deformación lateral y asentamiento para modelos Configuración 5 ($B_{x1} = 6.25$ m, $B_{x2}=3.75$ m) en Grava.

Debido al alto consumo de tiempo de la modelación en Arena, sumado a los claros patrones sobre la secuencia constructiva encontrados en la Grava y Arcilla, solo se han realizado modelos para los 4 casos constructivos en las configuraciones 5 y 8, presentados en la Figura 5.4 y Figura B.7 respectivamente.

En este tipo de suelo, el efecto del tamaño del primer batache retirado pierde relevancia. Las curvas de la Configuración 5 se muestran solapadas. Asimismo, el caso 1 de cada configuración, donde se retira el batache más grande, presenta un valor mínimo de desplazamientos del orden de 0.2 mm. Al igual que los suelos anteriores, el momento de instalación de los anclajes continúa como la variable constructiva más significativa.

Además, resulta interesante notar que la Arena muestra valores de asentamientos superiores en aproximadamente un 60% respecto a los presentados por la deformación lateral.

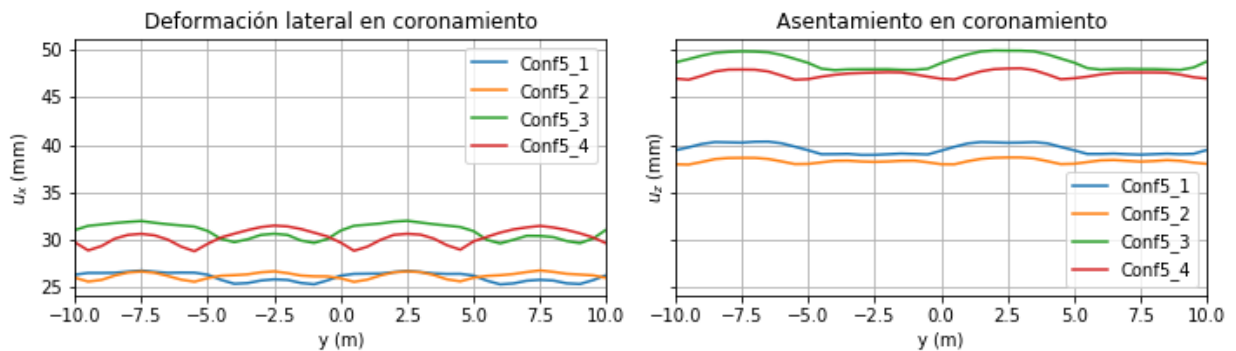


Figura 5.4: Deformación lateral y asentamiento para modelos Configuración 5 ($B_{x1} = 6.25$ m, $B_{x2}=3.75$ m) en Arena.

- **Efecto de la posición de los bataches en líneas pares.**

Los desplazamientos de las configuraciones 5 y 6, presentados en las Figura 5.5 y 5.6, repiten el patrón de comportamiento mencionado para las configuraciones 3 y 4, las que se pueden encontrar en el Anexo B. La configuración donde el batache está más desplazado con respecto a su homologo ubicado en la línea superior desarrolla levemente menores deformaciones.

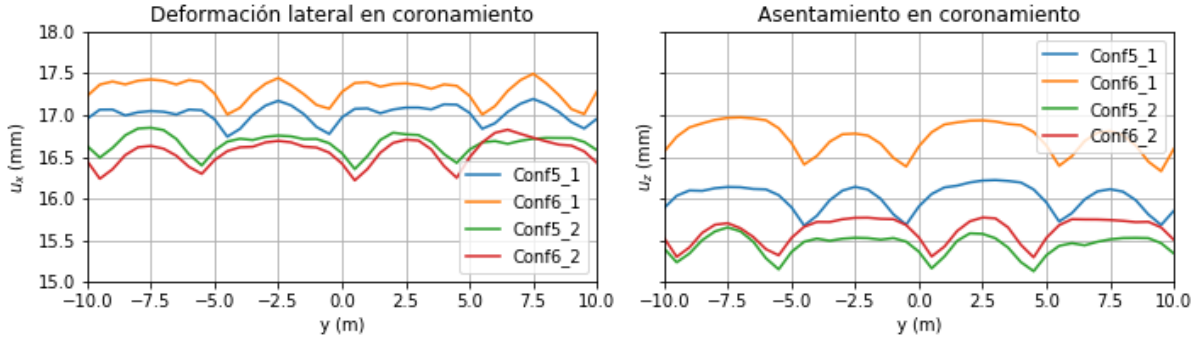


Figura 5.5: Deformación lateral y asentamiento para modelos Configuraciones 5 y 6 ($B_{x1} = 6.25$ m, $B_{x2}=3.75$ m) en Arcilla.

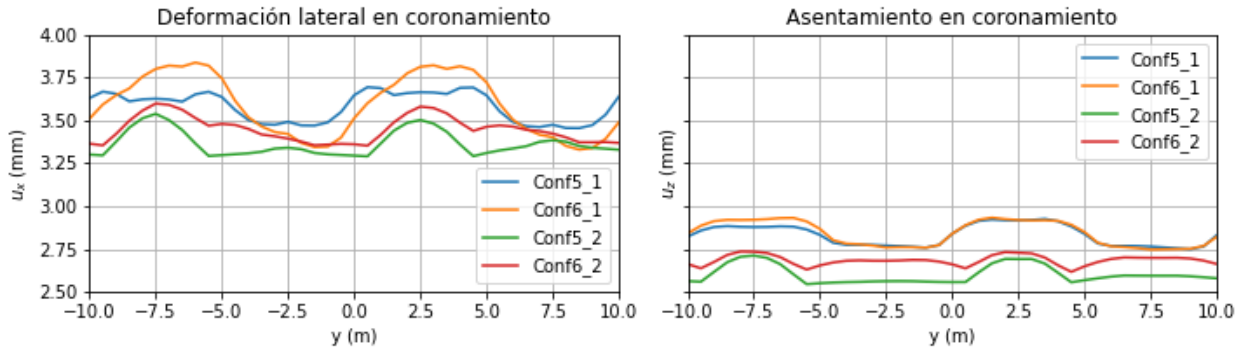


Figura 5.6 Deformación lateral y asentamiento para modelos Configuraciones 5 y 6 ($B_{x1} = 6.25$ m, $B_{x2}=3.75$ m) en Grava.

- **Efecto de la geometría de los bataches; tamaño de bataches y cantidad de anclajes.**

Se muestran las 5 configuraciones que bajo las comparaciones anteriores han presentado mejor comportamiento. La muestra de datos no permite concluir una geometría preferible entre las presentadas en las Figura 5.7 y 5.8, puesto que cada suelo responde de forma diferente al dimensionamiento de los bataches.

Para la Arcilla conviene diseñar con la Configuración 1_2, en cambio, en la Arena se recomienda la configuración 4_1, mientras que, la diferencia entre los valores *peak* en la Grava no alcanza a ser 0.2 milímetros y resulta indiferente realizar alguna sugerencia.

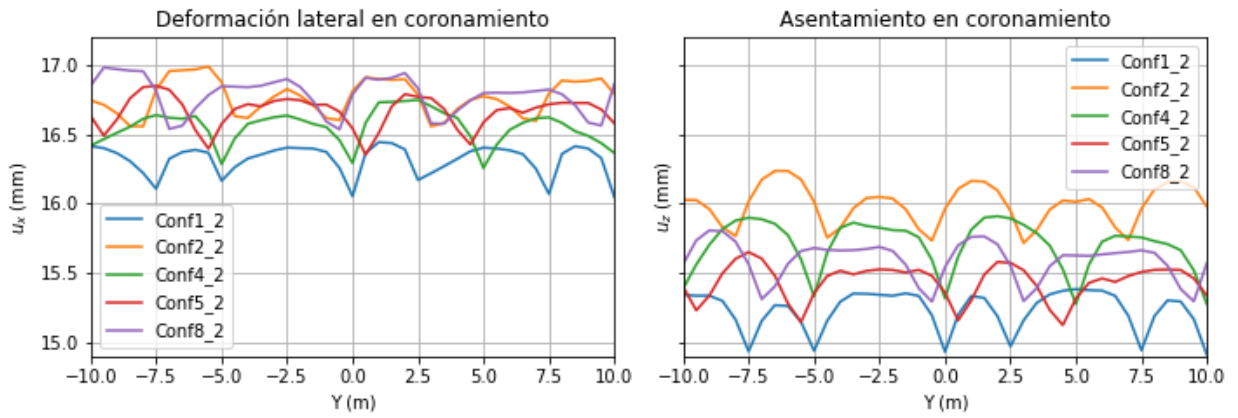


Figura 5.7: Deformación lateral y asentamiento para modelos Configuraciones 1; 2; 4; 5 y 8, caso 2 en Arcilla.

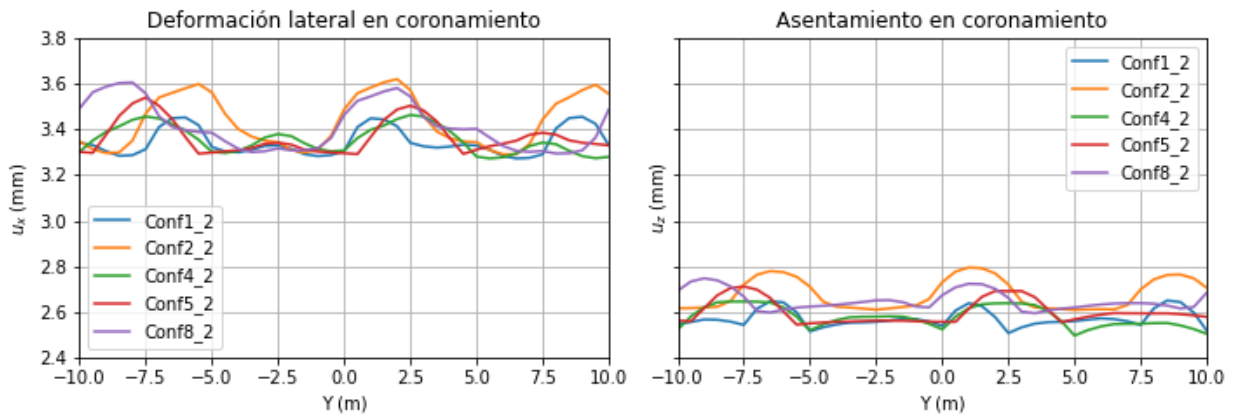


Figura 5.8: Deformación lateral y asentamiento para modelos Configuraciones 1; 2; 4; 5 y 8, caso 2 en Grava.

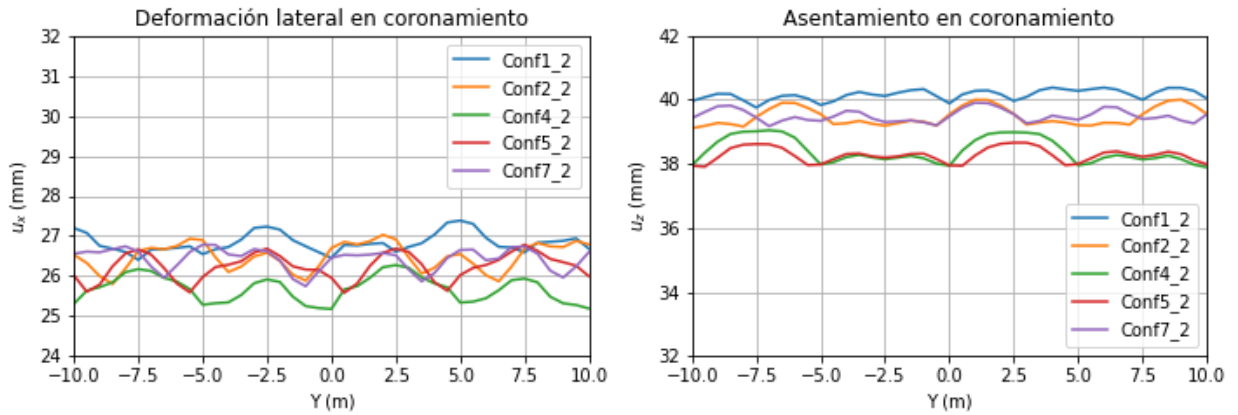


Figura 5.9: Deformación lateral y asentamiento para modelos Configuraciones 1; 2; 4; 5 y 7, caso 2 en Arena.

La Tabla 5.1 compara la deformación lateral promedio entre el caso más y menos favorable de todas las configuraciones geométricas en los 3 tipos de suelo. La variación de los resultados dentro del mismo suelo se encuentra entre 13 y 17%, mientras que al comparar los casos favorables de cada configuración esta diferencia solo alcanza un 5%, independiente del suelo.

Tabla 5.1: Deformación lateral promedio en coronamiento.

Configuración	Grava de Santiago		Arcilla sector Oriente de Santiago		Arena de Concón	
	Favorable	Desfavorable	Favorable	Desfavorable	Favorable	Desfavorable
1	3.35	3.90	16.32	18.73	26.83	-
2	3.37	3.73	16.76	17.98	26.48	-
3	3.43	3.84	16.66	18.44	26.24	-
4	3.36	3.84	16.55	17.86	25.68	-
5	3.37	3.94	16.66	18.58	26.23	30.89
6	3.45	4.01	16.55	18.79	26.25	-
7	3.54	4.00	17.11	18.70	26.43	-
8	3.41	3.89	16.78	18.48	27.10	30.92

Por otro lado, la Tabla 5.2 presenta la misma comparativa anterior para los asentamientos promedios, la diferencia entre modelos de un mismo tipo de suelo alcanza un 20% y la variación entre los casos favorables para las configuraciones se encuentra entre 5 y 7%.

Tabla 5.2: Asentamiento promedio en coronamiento.

Configuración	Grava de Santiago		Arcilla sector Oriente de Santiago		Arena de Concón	
	Favorable	Desfavorable	Favorable	Desfavorable	Favorable	Desfavorable
1	2.57	3.17	15.24	18.62	40.16	-
2	2.63	2.98	15.99	17.68	39.48	-
3	2.68	3.08	15.90	18.05	38.99	-
4	2.58	3.04	15.70	17.52	38.42	-
5	2.60	3.18	15.44	18.65	38.27	48.74
6	2.69	3.26	15.62	18.99	38.97	-
7	2.78	3.24	16.18	18.78	39.50	-
8	2.65	3.15	15.60	18.06	40.34	48.15

La razón entre asentamiento y desplazamiento lateral no cambia dependiendo de la geometría de los batches, por lo tanto, solo se muestra un valor característico para el caso constructivo favorable o desfavorable en cada suelo, los resultados se presentan en la Tabla 5.3.

Tabla 5.3: Razón entre asentamiento y desplazamiento lateral para cada suelo.

Razón u_z/u_x	Favorable	Desfavorable
Grava de Santiago	0.78	0.81
Arcilla del Sector Oriente de Santiago	0.94	0.99
Arena de Concón	1.49	1.57

5.1.2 Perfil Carga Axial

La Figura 5.10 muestra la vista longitudinal de las Configuraciones 1_2 y 5_2 dentro de los 20 metros centrales de cada modelo. El área achurada representa el panel resultante del primer batache retirado. Este esquema es útil para entender la distribución de la carga que desarrollan los anclajes en cada una de sus columnas.

La Figura 5.11 y 5.12 presentan la carga en la cabeza (T_0), la carga máxima (T_{max}) y, por último, la razón de estos valores.

Si se observan los 3 gráficos que integran las figuras, es posible notar una distribución más homogénea por parte de T_{max} , esta carga aumenta en profundidad hasta el anclaje ubicado en la cota -11 m. En cambio, el desarrollo de T_0 muestra un comportamiento influenciado por el orden de retiro de batches. Cuando, el anclaje se encuentra dentro del área del primer batache excavado se presenta una carga menor. Esto produce que las curvas de carga de las distintas columnas de anclajes se crucen entre ellas. Por esta razón, se decide que lo más adecuado para realizar comparaciones de las diferentes configuraciones corresponde a utilizar el valor de la carga promedio.

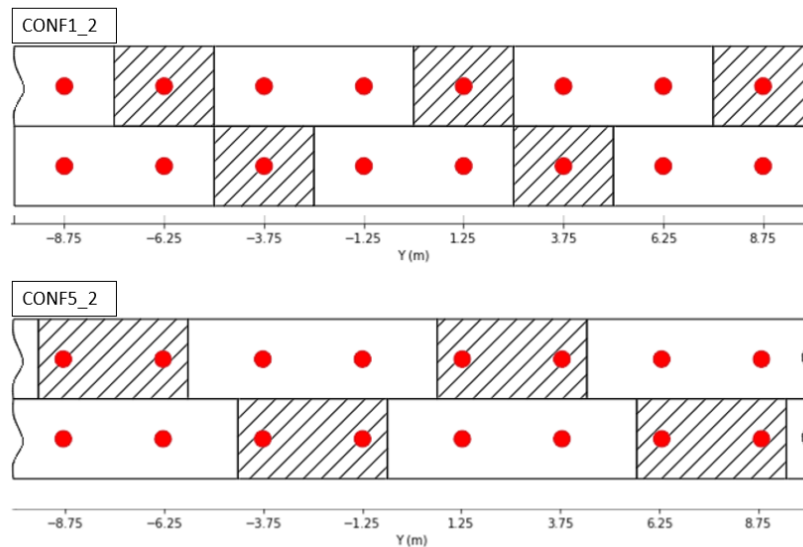


Figura 5.10: Posición anclajes de las dos primeras filas entre -10 y 10 m.

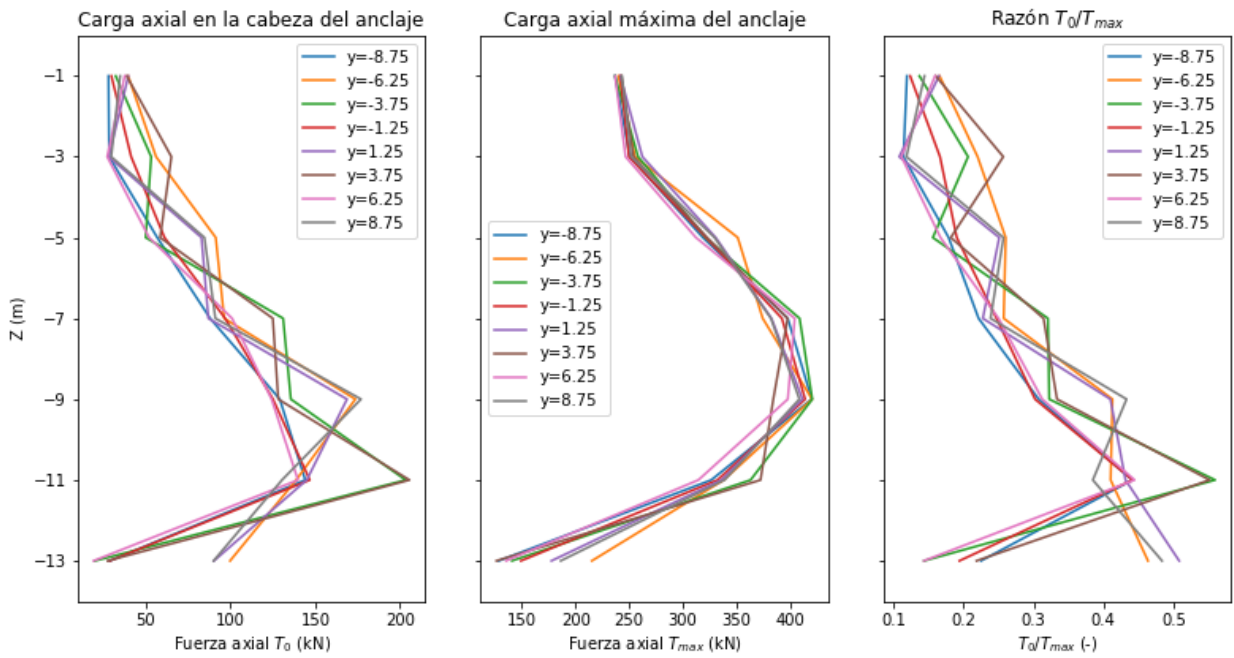


Figura 5.11: Perfil carga axial T_0 , T_{max} y T_0/T_{max} modelo CONF1_2 en Arcilla

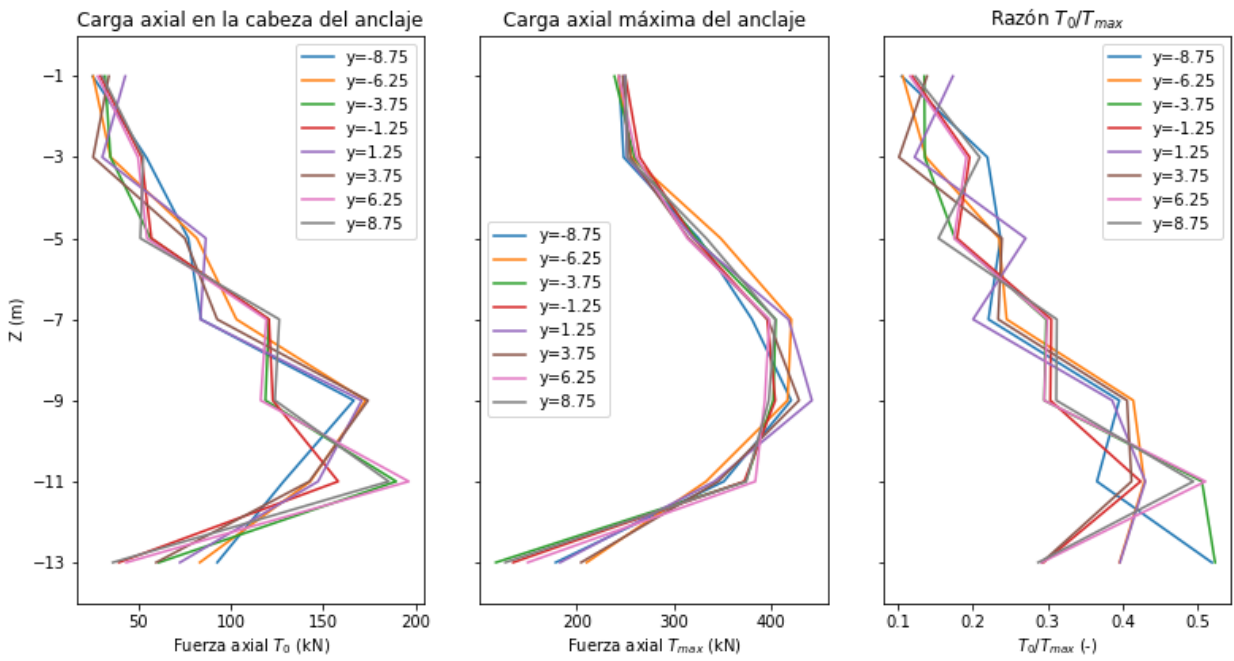


Figura 5.12: Perfil carga axial T_0 , T_{max} y T_0/T_{max} modelo CONF5_2 en Arcilla

Las diferencias más notorias dentro de la carga axial se relacionan con el momento de instalación del anclaje, al observar la carga T_0 en la Figura 5.13 y 5.15, correspondiente a los modelos en Grava y Arcilla, se presentan dos tendencias en las curvas, donde los casos 3 y 4 muestran valores menores. Al contrario, las curvas de estos modelos en el gráfico T_{max} , muestran las cargas más altas. Mientras que, los modelos en Arena no presentan diferencias al contrastar esta variable.

Cuando se comparan los modelos con distinta geometría, las diferencias observadas en las curvas de la Figura 5.14, 5.16 y 5.18 son poco significativas. Sin embargo, los modelos en distintos suelos presentan la carga máxima a una cota diferente. Por ejemplo, los anclajes de modelos en Arcilla alcanzan un máximo valor en la quinta línea, a la cota -9 m con una carga promedio de 425 kN. Por otro lado, los modelos en grava muestran el máximo desarrollo de la carga en la sexta línea, a la cota -11 m con 140 kN. La Arena presenta su cuarta línea con mayor carga promedio, en la cota -7 m y su valor alcanza 350 kN.

En cuanto a la razón T_0/T_{max} , esta sigue una tendencia creciente en profundidad, a excepción de la última fila. Para arcilla se encuentra en el rango de 0.15 a 0.45, en Gravas varía desde 0.18 hasta puede alcanzar una razón de 1 en la última línea. En Arena, el valor mínimo se presenta en la última línea con 0.2, sin embargo, desde la primera hasta la sexta línea la razón se muestra creciente desde 0.35 a 0.5.

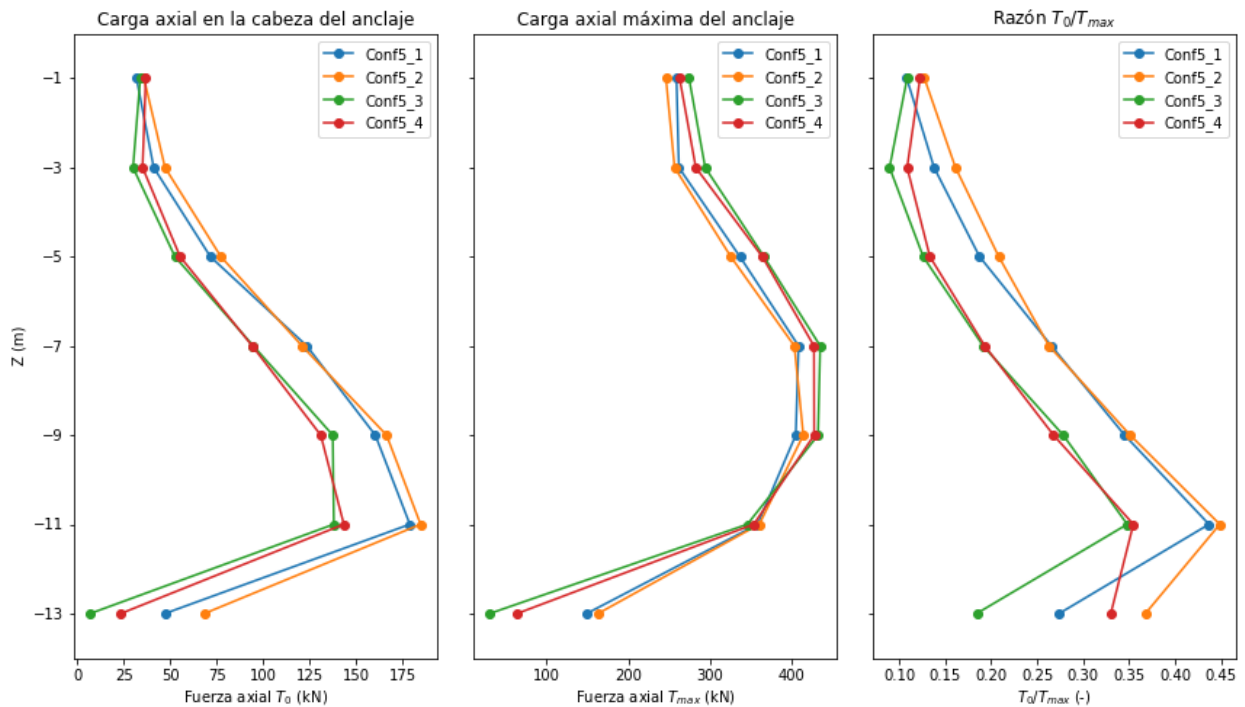


Figura 5.13: Perfil carga axial T_0 , T_{max} y T_0/T_{max} para casos constructivos Configuración 5 en Arcilla.

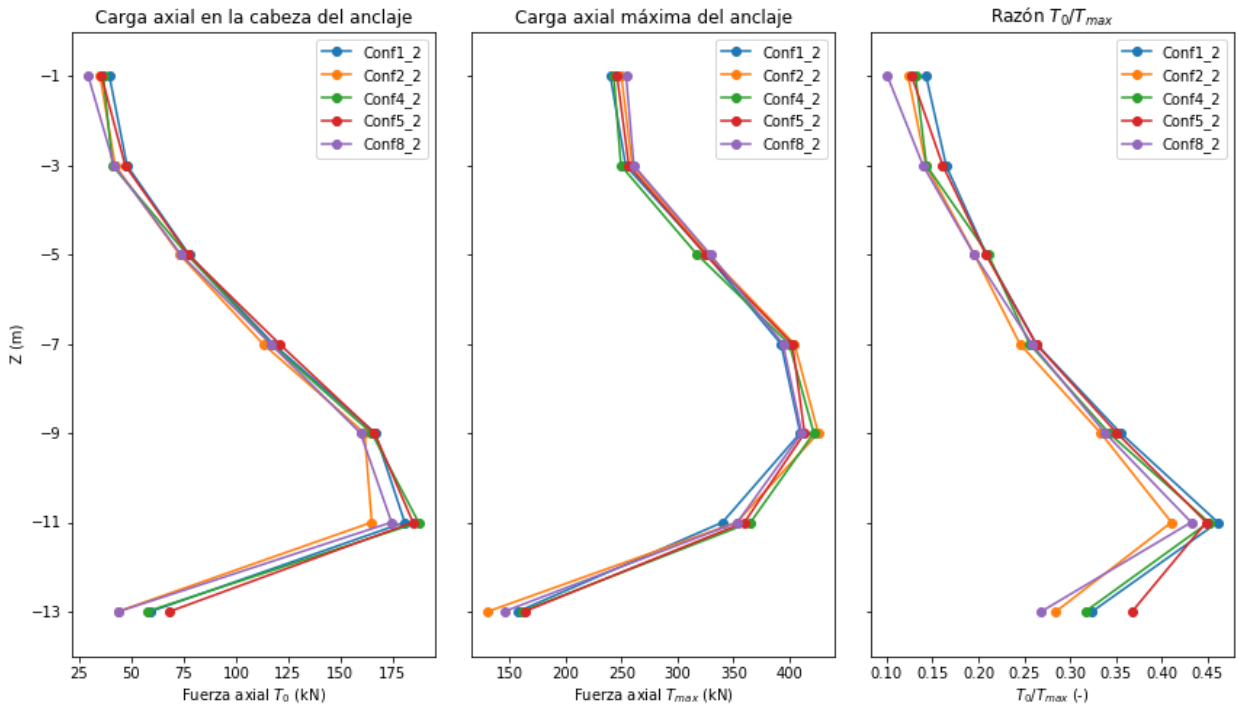


Figura 5.14: Perfil carga axial T_0 , T_{max} y T_0/T_{max} para Configuraciones geométricas 1; 2; 4; 5; 8 en Arcilla.

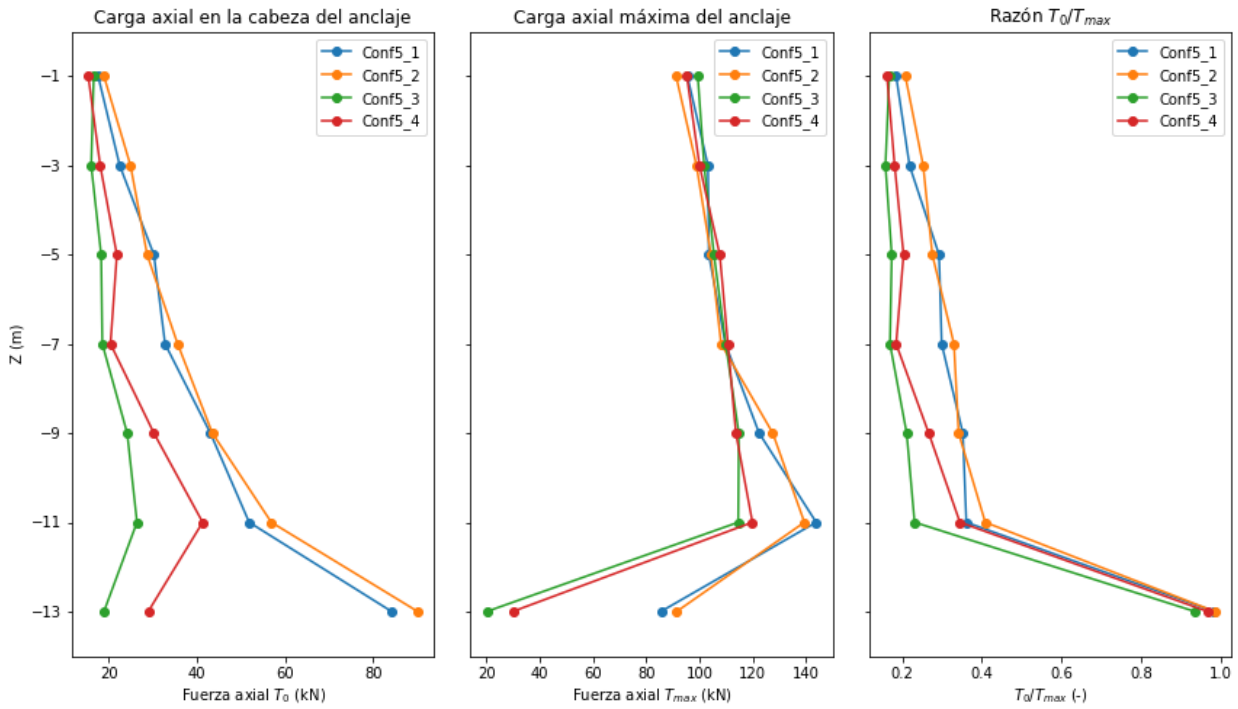


Figura 5.15: Perfil carga axial T_0 , T_{max} y T_0/T_{max} para casos constructivos Configuración 5 en Grava.

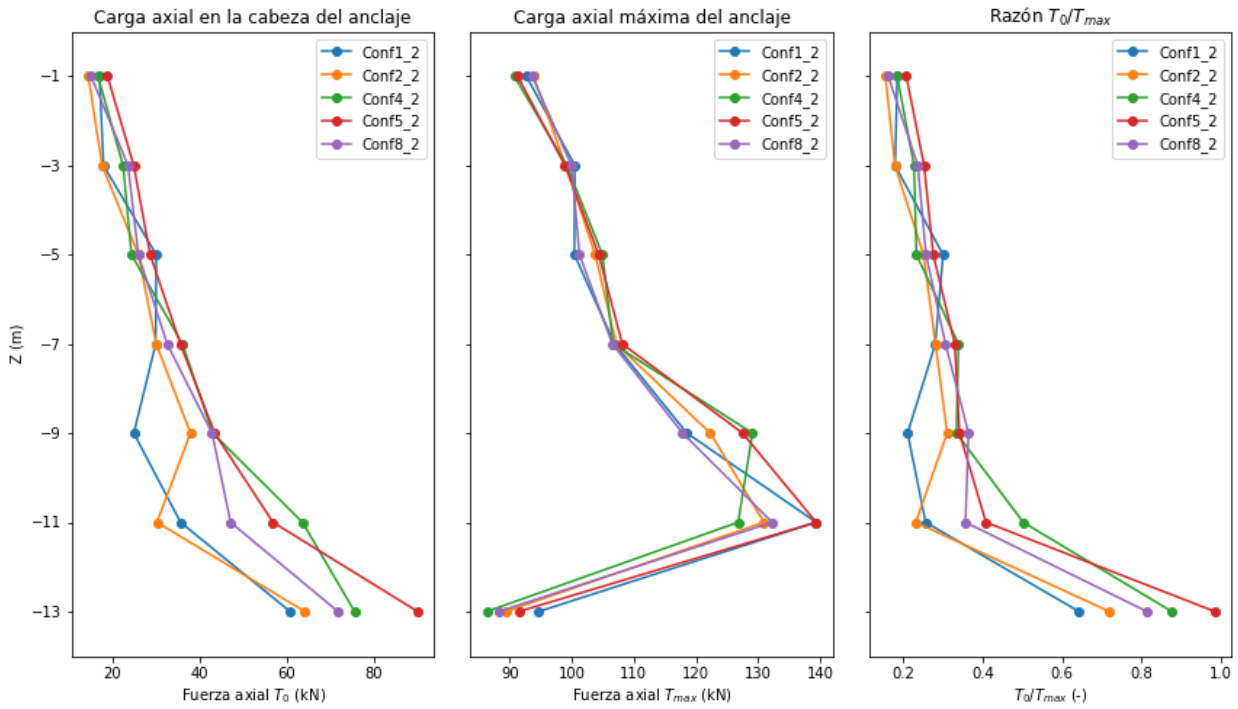


Figura 5.16: Perfil carga axial T_0 , T_{max} y T_0/T_{max} para Configuraciones geométricas 1; 2; 4; 5; 8 en Grava.

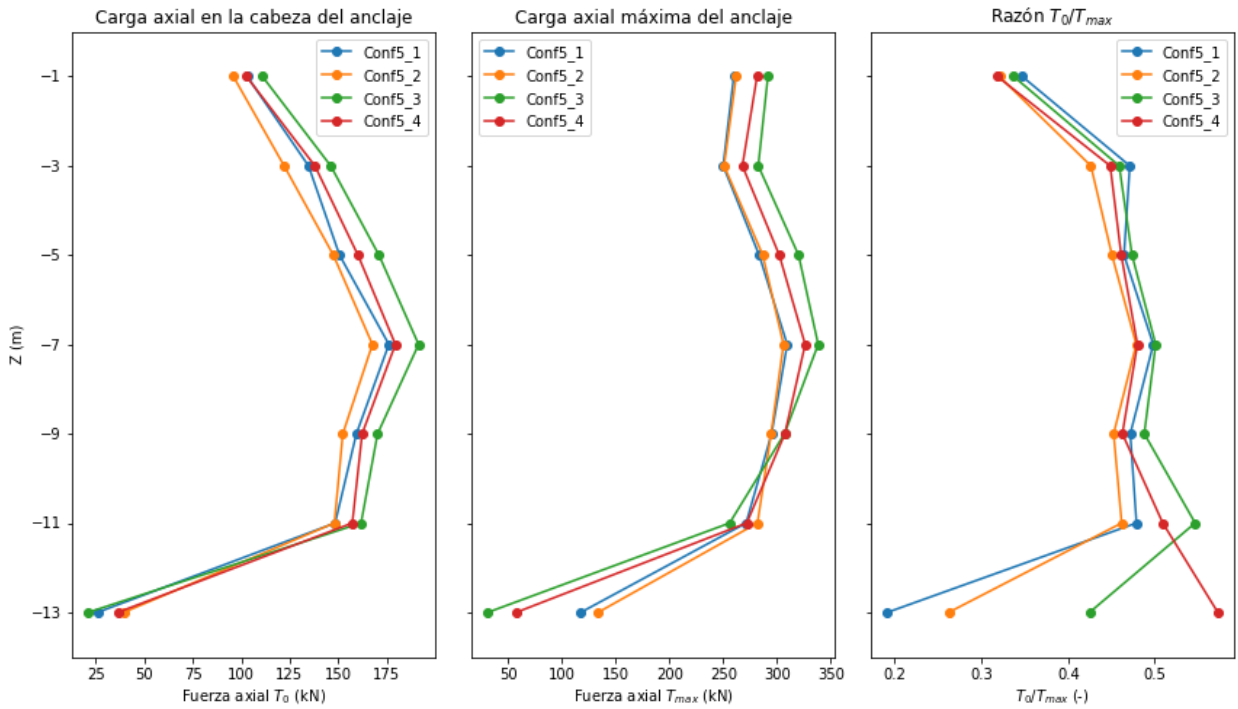


Figura 5.17: Perfil carga axial T_0 , T_{max} y T_0/T_{max} para casos constructivos Configuración 5 en Arena.

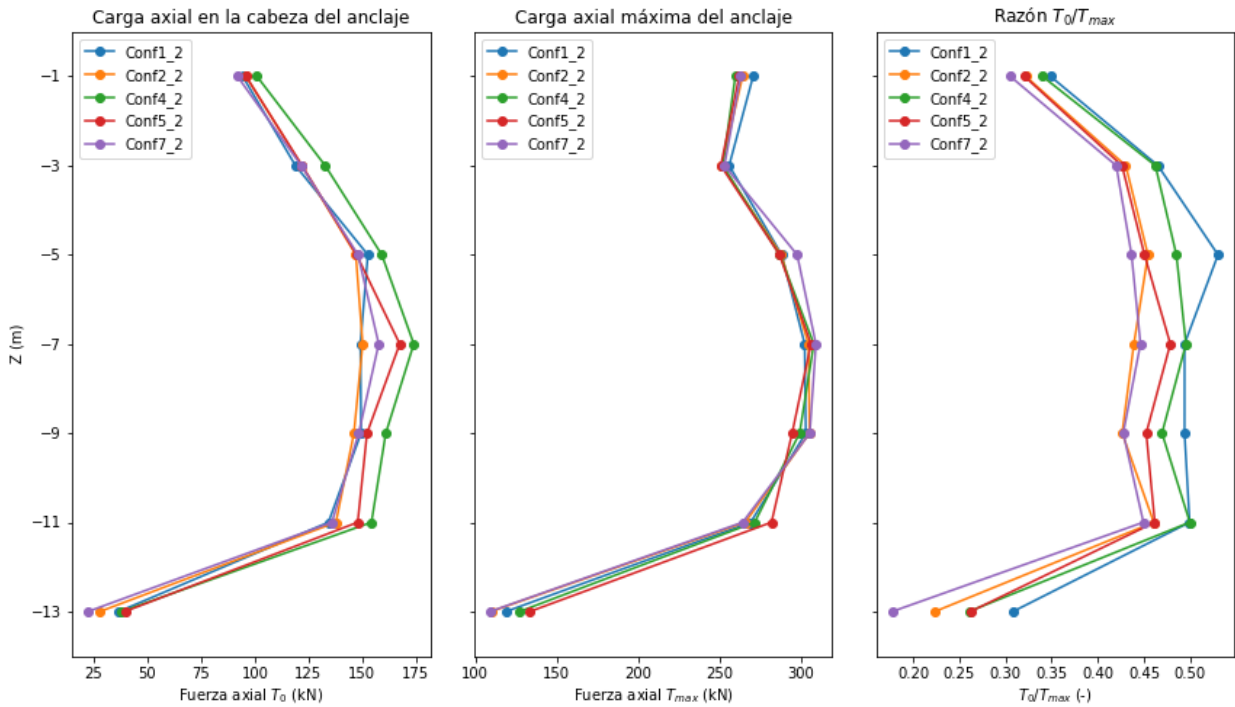


Figura 5.18: Perfil carga axial T_0 , T_{max} y T_0/T_{max} para Configuraciones geométricas 1; 2; 4; 5; 8 en Arena.

5.2 Modelos con altura variable

La presente sección del capítulo compara el efecto en las variables previamente analizadas para muros con distintas alturas. Los modelos se referencian según la cantidad de subterráneos que representa cada excavación. Los detalles de diseño y configuración de los modelos se presentan en el Apartado 3.2.2.

Debido a que este apartado intenta buscar los contrastes referentes al diseño de muros con distinta altura, solo se incluyen los resultados de la Configuración 5_2, la cual dentro de las configuraciones mencionadas como favorables se considera representativa.

Cabe señalar que las diferencias entre las configuraciones a nivel porcentual son mayores para los modelos de 1 subterráneo, sin embargo, no superan los 0,6 mm en ninguno de los 3 tipos suelo. En cambio, los modelos de 4 subterráneos presentan mayores variaciones de desplazamiento lateral en el coronamiento, las cuales alcanzan 2 mm en los modelos desarrollados en Arena, esto equivale al 5%.

5.2.1 Desplazamiento en el coronamiento

La Tabla 5.4 y 5.5 presentan los resultados generales del desplazamiento lateral y asentamiento. Debido a que la diferencia entre el punto máximo y el mínimo no cambia con la altura, los valores presentados corresponden al valor promedio de la curva. En Grava y Arcilla, esta diferencia alcanza 0.3 y 0.5 mm respectivamente, en cambio, en Arena alcanza 1.1 mm.

Tabla 5.4: Desplazamiento Lateral según tipo de suelo y altura del muro.

Subterráneos	H (m)	Desplazamiento Lateral u_x (mm)		
		Grava de Santiago	Arcilla del Sector Oriente de Santiago	Arena de Concón
SUB1	4	0.59	3.74	5.12
SUB2	7	1.49	6.36	13.55
SUB3	10	2.14	9.45	17.21
SUB4	14	3.37	16.66	26.23

Tabla 5.5: Asentamientos según tipo de suelo y altura del muro.

Subterráneos	H (m)	Asentamiento u_z (mm)		
		Grava de Santiago	Arcilla del Sector Oriente de Santiago	Arena de Concón
SUB1	4	0.12	1.32	5.78
SUB2	7	0.71	3.51	16.03
SUB3	10	1.24	7.55	26.47
SUB4	14	2.60	15.44	38.27

En la Tabla 5.6 se presenta la razón entre ambos desplazamientos, vertical y horizontal. Los resultados indican que la relación aumenta a medida que el muro crece, hasta alcanzar un valor cercano a 1 para el modelo SUB4 de Arcilla. Por otro lado, los asentamientos en Arena superan al desplazamiento lateral y la razón varía desde 1.14, en muros de 4 m de altura, hasta 1.54 en muros de 10 m de altura.

Tabla 5.6: Razón entre desplazamiento vertical y lateral según tipo de suelo y altura del muro.

Subterráneos	H (m)	Razón u_z/u_x (-)		
		Grava de Santiago	Arcilla del Sector Oriente de Santiago	Arena de Concón
SUB1	4	0.20	0.35	1.14
SUB2	7	0.48	0.56	1.18
SUB3	10	0.58	0.80	1.54
SUB4	14	0.78	0.94	1.49

5.2.2 Desarrollo desplazamiento lateral en el coronamiento

Se presenta el desarrollo del desplazamiento lateral en el coronamiento para la ordenada $y = 2.5$ m, posición que coincide con el espaciamiento medio del batache mayor. La curva se gráfica en función del porcentaje de construcción del muro, cantidad de etapas ejecutadas y profundidad excavada.

La Figura 5.20 muestra que el aumento en el desplazamiento lateral de cada uno de los modelos en Arcilla varía ligeramente en función de la profundidad excavada. Por otro lado, Figura 5.19 muestra que las diferencias en los modelos en Grava se encuentran más marcadas entre cada modelo, sin embargo, la tendencia de cada una de ellas se conserva. La Figura 5.21, modelo en Arena, se asemeja más a la respuesta de la Arcilla, aunque la curva del SUB2 se escapa de la tendencia general.

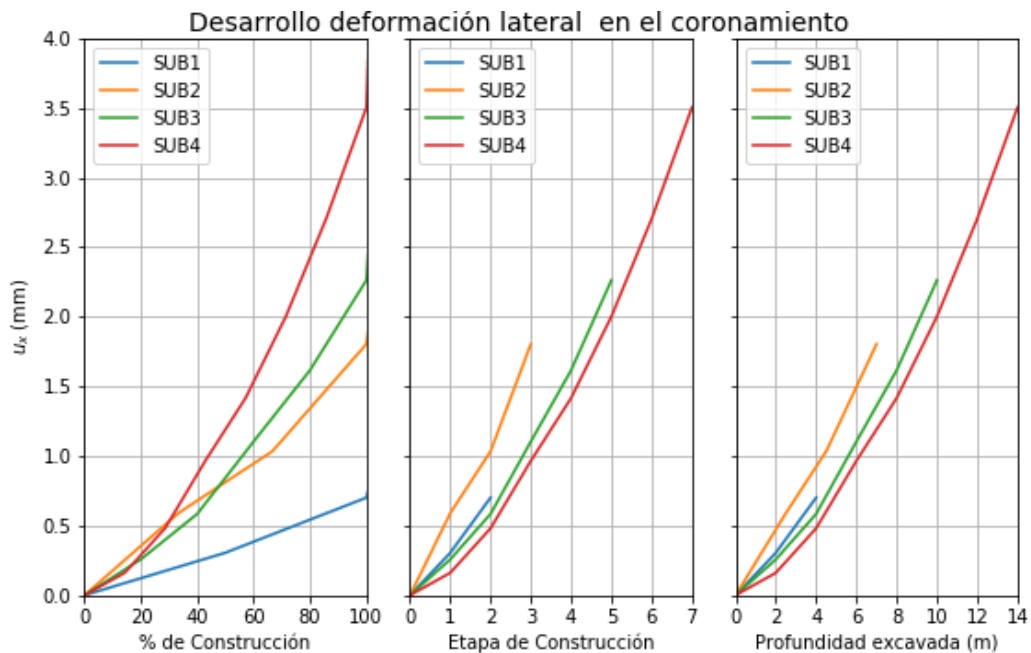


Figura 5.19: Desplazamiento Lateral en el coronamiento para muros de distinta altura según nivel de construcción, modelos en Grava

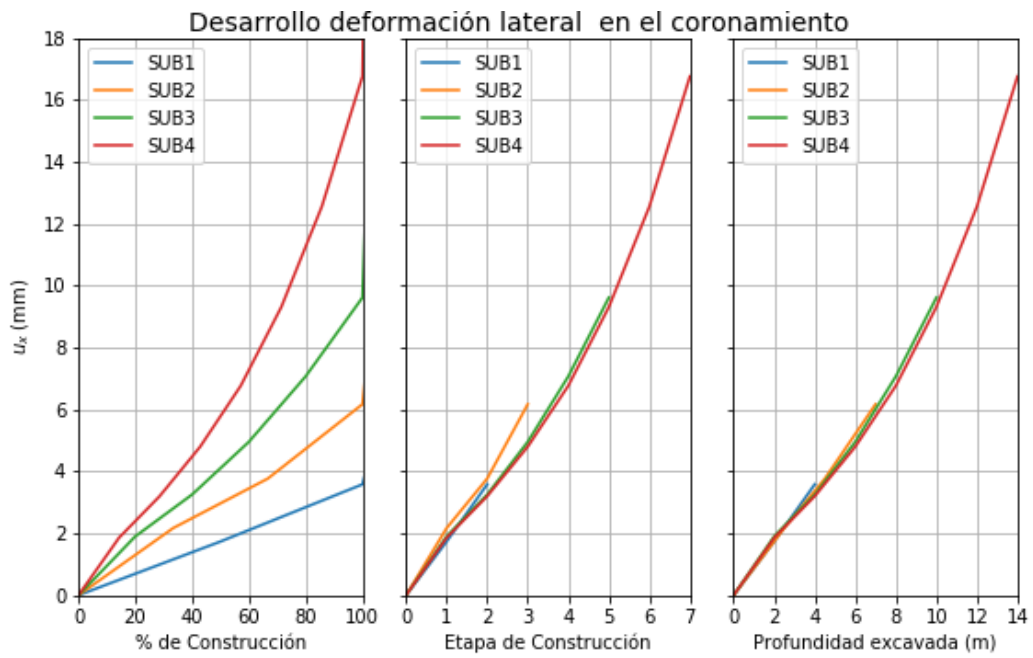


Figura 5.20: Desplazamiento Lateral en el coronamiento para muros de distinta altura según nivel de construcción, modelos en Arcilla

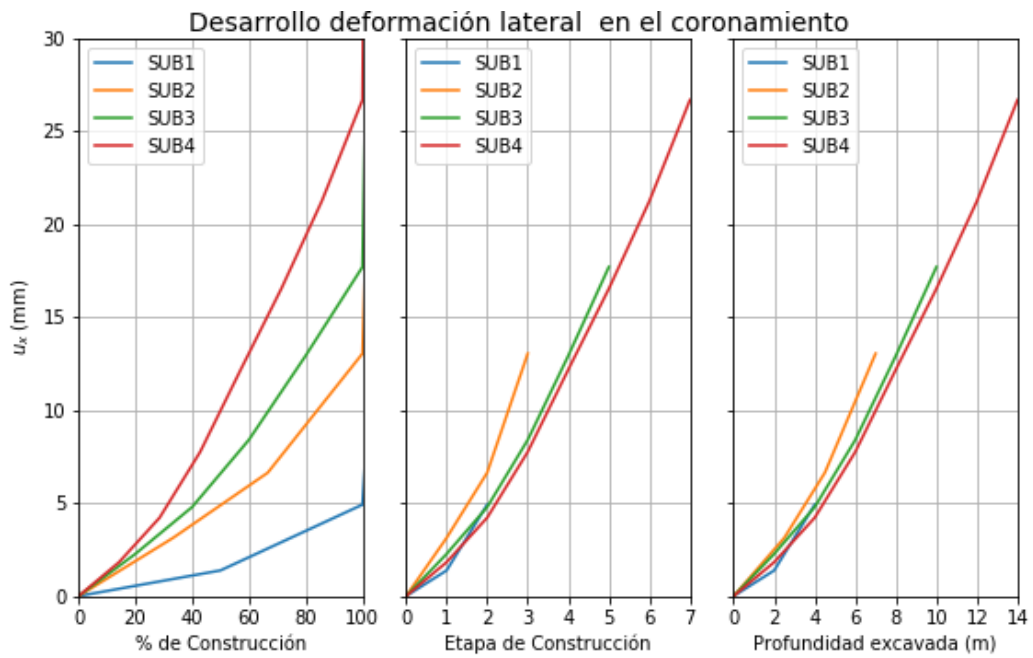


Figura 5.21: Desplazamiento Lateral en el coronamiento para muros de distinta altura según nivel de construcción, modelos en Arena.

De modo resumen, la Figura 5.22 muestra la razón u_x/H . En la totalidad de la construcción, los muros ejecutados en Grava alcanzan 0.025%, en Arcilla 0.12% y en Arena 0.22%. Por lo general, para distintas alturas de muro se alcanza un valor cercano, exceptuando los modelos de 1 subterráneo en Grava y Arcilla.

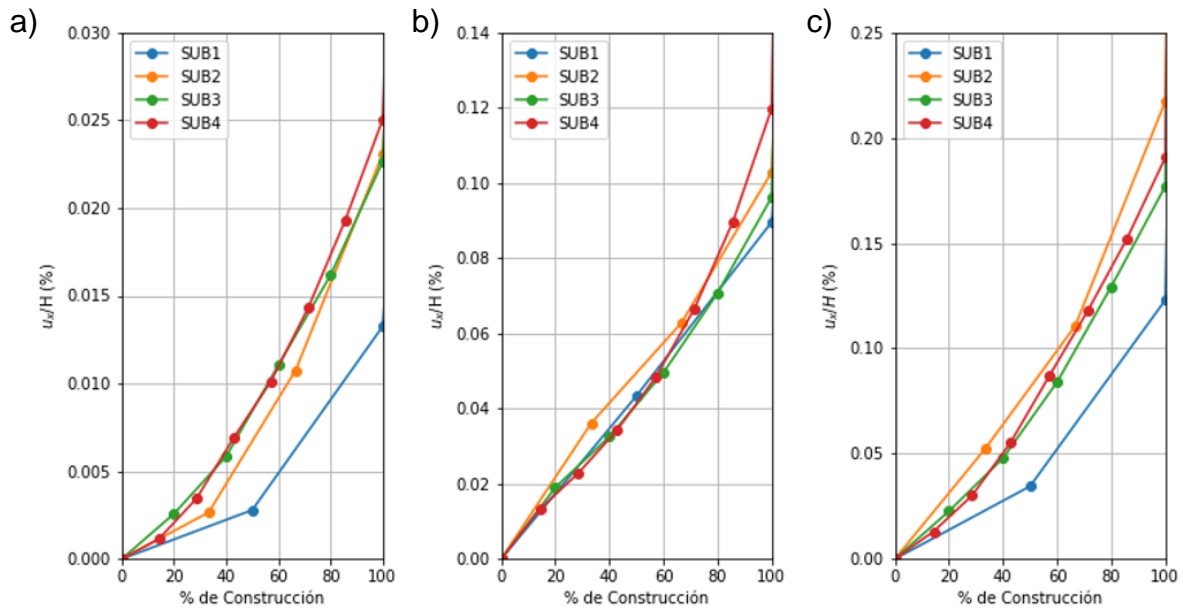


Figura 5.22: Deformación lateral en el coronamiento expresada como porcentaje de la altura del muro: a) Modelos en Grava; b) Modelos en Arcilla; c) Modelos en Arena.

5.2.3 Desarrollo de Asentamientos.

Las siguientes figuras muestran la curva de asentamiento detrás del muro para cada etapa constructiva, y para las distintas alturas de muro presentadas. El perfil presentado corresponde a la ordenada $y = 2.5$ m, donde se encuentra el espaciamiento medio del batache más grande.

Los resultados indican que las curvas representativas de cada subterráneo siguen la misma tendencia, sin que exista una relación clara con el largo de los anclajes. La curva de los modelos de 2 Subterráneos se diferencia del resto y escapa de lo esperado, posiblemente porque la profundidad excavada por etapa constructiva no coincide con los otros modelos.

En general, el comportamiento de las curvas se caracteriza por presentar un levantamiento del terreno en las dos primeras etapas constructivas, a una distancia entre 2.5 y 5 m detrás del muro, con un orden de magnitud de 0.3 mm. Las posteriores etapas muestran una curva con dos pendientes significativas, cercano a la pantalla, la curva tiene un alta pendiente y posteriormente disminuye hasta que los asentamientos se vuelven nulos, estas pendientes varían su posición a medida que los modelos representan muros más altos.

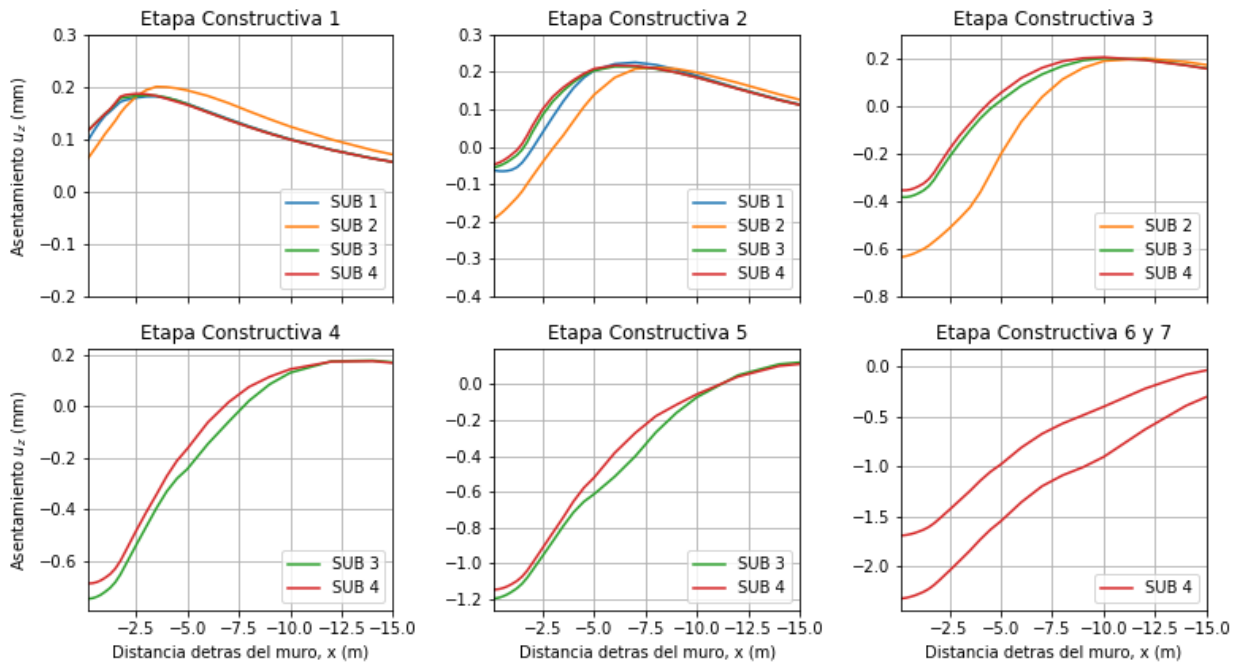


Figura 5.23: Desarrollo asentamientos detras del muro por cada etapa constructiva para modelos en Grava.

Los modelos en Grava muestran asentamientos bastante menores que el resto de los suelos, e inclusive, para el primer nivel de excavación los asentamientos rodean la posición inicial. La Tabla 5.7 muestra que la diferencia entre los modelos para la misma etapa, están en el rango de 0.05 mm. Está última hipótesis no incorpora los resultados del modelo SUB2, el cual en su etapa 3, es capaz de sobrepasar el asentamiento de la etapa 4 de los modelos SUB3 y SUB4.

Tabla 5.7: Asentamiento en el coronamiento por etapa constructiva para modelos en Grava.

Etapa Constructiva	Asentamiento u_z en el coronamiento (mm)			
	SUB1	SUB2	SUB3	SUB4
1	0.01	0.24	-0.01	0.00
2	0.21	0.51	0.18	0.19
3	-	0.93	0.49	0.47
4	-	-	0.86	0.82
5	-	-	1.31	1.27
6	-	-	-	1.82
7	-	-	-	2.46

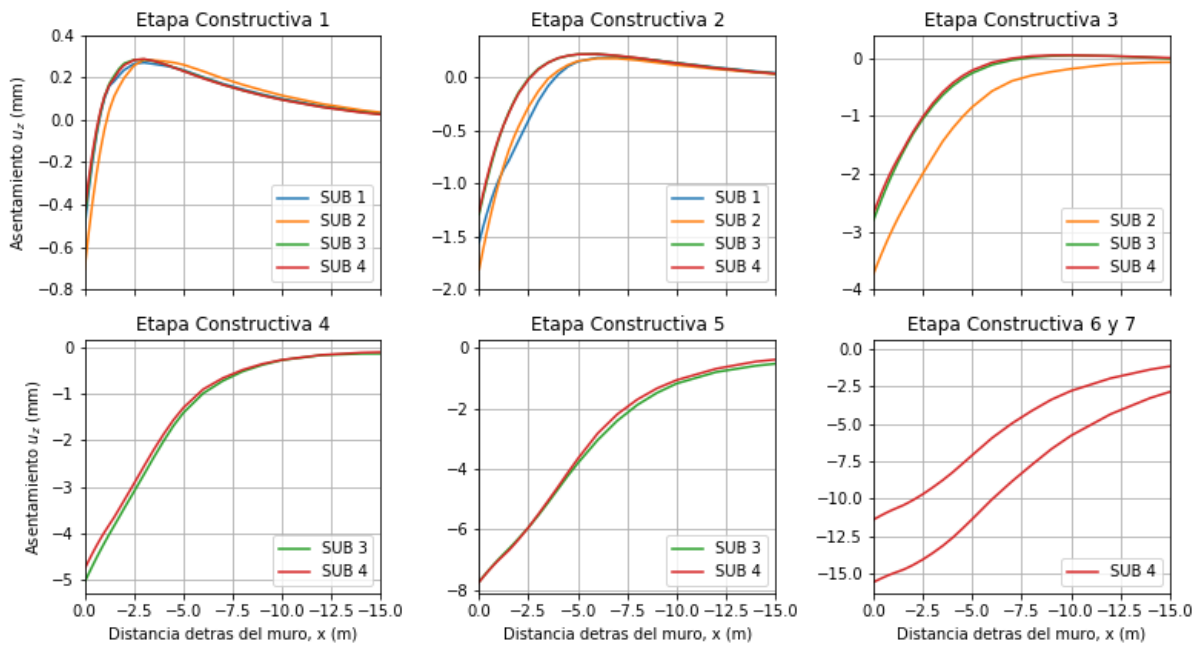


Figura 5.24: Desarrollo asentamientos detrás del muro por cada etapa constructiva para modelos en Arcilla.

Los resultados presentados por la Tabla 5.8, permiten observar que las diferencias de asentamientos en el coronamiento entre los distintos modelos para una etapa constructiva en particular son del orden de 0.3 mm, en donde los mínimos valores pertenecen al modelo de 4 subterráneos. Esta última aseveración deja de lado los modelos de 2 subterráneos por los motivos antes mencionados.

Tabla 5.8: Asentamiento en el coronamiento por etapa constructiva para modelos en Arcilla.

Etapa Constructiva	Asentamiento u_z en el coronamiento (mm)			
	SUB1	SUB2	SUB3	SUB4
1	0.51	0.71	0.47	0.44
2	1.56	1.82	1.29	1.27
3	-	3.73	2.80	2.68
4	-	-	5.05	4.77
5	-	-	7.72	7.73
6	-	-	-	11.40
7	-	-	-	15.58

La Figura 5.25 muestra el perfil de asentamientos para los resultados obtenidos de los modelos realizados en Arena, loas distintas etapas constructivas muestran que la curva SUB2 se aleja considerablemente de las otras. A pesar de que este gráfico muestre orden de magnitud superior a los anteriores, producto del mayor desplazamiento de este suelo. Por lo cual, es relevante identificar numéricamente la diferencia entre las distintas curvas.

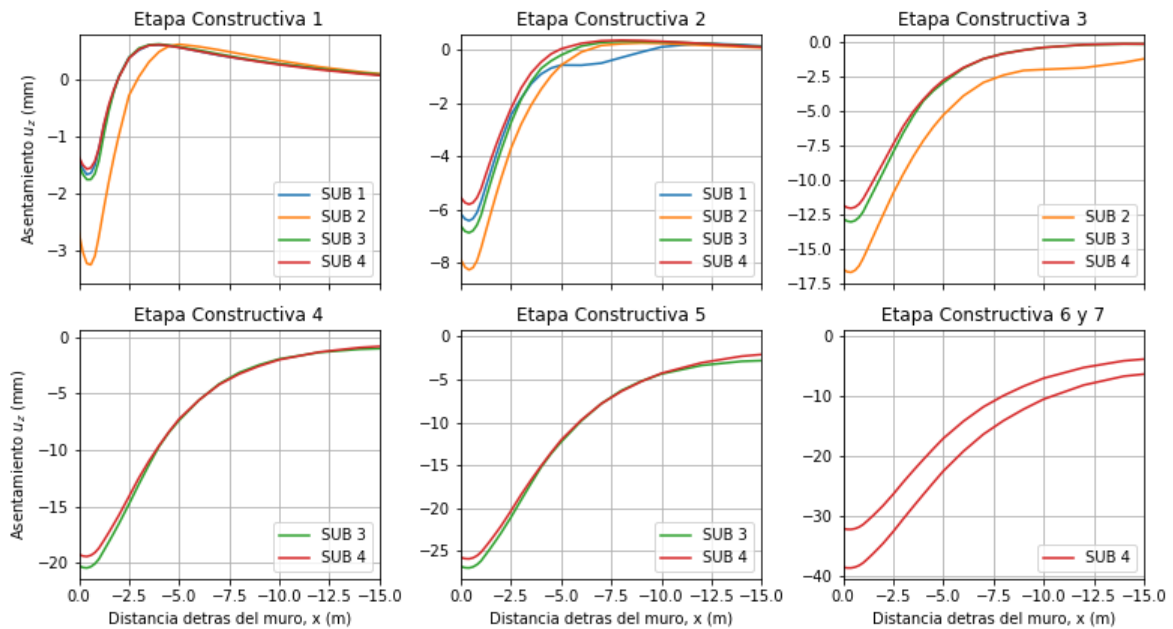


Figura 5.25: Desarrollo asentamientos detrás del muro por cada etapa constructiva para modelos en Arena.

La diferencia entre los asentamientos en el coronamiento en Arena varía a medida que el muro adquiere altura. La primera etapa muestra diferencias menores 0.15 mm, en cambio la etapa 5 presenta una diferencia entre el modelo SUB3 y SUB4 de 1.06 mm.

Tabla 5.9: Asentamiento en el coronamiento por etapa constructiva para modelos en Arena.

Etapa Constructiva	Asentamiento u_z en el coronamiento (mm)			
	SUB1	SUB2	SUB3	SUB4
1	1.40	2.69	1.49	1.36
2	6.17	7.90	6.63	5.56
3	-	16.43	12.76	11.79
4	-	-	20.26	19.25
5	-	-	26.85	25.79
6	-	-	-	32.18
7	-	-	-	38.66

5.2.4 Desarrollo deflexión lateral.

Se estudia el desarrollo de los desplazamientos laterales por cada etapa constructiva, a partir de las observaciones de las Figura 5.26; 5.27 y 5.28. Estos gráficos permiten establecer patrones comunes del movimiento del sistema y la respuesta que tiene la masa de suelo reforzada por efecto del desconfinamiento.

El movimiento lateral se caracteriza por un desplazamiento general y una rotación del muro. Cada etapa contribuye al desarrollo de la deformación con ambos tipos de movimientos.

En la primera etapa, el muro sufre un desplazamiento diferencial entre la base y el coronamiento, lo que produce un muro rotado. Dependiendo el tipo de suelo, habrá mayor desplazamiento de la base.

En la segunda etapa, se produce un nuevo desplazamiento general, donde la inclinación del muro del primer nivel disminuye, el desplazamiento diferencial del segundo nivel incrementa respecto al observado en el primer nivel.

A partir del tercer nivel se repite el patrón mencionado y se caracteriza por la siguiente secuencia; el último nivel ejecutado rota y su inclinación disminuye, el resto de los niveles superiores sufren pequeños cambios de inclinación, y gran parte de su movimiento corresponde a desplazamientos producto de los nuevos niveles excavados. A medida que aumenta la profundidad de la excavación, el último nivel ejecutado presenta mayores desplazamientos diferenciales. Sin embargo, cada modelo presenta particularidades, debido a las propiedades de cada suelo y su estratigrafía correspondiente.

La Figura 5.26, que representa la Grava de Santiago, muestra un cambio de estrato a los 6 metros de profundidad. Los niveles excavados bajo esta cota disminuyen los desplazamientos diferenciales respecto a los ejecutados anteriormente.

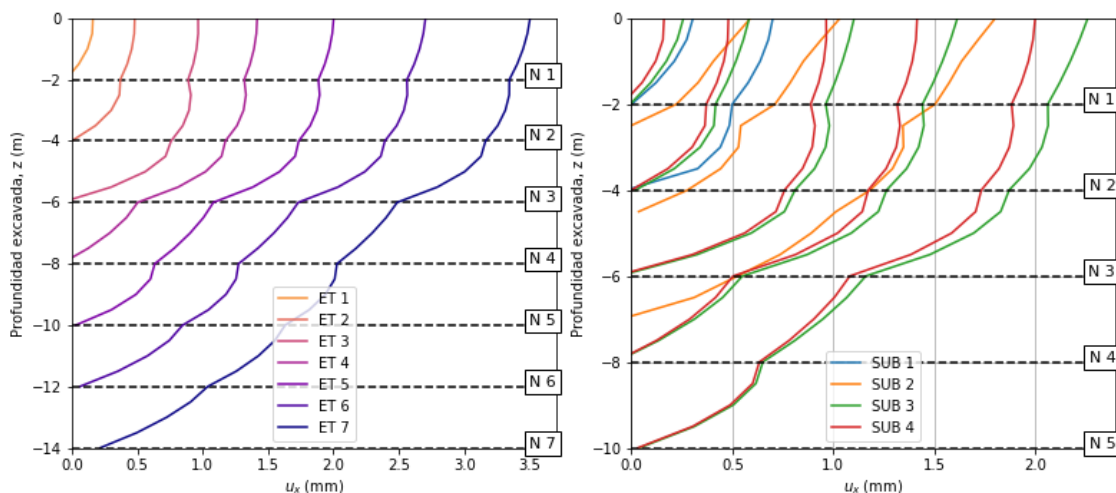


Figura 5.26: Desarrollo desplazamiento lateral por etapas constructivas. Modelo 4 subterráneos y comparación con etapas de modelos de menor altura, Grava.

La Figura 5.27, correspondiente al desplazamiento lateral de la Arcilla del Sector Oriente de Santiago, presenta una considerable traslación en la base de cada etapa, esta se incrementa con la profundidad y alcanza 10 mm en el muro de 14 m de alto.

Este desplazamiento reiterado genera que en las zonas entre -8 y -12 m de profundidad este efecto se maximice. Además, cada nivel del muro muestra un efecto arco donde los desplazamientos aumentan en el espaciamiento vertical medio.

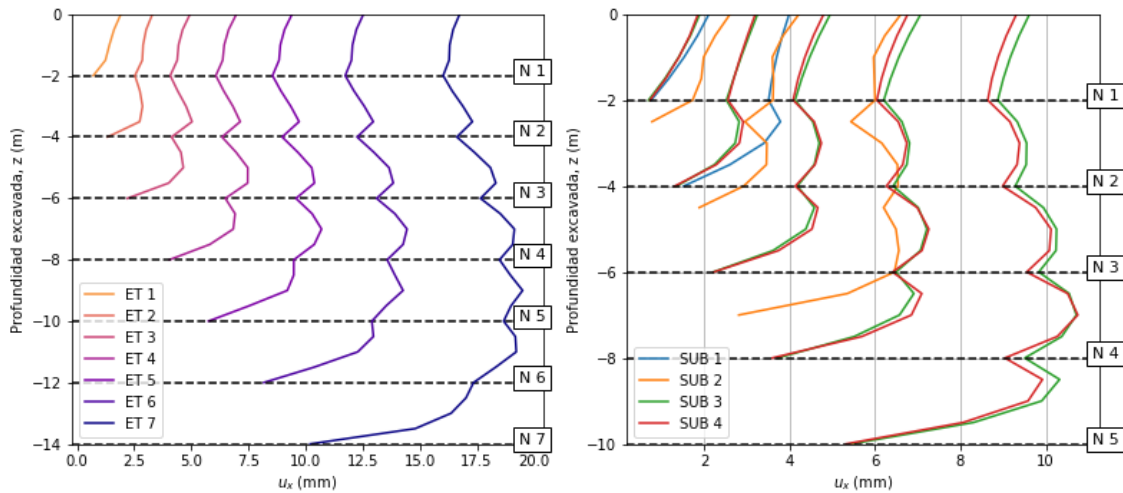


Figura 5.27: Desarrollo desplazamiento lateral por etapas constructivas. Modelo 4 subterráneos y comparación con etapas de modelos de menor altura, Arcilla.

Los muros modelados en Arena presentan un comportamiento intermedio, la Figura 5.28 muestra un alto grado de deformación en la altura de instalación de los anclajes, producto al efecto arco durante el retiro de los bataches. Además, el muro de 14 m de alto presenta niveles de desplazamiento en la base menor a la arcilla, que alcanzan los 5 mm.

Los muros toman una forma inclinada, observado desde el coronamiento hasta la base, a pesar de que presentan considerables desplazamientos locales debido a la ejecución de cada nivel de ejecución.

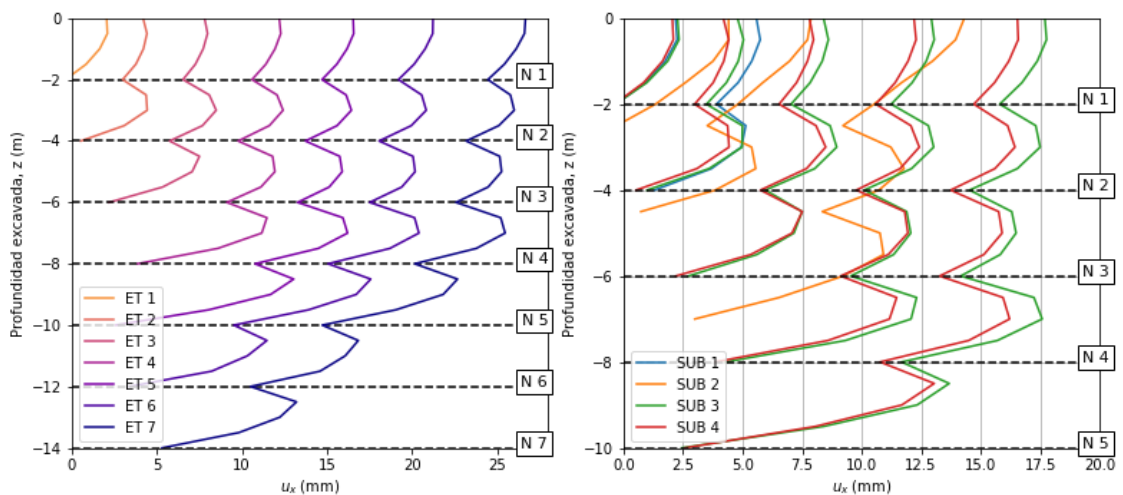


Figura 5.28: Desarrollo desplazamiento lateral por etapas constructivas. Modelo 4 subterráneos y comparación con etapas de modelos de menor altura, Arena.

5.2.5 Desarrollo Carga Axial en líneas superiores

El desarrollo de la carga T_{max} , presentado en los siguientes gráficos, muestra una tendencia relacionada con el aumento de volumen sostenido. En particular, en los anclajes de los modelos en Arcilla y Grava, se percibe un ajuste de la carga dentro del mismo nivel de excavación, sin importar el largo de diseño cada modelo, aunque en los modelos con muros más pequeños que en SUB4, los refuerzos de la línea superior divergen para sus últimas etapas.

Por el contrario, los resultados en arenas muestran singularidades en el desarrollo de la carga, a pesar de que los valores en la etapa final de cada modelo se acercan al valor de la curva para SUB4. Cabe mencionar que el nivel de carga en cada suelo es distinto, lo cual no necesariamente responde a la geometría del muro, sino a las propiedades específicas de los materiales.

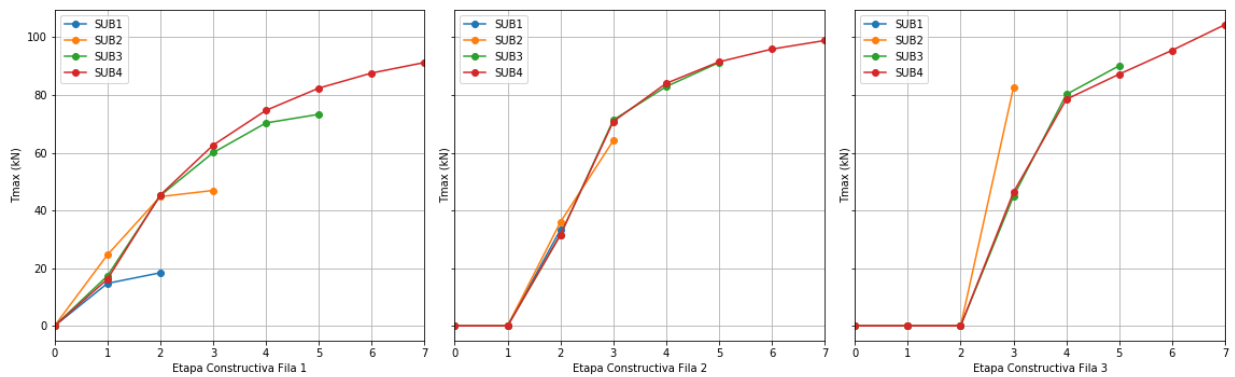


Figura 5.29: Desarrollo carga axial máxima para las 3 filas superiores, comparación modelos de altura variable en Grava.

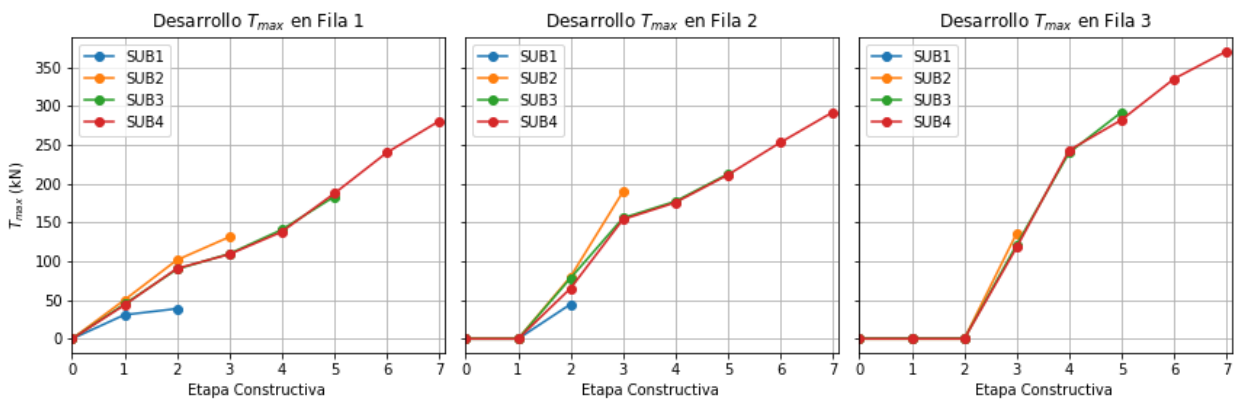


Figura 5.30: Desarrollo carga axial máxima para las 3 filas superiores, comparación modelos de altura variable en Arcilla.

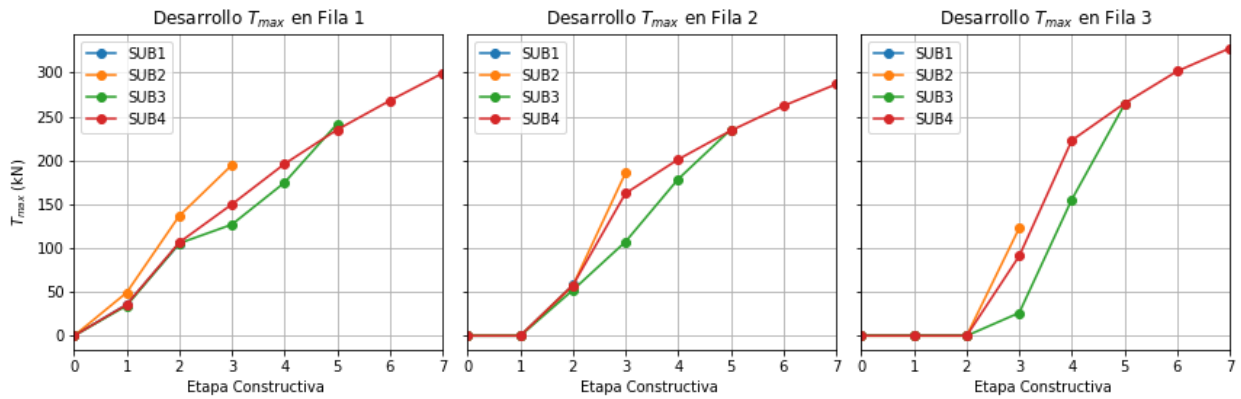


Figura 5.31: Desarrollo carga axial máxima para las 3 filas superiores, comparación modelos de altura variable en Arena.

5.3 Respuesta ante la variación del volumen excavado

Adicionalmente a los resultados presentados, se agregan 3 nuevas variaciones de la secuencia constructiva, que buscan mostrar el efecto de la descompresión del terreno. Estos modelos se realizan a partir de la configuración 5_2 en Arcilla, para una excavación que representa 4 subterráneos. La cual es mencionada como secuencia 1 dentro del apartado.

Si bien, ya se ha señalado anteriormente que el efecto del momento de ejecución de los anclajes reduce los desplazamientos, existe la opción de instalar todos los anclajes antes de retirar cualquier batache, la cual permite un proceso constructivo más rápido y practico, que aún no se ha testeado, por lo cual se incluye dentro de este análisis y es mencionado como la secuencia 2. Las secuencias de este apartado se describen en la Tabla 5.10.

Tabla 5.10: Descripción de las secuencias constructivas.

Secuencia	Descripción
1	Configuración 5_2, ejecución de anclajes previo al retiro del cada batache
2	Instalación de anclajes posterior al excavación general del nivel
3	Berma del batache de 2 m.
4	Altura de nivel de excavación de 1 m.

La Figura 5.32 presenta los desplazamientos de las secuencias estudiadas, para el coronamiento y la pantalla. Dentro de ellas, se debe destacar el resultado obtenido por la secuencia 4, la cual es capaz de disminuir los desplazamiento laterales aproximadamente 1 mm en el coronamiento y en 2 mm sobre el muro, su destacado rendimiento tambien se percibe en los asentamientos, donde hay una disminución mayor a 1 mm.

Aunque en menor medida, la secuencia 2 también muestra disminución de los desplazamientos respecto a la secuencia 1, la cual se hace más notoria sobre el asentamiento medido en el coronamiento y el desplazamiento lateral en la altura media de cada nivel de excavación. Otra ventaja que representa esta secuencia se relaciona al menor tiempo de cálculo en el software de elementos finitos. Por último, la utilización de bermas más anchas no favorece el desarrollo de deformaciones, lo cual la convierte en una opción poco recomendable.

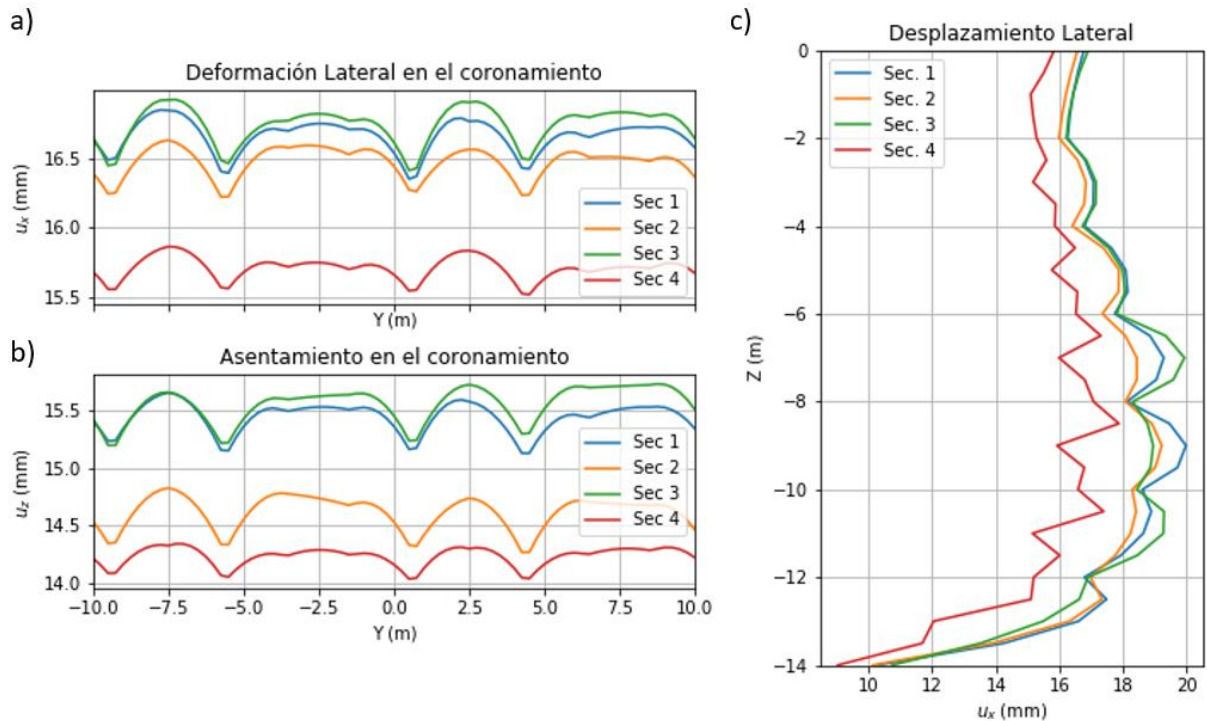


Figura 5.32: Desplazamiento secuencias constructivas referentes al volumen excavado; a) Desplazamiento lateral en el coronamiento; b) Asentamiento en el Coronamiento; c) Deflexión horizontal en el muro.

Respecto al desarrollo final de las cargas de los anclajes, los resultados no indican una configuración favorable. La Tabla 5.11 señala que el valor de T_{max} en 4 filas superiores de anclajes de la secuencia 4 obtienen las menores cargas de la muestra. Sin embargo, sus últimas filas presentan los resultados menos favorables. Por otro lado, la secuencia 2 es capaz de disminuir la carga respecto a la secuencia 1, aunque esta diferencia no logra superar el 5%.

Tabla 5.11: Carga máxima para secuencias referentes a volumen excavado.

Z (m)	T_{max} (kN)			
	Sec. 1	Sec. 2	Sec. 3	Sec. 4
-1	245.92	243.55	232.25	231.27
-3	256.47	248.85	242.27	236.01
-5	325.18	317.78	312.25	297.12
-7	402.72	385.10	391.75	379.34
-9	413.60	409.17	408.90	418.89
-11	359.87	358.73	367.50	393.63
-13	163.20	176.21	207.54	228.41

En términos de la carga en la cabeza de los anclajes, la secuencia 4 presenta cargas más altas. La mayor diferencia se encuentra en la última fila, donde es 2.3 veces más alta que la primera secuencia. Sin embargo, ninguna de estas cargas alcanza el 60% de T_{max} , por lo cual siguen siendo menor que las cargas utilizadas en el diseño.

Tabla 5.12: Carga T_0 para secuencias referentes a volumen excavado.

Z (m)	T_0 (kN)			
	Sec. 1	Sec. 2	Sec. 3	Sec. 4
-1	31.20	30.68	31.44	51.30
-3	41.99	39.56	42.02	71.13
-5	67.63	73.25	76.73	114.51
-7	106.29	107.79	123.68	143.02
-9	145.73	147.35	161.22	187.12
-11	161.27	176.04	178.58	214.43
-13	61.18	66.59	90.39	141.95

6. RESULTADOS DE MODELOS DINÁMICOS.

En este capítulo se presentan los resultados obtenidos desde el módulo dinámico de Plaxis3D, se comparan las aceleraciones de modelos sin estructuras con mediciones de estaciones cercanas a las unidades geotécnicas seleccionadas. Se estudia el efecto de amplificación sísmica que se producen en muros Soil Nailing. Por otro parte, se muestran los desplazamientos laterales, asentamientos y carga axial que se ven afectados los muros de distinta altura, además se comparan estos resultados con los obtenidos por medio de un análisis pseudo-estático.

6.1 Respuesta en condiciones de campo libre.

La elección de la componente de los registros utilizados perteneciente al sismo del Maule 2010 obedece a la compatibilidad que presenta la respuesta de los modelos sin estructuras en Plaxis, con respecto a registros de estaciones de “Campo Libre”.

Las estaciones seleccionadas se ubican en zonas donde la caracterización geológica de los suelos se ajusta a la estratigrafía propuesta en la modelación. Los registros de aceleración tiempo-historia de las estaciones de campo libre fueron obtenidos desde la pagina web de la Red de Cobertura Nacional de Acelerógrafos (RENADIC) del Departamento de Ingeniería Civil de la Universidad de Chile.

La información estratigráfica de las estaciones fue realizada por Vergara (2015) a partir de estudios previos en la cercanía al sitio de cada estación. Se presentan los perfiles de las estaciones Santiago Centro, La Florida y Peñalolén. Las dos primeras se ubican sobre la unidad geológica que contiene las Gravas Fluviales, en cambio, la estación Peñalolén se encuentra sobre depósitos finos aluvionales. Los perfiles estratigráficos se muestran en la Figura 6.1 y su descripción en la Tabla 6.1.

Respecto a la semejanza de la estratigrafía de los modelos realizados en Plaxis; la estación Peñalolén contiene estratos intercalados desde los 24 m hasta los 28.5 m de profundidad, los cuales no son considerados en la modelación, además el estrato superior de arcilla difiere en un metro con el encontrado en la estación.

En cambio, para los modelos de sobre Grava se encontró que la estación FCFM, ubicada en la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile, presenta una distribución de suelo de mayor similitud al modelo de elementos finitos, sin embargo, la señal medida contiene interacción suelo-estructura, la razón por la que se ha descartado. Por otro lado, la estación Santiago Centro presenta 4 m superficiales de arcilla y luego 8 m de arena previo el suelo de mayor rigidez.

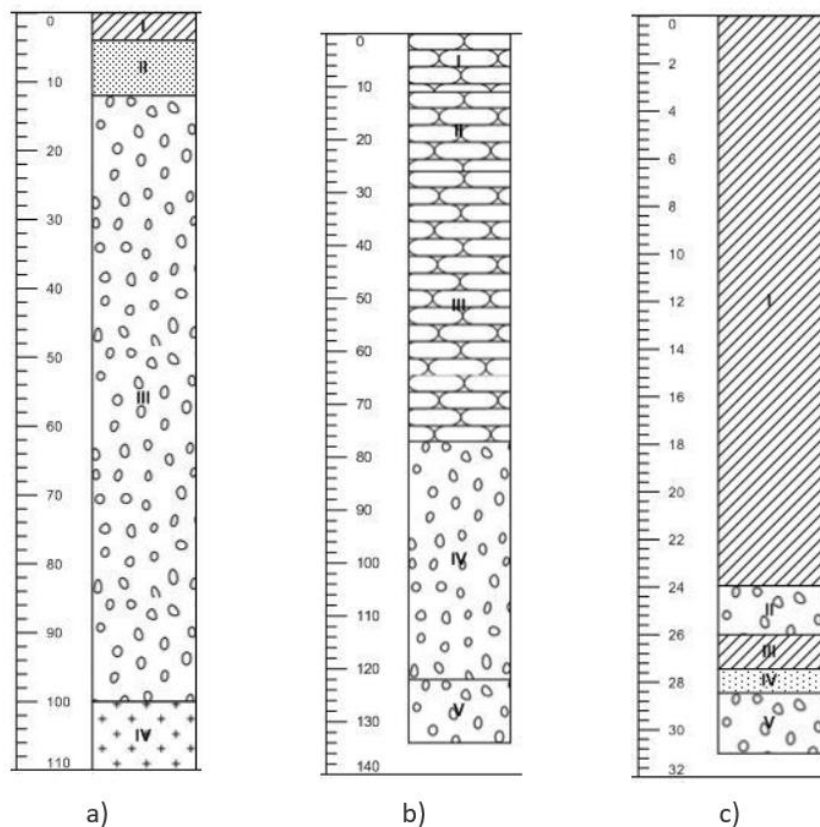


Figura 6.1: Perfil estratigráfico para estaciones RENADIC; a) Estación Santiago Centro; b) Estación La Florida; c) Estación Peñalolén. Modificado de Vergara (2015).

Tabla 6.1: Estratificación Estaciones de estudio, en condición campo libre. Modificado de Vergara (2015).

Estrato	Estación Santiago Centro		Estación La Florida		Estación Peñalolén	
	Prof. (m)	Descripción	Prof. (m)	Descripción	Prof. (m)	Descripción
i	0 - 4	Arcilla	0 - 11	Bolones con Grava y Arcilla	0 – 24	Arcilla
ii	4 -12	Arena	11 - 26	Bolones con Grava y arena	24 – 26	Grava
iii	12 - 100	Grava	26 - 77	Bolones con grava, arena y arcilla	26 - 27.5	Arcilla
iv	100 - 110	Roca	77 - 122	Grava arenosa con bolones y arcilla	27.5 – 28.5	Arena limosa
v	-	-	122 - 134	Grava arenosa	28.5 – 31	Grava

Desde la Figura 6.2 hasta Figura 6.4 se presentan los espectros de respuesta elástico para un oscilador de un grado de libertad con un amortiguamiento de 5% de las señales obtenidas desde las estaciones de campo libre y la respuesta en superficie de los modelos realizados en Plaxis.

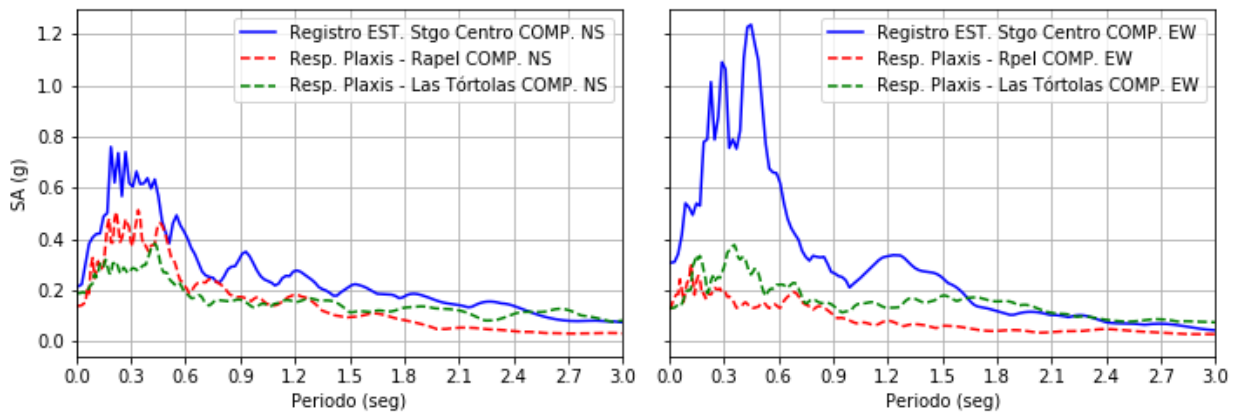


Figura 6.2: Espectro de aceleración a partir de registro en estación Santiago Centro y Espectro de aceleración a partir de respuesta en Plaxis para los registros de estación Rapel y Las Tórtolas.

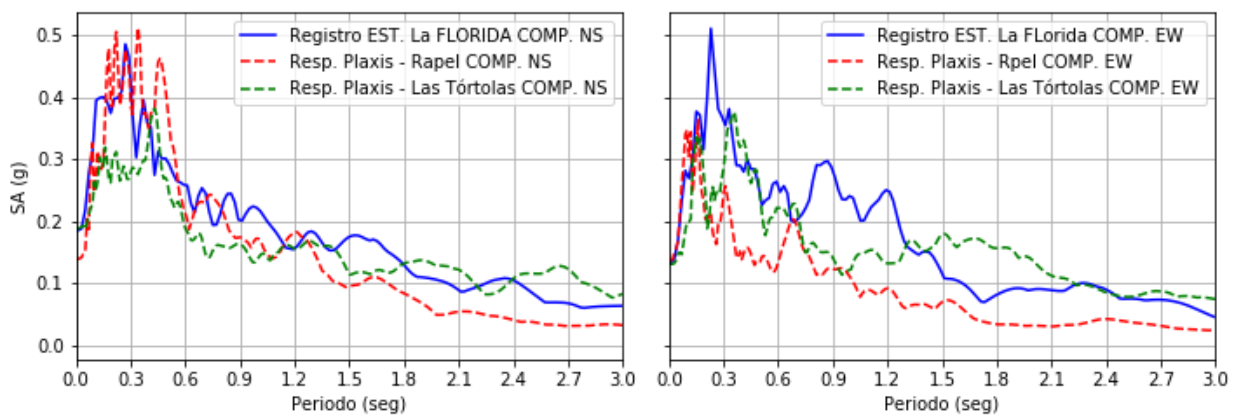


Figura 6.3: Espectro de aceleración a partir de registro en estación La Florida y Espectro de aceleración a partir de respuesta en Plaxis para los registros de estación Rapel y Las Tórtolas.

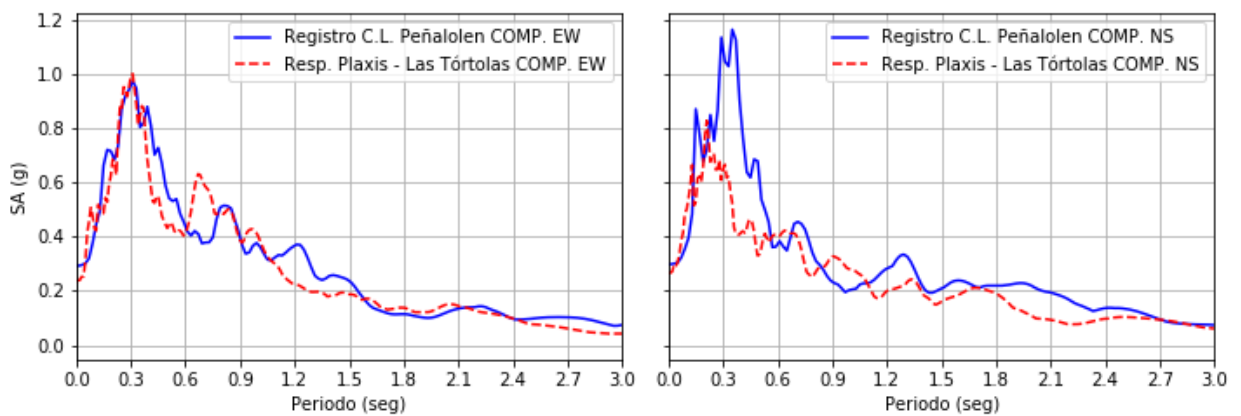


Figura 6.4: Espectro de aceleración a partir de registro en estación Peñalolén y Espectro de aceleración a partir de respuesta en Plaxis para los registros de estación Rapel y Las Tórtolas.

Para el modelo de Arcilla se utiliza el registro de las Tórtolas debido al adecuado desempeño que obtuvo Aravena (2020) y en particular, la componente de medición Este – Oeste (EW) que presenta mayor similitud en términos de PGA y Aceleración espectral (SA). Esto se comprueba en la Figura 6.4, que muestra a la estación de Peñalolén y la respuesta en superficie del software compartiendo el mismo periodo predominante.

Por otro lado, en los modelos sobre Grava se utilizan los registros de Rapel y Las Tórtolas para el análisis de campo libre. Primero se hace la comparación con la estación de Santiago Centro, que se encuentra sobre una zona de Santiago altamente estudiada y caracterizada por la unidad de gravas fluviales. Pero, su respuesta no coincide con lo esperado para un suelo rígido. Vergara (2015) señala que al encontrarse a 1.5 km de la estación FCFM deberían tener una respuesta similar, en cambio, la estación Santiago Centro muestra una de las aceleraciones espectrales más altas dentro de las estaciones ubicadas en la cuenca de Santiago, en cambio, la estación FCFM uno de los menores. Posiblemente este efecto de amplificación se debe a la capa superior de arcilla de la estación Santiago Centro.

La estación La Florida muestra una respuesta acorde a un suelo rígido, donde ambas direcciones de medición no registran gran diferencia en términos de espectro de respuesta. El registro en superficie de los modelos en Plaxis se ajustan en términos de PGA para ambos componentes con respecto la señal obtenida de la estación. Sin embargo, la Figura 6.3 muestra que la componente Norte – Sur (NS) del modelo, que se aplica el registro de Rapel obtiene una aceleración espectral más similar a la estación, aunque para el periodo predominante no sea tan claro.

El resumen de la comparación entre las estaciones en campo libre y la respuesta de los modelos se presenta en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2: Aceleración Máxima registrada y Aceleración espectral máxima para estaciones de campo y respuesta de modelación en Plaxis, componentes EW y NS.

Señal medida	PGA (g)		SA _{max} (g)	
	COMP. EW	COMP. NS	COMP. EW	COMP. NS
Campo Libre - Estación Peñalolén	0.29	0.30	0.97	1.16
Modelo Plaxis Arcilla - Registro Las Tórtolas	0.27	0.26	1.00	0.87
Campo Libre - Estación Sgto. Centro	0.31	0.21	1.23	0.75
Campo Libre - Estación La Florida	0.14	0.19	0.51	0.49
Modelo Plaxis Grava - Registro Las Tórtolas	0.14	0.19	0.38	0.38
Modelo Plaxis Grava - Registro Rapel	0.13	0.14	0.36	0.52

6.2 Aceleración espectral

A partir de la respuesta de aceleración de las señales que se ajustan mejor a las mediciones de las estaciones de campo libre se procede a aplicar estos registros para los modelos que contienen muros Soil Nailing de las 4 alturas modeladas. Se presenta la respuesta espectral para los puntos de control previamente definidos. Los resultados indican que el coronamiento corresponde al lugar donde existe mayor demanda sísmica dentro de cada modelo.

La Figura 6.5 muestra la amplificación en los puntos de control para el modelo de 4 subterráneos en Arcilla. El coronamiento presenta un aumento del 40% de la respuesta en comparación al modelo en condiciones de campo libre, a su vez el punto E, que se encuentra a 42 m de distancia, muestra un resultado similar al campo libre por lo cual, dentro de toda esta zona existe un aumento de la aceleración. Por otro lado, el cambio de la respuesta sobre el muro disminuye en profundidad de forma más abrupta y es en la base donde existe la menor respuesta de aceleración. En esta zona se vuelve predominante el segundo peak de la señal.

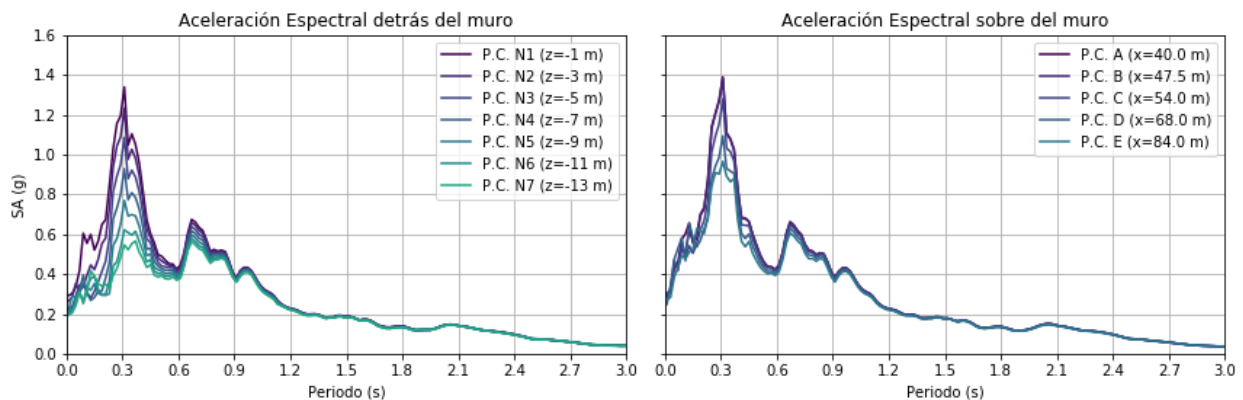


Figura 6.5: Aceleración Espectral modelo 4 subterráneos para Puntos de Control sobre y detrás del muro, Arcilla.

El espectro sobre grava muestra dos peak similares, ambos de menor periodo al observado en la estación de campo libre. La Figura 6.6 indica los mismos patrones ya mencionados, aunque el punto de control D, ubicado a una distancia de 28 m detrás del muro concuerda con las mediciones del modelo de campo libre. Este suelo, al poseer una mayor rigidez, afecta una superficie detrás del muro de menor área. Sin embargo, el aumento de la aceleración espectral en el coronamiento alcanza un 50%.

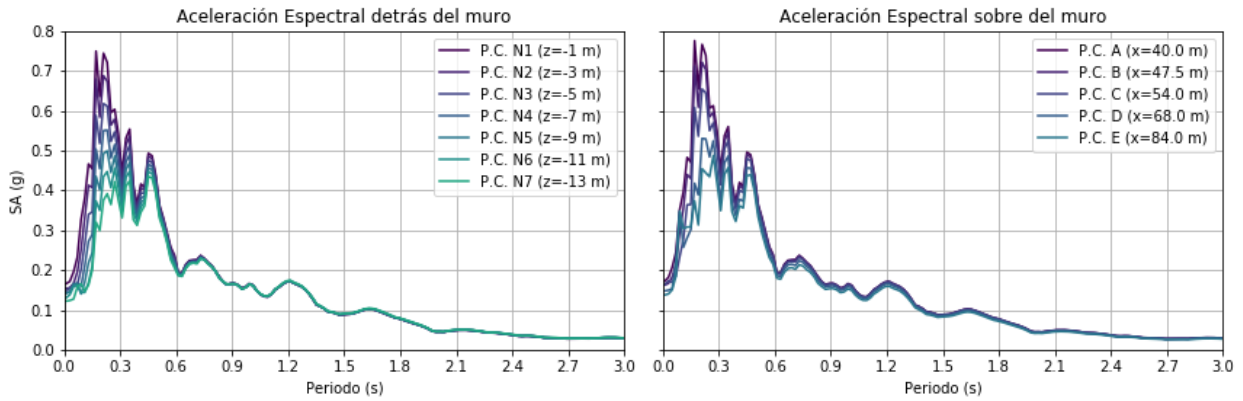


Figura 6.6: Aceleración Espectral modelo 4 subterráneos para Puntos de Control sobre y detrás del muro, Grava.

El modelo de 3 subterráneos en Arcilla muestra la mayor aceleración espectral, en cambio el de 2 subterráneos presenta el mayor valor PGA, lo cual indica que estos parámetros no necesariamente dependen de la altura del muro Soil Nailing. En este tipo de suelo hubo mayor respuesta en el muro del lado positivo del modelo, el cual recibía las ondas en el sentido negativo de aplicación.

Respecto a los modelos de grava, hubo una mayor respuesta del muro del lado negativo y los resultados indican un aumento de la respuesta para muro Soil Nailing más altos.

Tabla 6.3: Aceleración máxima y espectral en coronamiento modelos en Arcilla.

SUB	Punto de Control A ⁺			Punto de Control A ⁻		
	PGA (g)	PSA (g)	SA/PGA (-)	PGA (g)	PSA (g)	SA/PGA (-)
1	0.29	1.20	4.16	0.30	1.24	4.16
2	0.36	1.49	4.11	0.32	1.51	4.78
3	0.34	1.57	4.61	0.31	1.55	4.97
4	0.30	1.39	4.66	0.31	1.36	4.34

Tabla 6.4: Aceleración máxima y espectral en coronamiento modelos en Grava.

SUB	Punto de Control A ⁺			Punto de Control A ⁻		
	PGA (g)	SA (g)	SA/PGA (-)	PGA (g)	SA (g)	SA/PGA (-)
1	0.15	0.55	3.60	0.15	0.52	3.64
2	0.16	0.63	4.05	0.16	0.59	3.84
3	0.17	0.71	4.25	0.17	0.66	4.00
4	0.17	0.78	4.48	0.18	0.75	4.22

6.3 Desplazamientos post-sismo

Las siguientes figuras muestran los registros de desplazamiento durante la aplicación de la señal sísmica, para los puntos de control en el coronamiento; A^+ y A^- . Estos resultados son relativos a las mediciones del punto de control de los modelos de campo libre respectivo a cada suelo, el cual se ubica en el centro de la superficie del modelo. Los desplazamientos absolutos se encuentran en el Anexo C.2.

La Figura 6.7 y 6.8 muestran un incremento del desplazamiento lateral y asentamientos, sin embargo, a los 15 segundos del registro se muestra una variación abrupta del desarrollo de la deformación. Como es esperado, la última parte del registro no presenta cambios significativos.

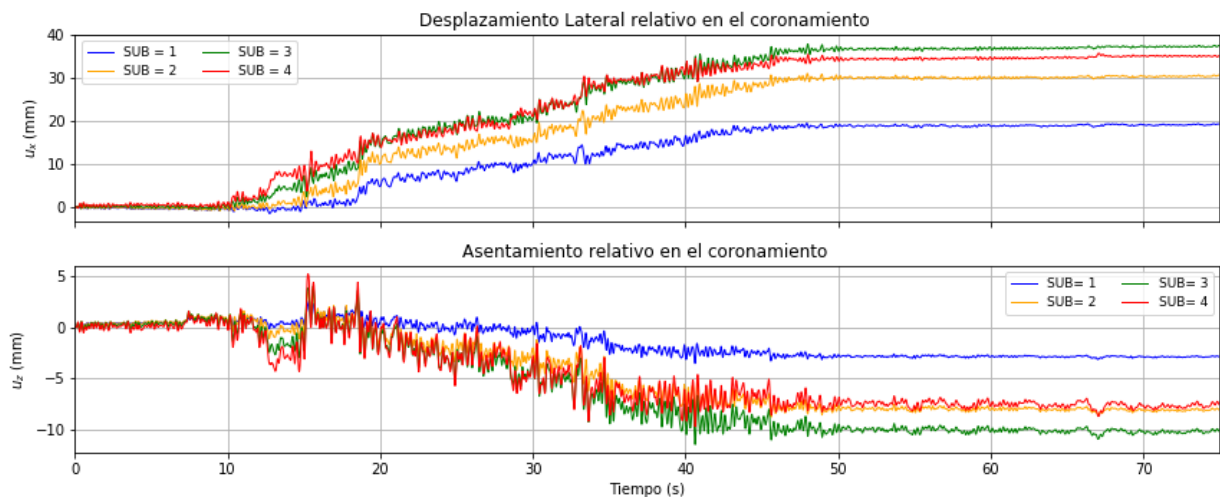


Figura 6.7: Desplazamiento relativo en el coronamiento para muro lado negativo, modelos en Arcilla con altura variable.

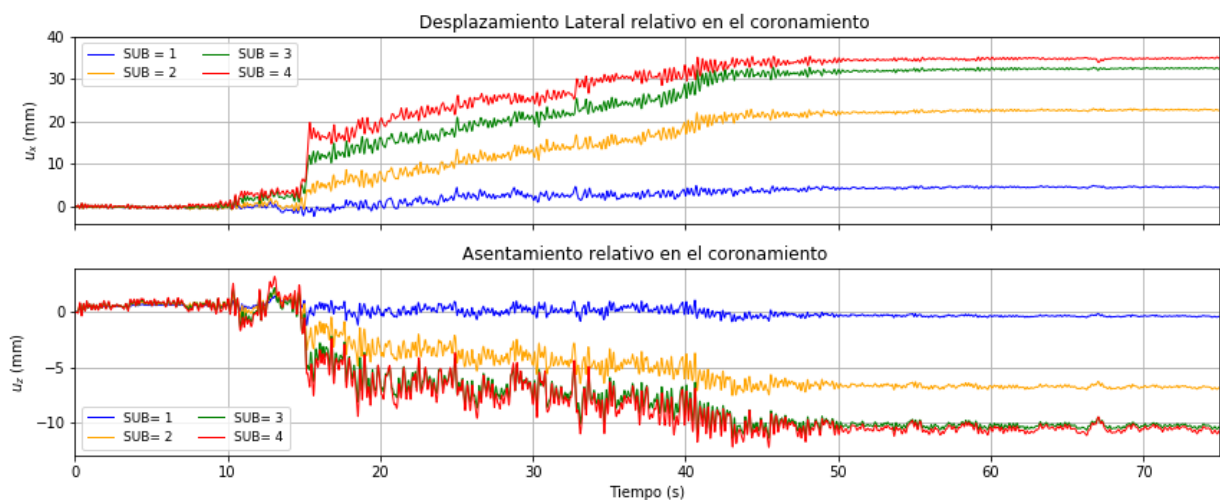


Figura 6.8: Desplazamiento relativo en el coronamiento para muro lado positivo, modelos en Arcilla con altura variable.

Por otro lado, los desplazamientos relativos de los modelos en Grava se encuentran en las Figura 6.9 y 6.10. En este caso, existe una relación entre el desplazamiento lateral y la altura.

Los asentamientos muestran variaciones inesperadas, el registro del muro de lado positivo presenta en su primera sección, desplazamientos verticales positivos, lo que indica que los modelos con muros Soil Nailing se asientan menos que el modelo en campo libre. De la misma forma, los resultados del muro negativo señalan el mismo efecto, pero solo alcanza 1 mm.

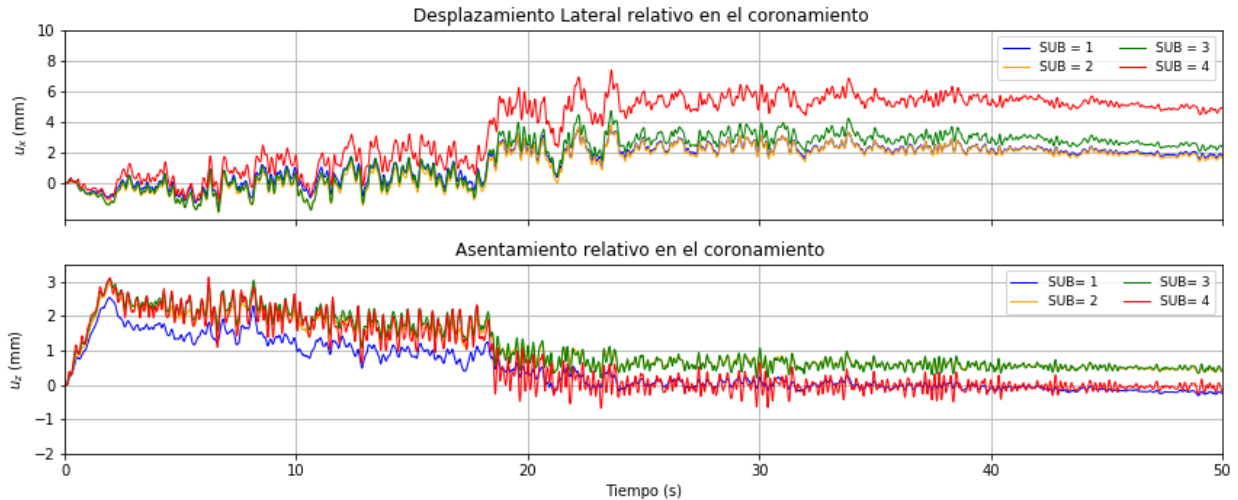


Figura 6.9: Desplazamiento relativo en el coronamiento para muro lado negativo, modelos en Grava con altura variable.

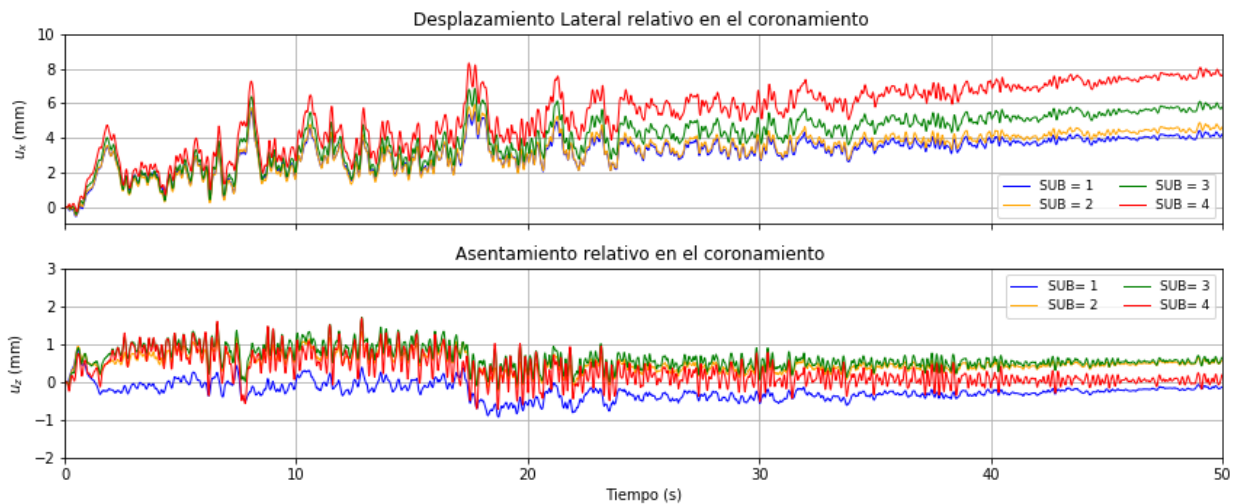


Figura 6.10: Desplazamiento relativo en el coronamiento para muro lado positivo, modelos en Grava con altura variable.

La Tabla 6.5 presenta los desplazamientos laterales al finalizar cada registro. Los resultados indican que la grava presenta menores desplazamiento lateral post-sismo en comparación con la Arcilla y su muro del lado positivo muestra el mayor movimiento. En cambio, el muro del lado negativo de los modelos en Arcilla sufrió los mayores desplazamientos y en este suelo no hay una relación con la profundidad de la excavación debido a que los desplazamientos del modelo SUB3 superan a los que se presentan en SUB4.

Tabla 6.5: Desplazamiento lateral post-sismo modelos Grava y Arcilla

SUB	H (m)	Grava Δu_x (mm)		Arcilla Δu_x (mm)	
		A ⁺	A ⁻	A ⁺	A ⁻
1	4	4.20	1.76	4.56	19.18
2	7	4.61	1.62	22.71	30.50
3	10	5.78	2.35	32.45	37.43
4	14	7.63	4.86	34.88	35.11

- **Perfil de asentamientos**

Se presentan los asentamientos finales posterior al sismo, tanto para el análisis dinámico y pseudo estático, junto a la curva de la etapa estática.

En la Figura 6.11 se muestra los resultados correspondientes a los modelos en Arcilla. Estos contienen una abrupta caída, fenómeno que ocurre detrás de la zona reforzada. Posiblemente se deba al gran desplazamiento lateral que sufre el muro y la masa de suelo anclada y también se espera que dentro de esta área el desplazamiento posea mayor uniformidad. Además, los gráficos muestran un buen ajuste entre los resultados de asentamientos del modelo pseudo-estático y dinámico, en particular para los modelos de 2 y 3 subterráneos.

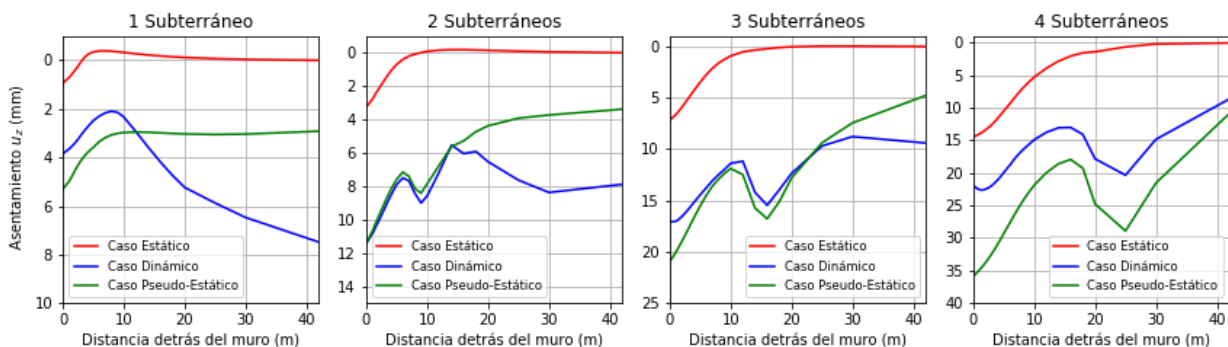


Figura 6.11: Asentamiento para Caso estático; dinámico y pseudo-estático modelos en Arcilla de altura variable.

Por otro lado, los asentamientos de los modelos en Grava, presentados en la Figura 6.12, están controlados por los efectos del borde, lo cual general un decrecimiento hacia fuera del muro.

Todos los modelos mostraron sistemáticamente una caída hacia sus bordes, este fenómeno es más claro en el modelo de 1 subterráneo de Arcilla y en aquellos desarrollados en la Grava. Lo último sugiere observar estos resultados con cautela debido a su respuesta insatisfactoria para predecir los asentamientos.

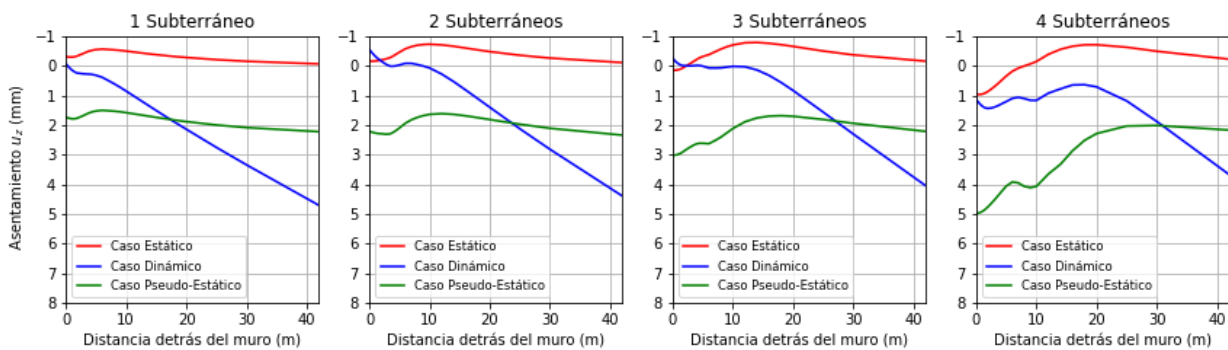


Figura 6.12: Asentamiento para Caso estático; dinámico y pseudo-estático modelos en Grava de altura variable.

- **Deflexión lateral del muro**

Los desplazamientos laterales para Caso estático, pseudo-estático y dinámicos se presentan a continuación, según la altura de cada muro. La Figura 6.13 sugiere que los resultados en Arcilla para el caso dinámico son sobre estimados por el caso pseudo-estático. Este último corresponde a un valor absoluto obtenido del Software, el cual podría variar a partir de un punto referencial dentro del modelo, pero a pesar de esta modificación, las deformadas muestran cuya forma y des angulación de la pantalla no coincide con el resultado del caso dinámico.

En los análisis dinámicos, el desplazamiento máximo se presenta en la zona baja del muro y aumenta para excavaciones más profundas. En cambio, la deformada que entrega el análisis pseudo-estático presenta el mayor desplazamiento en el coronamiento y es creciente desde el pie de la pantalla. Solamente en los dos modelos con muros de más baja altura, su forma se ajusta para ambos tipos de análisis.

De igual modo, la Figura 6.14 muestra que hay una sobreestimación por parte del análisis pseudo-estático. La deformada sufre un efecto similar al mencionado, el análisis dinámico maximiza los desplazamientos en el estrato superior.

Otro efecto observado en la modelación se relaciona con el volumen de suelo desplazado, cuando la excavación no es suficientemente profunda, la aceleración pseudo-estática desplaza una masa de suelo por debajo de la excavación y no se produce una cuña sísmica notoria. Lo cual dificulta determinar un punto de referencia

para obtener desplazamientos relativos, ya que dependen más bien de las dimensiones del modelo.

En los muros menos profundos se necesitan distancias muy largas para compatibilizar los resultados con los desplazamientos dinámicos, que pueden llegar a alcanzar 10 veces la altura del muro. En cambio, el modelo de 4 subterráneos presenta una cuña sísmica notoria, y solo basta seleccionar un punto referencial a una distancia de 3 veces el alto del muro para lograr que la fuerza pseudo-estática coincida con las cargas producidas por el sismo. Debido a lo anterior es recomendable no utilizar un punto de referencia en el análisis pseudo-estático y obtener desplazamientos más conservadores.

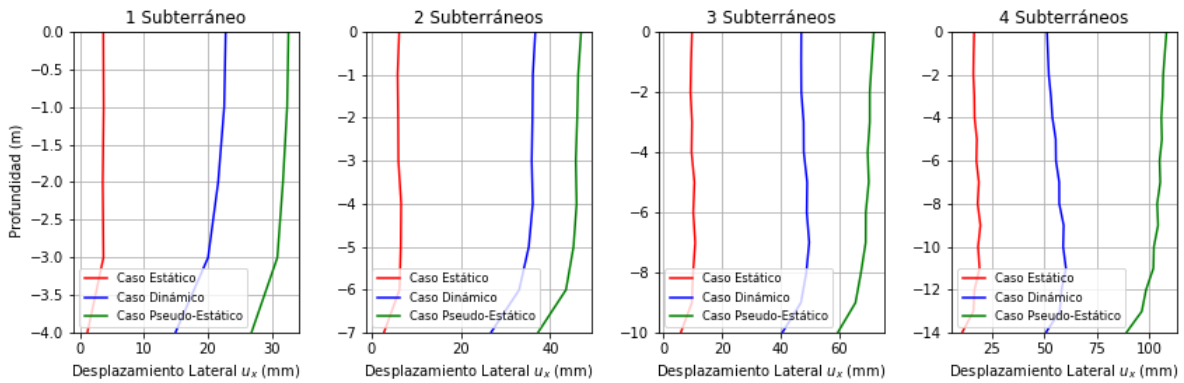


Figura 6.13: Deflexión horizontal para Caso estático; dinámico y pseudo-estático modelos en Arcilla de altura variable.

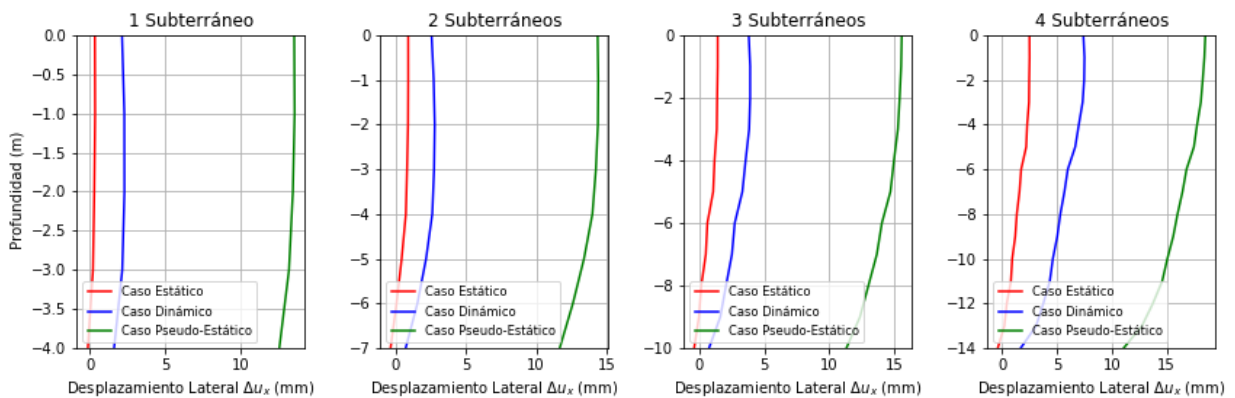


Figura 6.14: Deflexión horizontal para Caso estático; dinámico y pseudo-estático modelos en Grava de altura variable.

6.4 Carga axial post-sismo

Las cargas características de los refuerzos para el diseño de un muro Soil Nailing corresponden a T_{max} y T_0 . En este apartado se presentan dichas fuerzas en los 3 modelaciones realizados. Se espera encontrar cierta semejanza entre los análisis pseudo estático y dinámico.

Respecto a T_0 , ambos suelos muestran que existe subestimación por parte del análisis pseudo estático. En la arcilla, este fenómeno se ve acentuado en la última fila en los muros de 3 y 4 subterráneos, el resto de los refuerzos muestra valores más cercanos. En el caso de la Grava, los anclajes superiores de cada modelo en el análisis pseudo estático toman menor carga que los modelos dinámicos. Sin embargo, en la zona inferior del muro la comparación de las cargas se revierte.

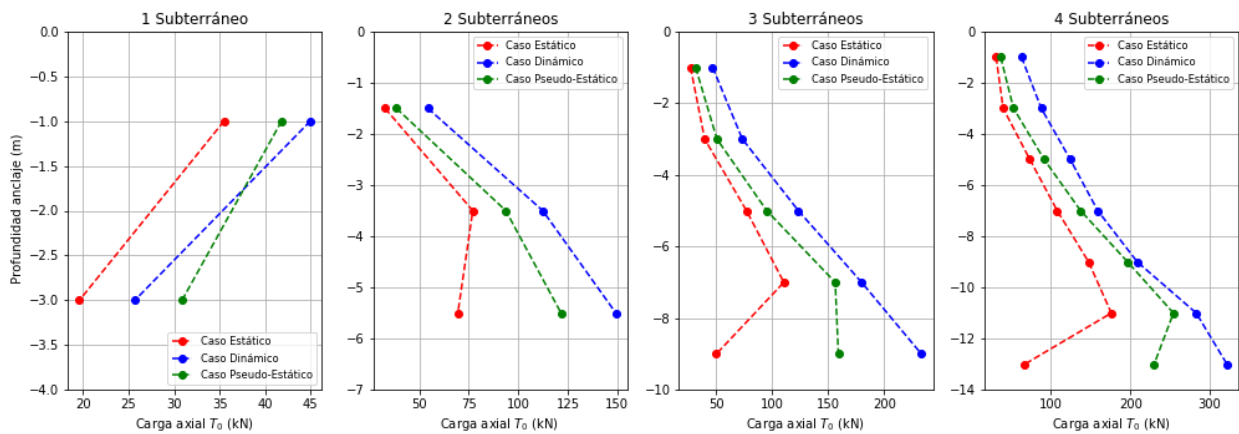


Figura 6.15: Carga en la cabeza del anclaje para Caso estático; dinámico y pseudo-estático, modelos en Arcilla de altura variable.

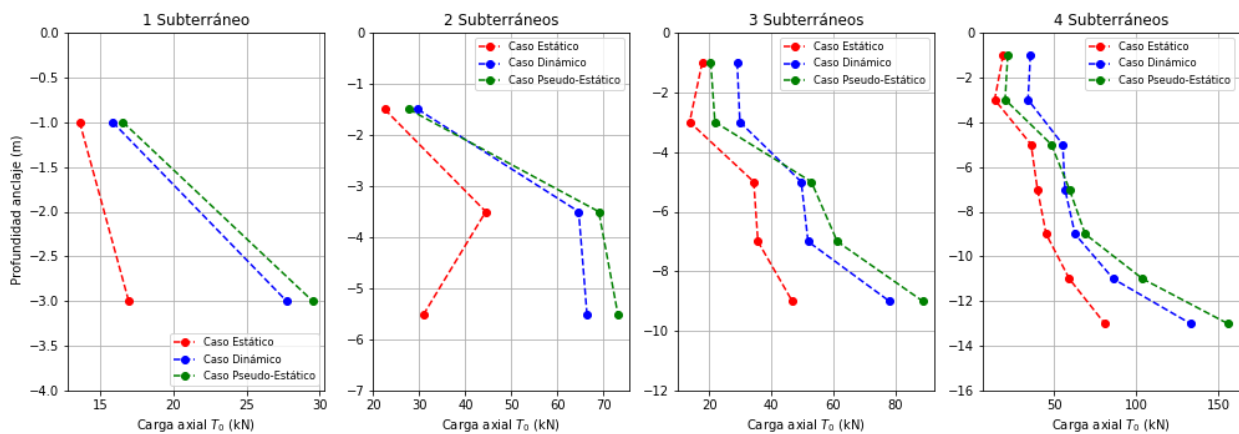


Figura 6.16: Carga en la cabeza del anclaje para Caso estático; dinámico y pseudo-estático, modelos en Grava de altura variable.

En términos de cargas máximas, el análisis pseudo estático presenta mayores valores y se ajustan en gran parte de los puntos medidos. La mayor sollicitación se encuentra en el modelo de 4 Subterráneos, para el anclaje de la cota -9m, el que alcanza 540 kN. Esto sugiere, que la verificación de diseño realizada al refuerzo es insuficiente para cumplir con los modos de fallas que afectan la integridad del elemento y es necesario aumentar el área transversal de las barras o, la densidad de los anclajes pasivos. Los modelos sobre Grava presentan la mayor carga en el análisis pseudo-estático, y en ningunos de los casos superan los valores de diseño.

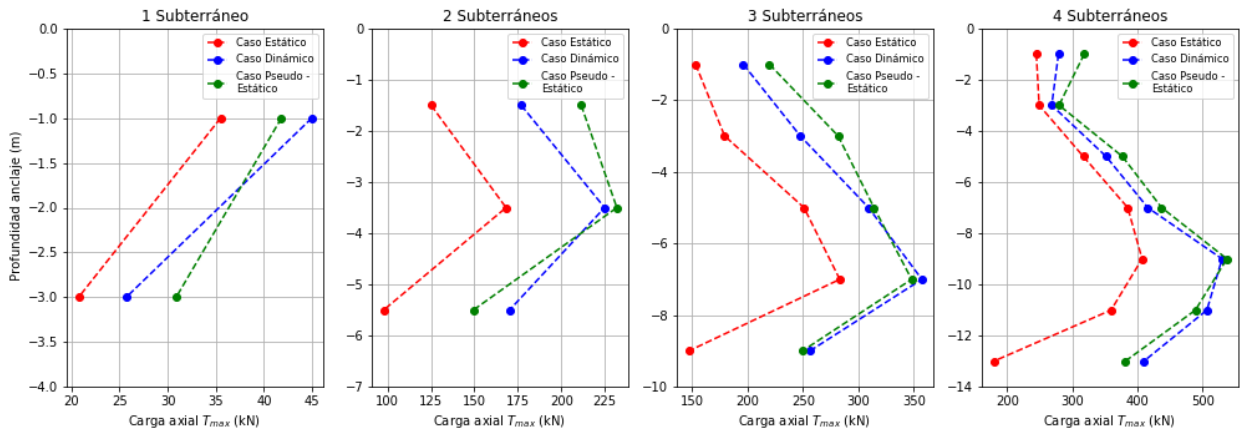


Figura 6.17: Carga máxima del anclaje para Caso estático; dinámico y pseudo-estático, modelos en Arcilla de altura variable.

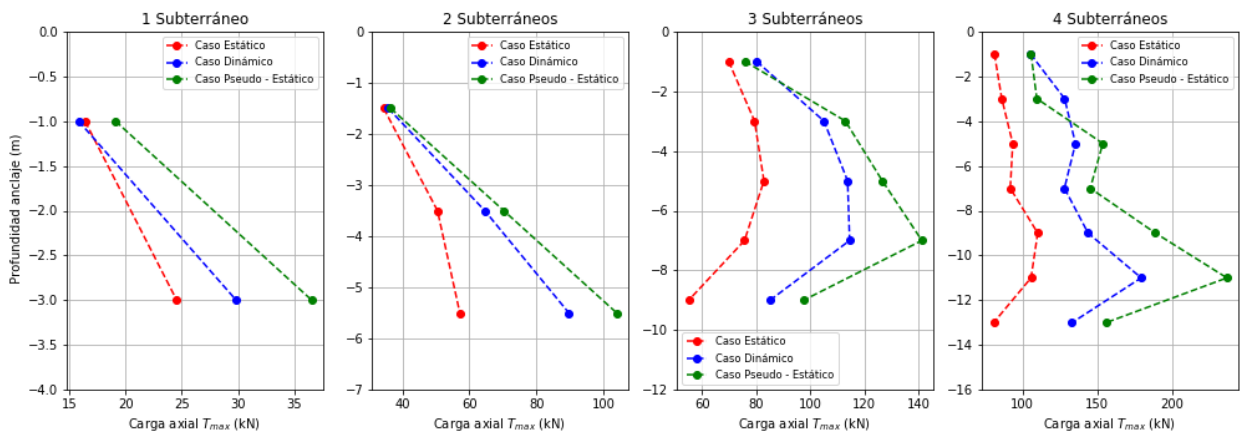


Figura 6.18: Carga máxima del anclaje para Caso estático; dinámico y pseudo-estático, modelos en Grava de altura variable.

7. DISCUSIÓN

Las modelaciones numéricas fueron realizadas en el software de elementos finitos Plaxis 3D y se utilizó un modelo constitutivo *Hardening Soil with Small Strains Stiffness*, que fue previamente calibrado para los suelos en estudio. Si bien, estos suelos están catalogados dentro de unidades geológicas, las que a simple vista pueden ser generalizadas. El uso de modelos constitutivos de alta complejidad por ningún motivo reemplaza la importancia de la investigación geotécnica del sitio, ya que muchos de estos suelos a pesar de su homogeneidad, pueden mostrar singularidades en las propiedades del terreno.

7.1 Desarrollo de desplazamientos

Los muros Soil Nailing tienen la singular característica cuya construcción está directamente ligada al proceso de excavación, por lo tanto, su ejecución debe ser planificada a la par con el movimiento de tierras.

Este trabajo presenta un método constructivo constituido por cortes al terreno intercalados y se estudian 5 variables que conforman el proceso, estas se caracterizan por ser independientes del diseño estructural del muro y se agrupan en dos clasificaciones. Las variables que afectan orden secuencial, estas muestran un efecto mayor sobre los desplazamientos. La otra clasificación reúne a aquellas que definen la geometría de los cortes, las últimas variables no son concluyentes en su relevancia.

A continuación, se enumeran las variables a partir de la importancia que manifestaron durante la modelación numérica.

1. Instalación del anclaje previo al retiro del batache.
2. Retiro de batache de menor dimensión.
3. Posición más distanciada de los bataches en filas par respecto a su homólogo de la fila impar.
4. Tamaño de batache.
5. Cantidad de anclajes por batache.

En la Grava de Santiago y Arcilla del sector Oriente de Santiago, las primeras 3 variables disminuyeron los desplazamientos. Sin embargo, el tamaño de los bataches y la cantidad de anclajes, muestran resultados no concluyentes.

En la Arcilla hubo menor desplazamiento para combinaciones que conservan la razón entre cantidad de anclajes por área del batache. Los bataches de igual tamaño y misma cantidad de anclajes minimizaron los desplazamientos, sin embargo, éstas diferencias sólo alcanzan 0.4 mm y 1 mm para la componente horizontal y vertical respectivamente.

En cambio, los resultados sobre la Arena de Concón solo muestran una disminución de los desplazamientos concluyente con la utilización de la primera variable, el resto de las variables presenta diversos resultados al combinarlas en la modelación.

Por otro lado, la configuración 1_2 que menor desplazamiento muestra en Arcilla, es la que mayor movimiento provoca en la Arena, aunque de forma más uniforme a lo largo del muro que el resto de las configuraciones. Lo anterior indica que las variables geométricas son de menor relevancia y en particular, no necesariamente el uso de bataches más pequeños disminuirá los desplazamientos. En cambio, conviene utilizar una combinación proporcionada entre los tamaños los bataches y escoger una secuencia de ejecución adecuada.

Además, cuando se comparan muros Soil Nailing de distinta altura, se logra constatar que la definición de las dimensiones en la dirección horizontal en la entibación no consigue la relevancia de las variables de diseño en la dirección vertical.

La Figura 7.1 compara los desplazamientos obtenidos en el análisis realizado en el Apartado 5.2 y la estimación sugerida por Byrne (1998), para los tres tipos de suelo que el autor indica. Cabe mencionar que la recta de $0.2\% u_x/H$ también fue propuesta por Clough & O'rourke (1991) para arenas y arcillas duras.

En el caso del desplazamiento lateral, los resultados indican una posible relación con las rectas presentadas, sin embargo, el caso de 4 subterráneos en Arcilla se escapa de la tendencia, lo que abre la posibilidad para utilizar otro tipo ajuste. La arcilla y la grava tienen un comportamiento bastante parecido respecto a la predicción de las curvas, aunque según los autores sugieren que los muros en suelos arcillosos se esperan mayores desplazamientos.

Dentro de este contexto hay que destacar que uno de los parámetros geotécnicos de gran importancia en la ejecución de excavaciones se relaciona con el módulo de deformación elástico (E_{ur}), debido a que el proceso de excavación produce el desconfinamiento del terreno y una pérdida del esfuerzo horizontal Geoestático, la tasa de deformación depende de este parámetro. El valor utilizado de E_{ur} en la modelación de Arcilla es 2.5 veces mayor que el de la Arena, por lo que es aceptable clasificar a la Arcilla como un suelo duro, y es totalmente justificable que los desplazamientos de los modelos en Arcilla estén cercanos a la recta del 0.1%.

Byrne (1998) propone que el asentamiento máximo en muros Soil Nailing alcanza un valor muy cercano al desplazamiento horizontal. Sin embargo, la Tabla 5.6 muestra que la razón entre los valores aumenta con la profundidad.

Al contrario de set de datos para el desplazamiento horizontal, los asentamientos de este trabajo no se ajustan a las rectas de la bibliografía.

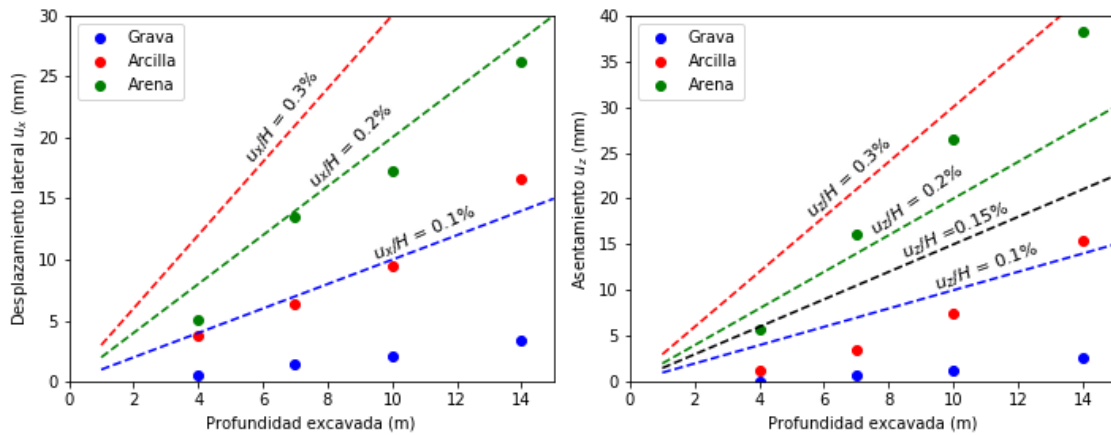


Figura 7.1: Comparación entre desplazamientos y estimaciones pertenecientes a bibliografía.

A partir de los resultados del Apartado 5.2.1, se concluye que hay una alta dependencia de los desplazamientos respecto a la profundidad excavada/altura del muro, a pesar de que cada modelo cuente con una distribución de anclajes que se ajuste a los requerimientos de diseño.

Se realiza un ajuste cuadrático del desplazamiento lateral en función de la profundidad excavada. En la Figura 7.2 esta tendencia queda presentada por curvas de color negro, las que no incluyen los desplazamientos para el modelo SUB2. Debido a que este modelo presenta niveles de excavación con variada altura y no se ajusta al resto de puntos. Lo que sugeriría que el ajuste solo se cumple cuando se conserve el alto de cada nivel de excavación como 2 m.

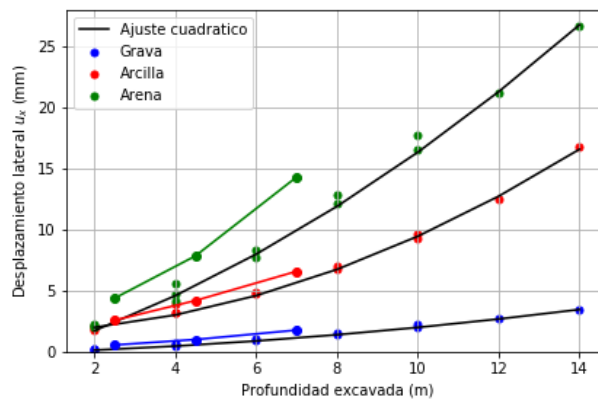


Figura 7.2: Ajuste cuadrático para desarrollo desplazamiento lateral coronamiento en función de la profundidad.

De igual manera, el asentamiento máximo ($u_{z\max}$) puede ajustarse en función de la profundidad excavada. La Figura 7.3 presenta valores para cada nivel de excavación en modelos de distinta altura. En la Grava y la Arcilla se escoge un ajuste cuadrático, en

cambio, una regresión lineal funciona mejor para la arena. Este último set de datos causa mayores incongruencias con respecto a las observaciones del resto de los resultados. Principalmente, porque existe mayor asentamiento que deflexión horizontal. La razón de este fenómeno puede relacionarse con la etapa constructiva adicional de mejoramiento de la zona donde se descubre el terreno.

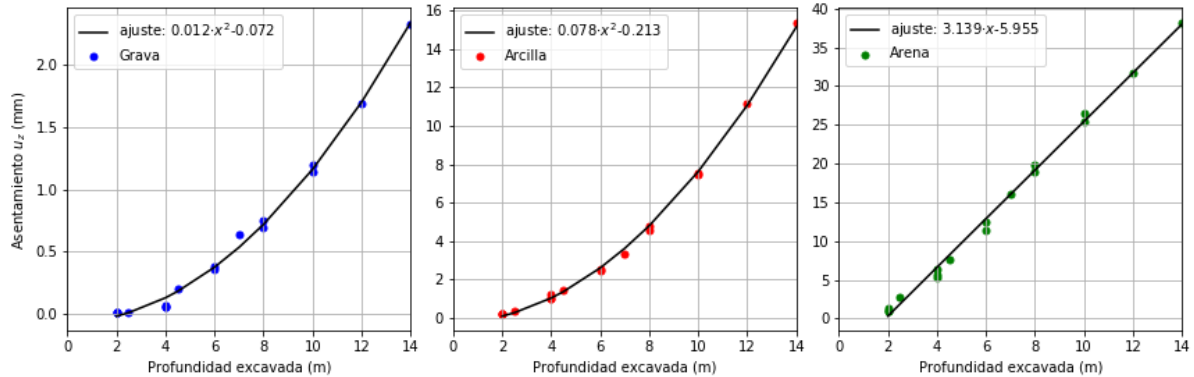


Figura 7.3: Ajuste para desarrollo asentamiento máximo en función de la profundidad excavada

Clough & O’rourke (1991) proponen normalizar los asentamientos a partir de $u_{z \max}$ y H , donde la envolvente se caracterice por una recta para suelos no muy blandos (ver Figura 2.15). En cambio, Ou & Hsieh (1993) sugieren un método con dos rectas, las cuales definen una zona de influencia primaria y secundaria (ver Figura 2.16).

A partir de los resultados, se realiza una normalización de las curvas de asentamientos de los modelos incluyendo etapas intermedias de excavación. La Figura 7.4 presenta estos datos en función del asentamiento máximo y altura del muro de dicha etapa. Los datos pueden representarse bajo una envolvente del asentamiento caracterizado por 3 curvas, las cuales se explican desde la recta más cercana al muro:

1. La envolvente comienza con una zona donde el cambio de asentamiento es nulo, lo cual se considera que los asentamientos mantienen el valor máximo, hasta una distancia aproximada de $0.15H$.
2. Le sigue una zona con alta pendiente, hasta a una distancia cercana a H para Arcilla y Arena y, para Grava llega hasta $0.7H$. Edificaciones que se encuentren dentro de esta área están susceptibles a sufrir mayores asentamientos diferenciales.
3. Una zona de menor impacto, donde los asentamientos comienzan aproximadamente desde $0.2 u_{z \max}$ en Arena y Arcilla, para Grava la recta inicia sobre $0.4 u_{z \max}$. La recta acaba cuando los asentamientos se hacen despreciables.

Si toda una estructura se encuentra de la zona caracterizada por una curva, este tipo de normalización permite determinar asentamientos diferenciales a partir de 3 datos; la pendiente de la curva, altura del muro y asentamiento en el coronamiento. En el caso que la estructura se encuentre sobre dos zonas, se requerirá adicionalmente ambas pendientes y la longitud la edificación.

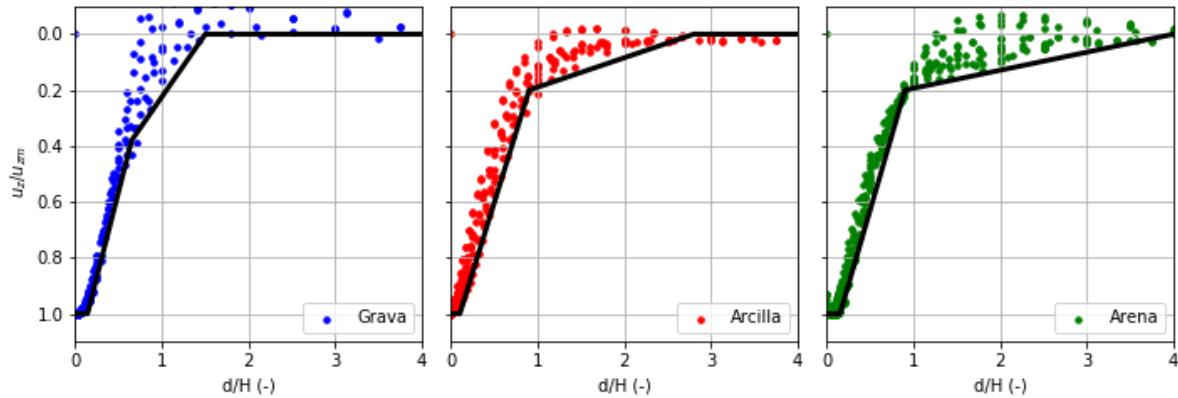


Figura 7.4: Ajuste bilineal para curva normalizada de desarrollo asentamientos detrás del muro.

El muro Soil Nailing se debe entender como una estructura realizado en numerosas etapas, lo cual queda reflejado en su deformada final, ya que cada etapa desplaza el elemento y se genera rotación de las nuevas secciones construidas. Su forma final se compone de curvas convexas a la altura de cada nivel excavado, en donde hay máximos desplazamientos en la cota de los anclajes. Este es, un patrón muy diferente al presentado en la Figura 2.13, propuesto por Byrne (1998), quien no menciona la relación al proceso de descompresión del terreno ocasionado en casa etapa constructiva.

A pesar esta curvatura local, la gran mayoría de modelos muestra una diferencia positiva entre la base y parte superior de cada etapa constructivas, lo que produce que el mayor desplazamiento se presente en el coronamiento. Sin embargo, la excesiva rotación de los nuevos niveles ejecutados sobre los modelos en Arcilla genera que el mayor desplazamiento se concentre en la sección inferior del muro.

El cambio de la longitud de los anclajes no debería tener una influencia en los desplazamientos laterales. Cuando, se analizaron muros intermedios del diseño para 4 subterráneos, estos igualmente mostraron este tipo de curvatura, a pesar de que, en dicho muro exista un sobre dimensionamiento de los refuerzos.

Como medida adicional ante la última problemática, se realiza un modelo en Arcilla donde se utilizaron batches de 1 m de alto, lo que resulta altamente eficaz para disminuir desplazamiento general del muro y se acota la brecha entre el desplazamiento en el coronamiento y el punto máximo, sin embargo, este último continúa presentándose en la mitad inferior del sistema. Además, la última propuesta constructiva significa aumentar la cantidad de niveles de excavación.

7.2 Evaluación de desplazamientos post-sismo.

La masa de suelo reforzada presenta un comportamiento uniforme en términos de desplazamientos. La Figura 7.5 contiene la gráfica de contornos de un corte transversal del modelo de 4 Subterráneos en Arcilla, tanto en el análisis dinámico y pseudo-estático. Esta figura también muestra una línea punteada la cual indica la superficie de falla propuesta en el diseño bajo el método de Janbu simplificado. Aunque, ambas gráficas compatibilizan el arreglo de anclajes y las iso-curvas de desplazamientos. Sin embargo, el análisis dinámico concentra los mayores efectos en la sección inferior de la pantalla, en cambio, en el análisis pseudo-estático la concentración se encuentra en la zona superior, lo cual se pone en evidencia al comparar las deformadas presentadas en la Figura 6.13.

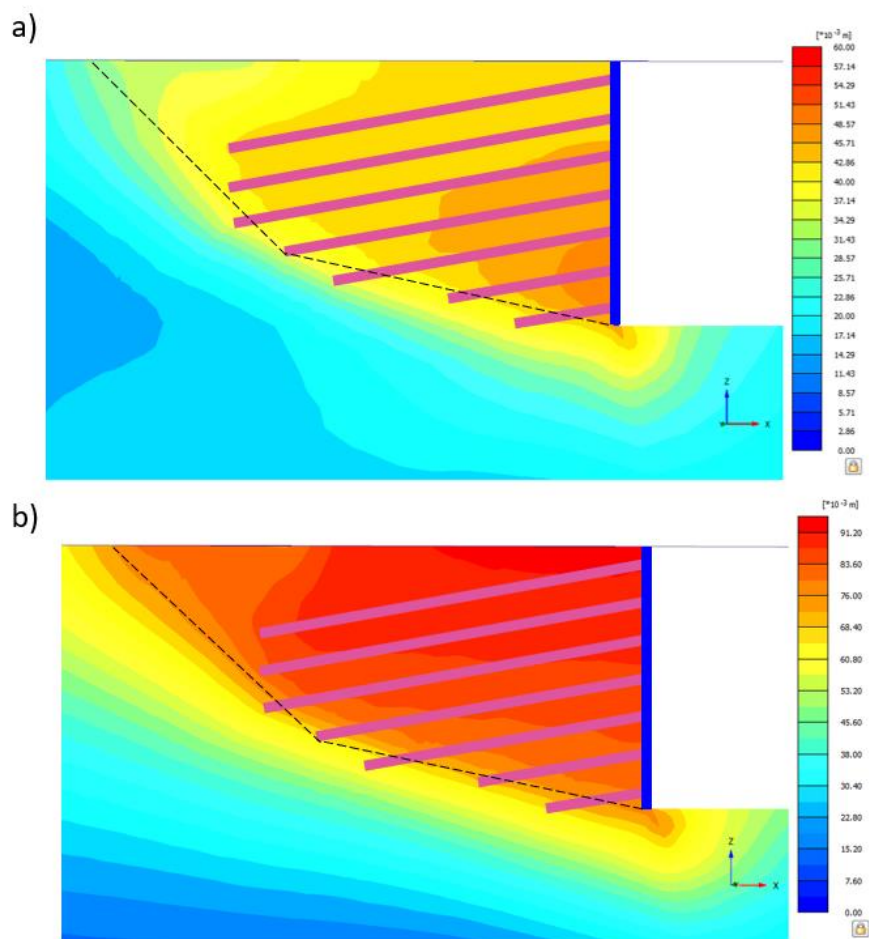


Figura 7.5: Gráfica de Contornos u_x , muro 4 subterráneos Arcilla; a) análisis dinámico b) análisis pseudo-estático.

El efecto de uniformidad y concentración de la deformación de la masa de suelo reforzado es mencionado por Wang (2010), quien nombra a esta zona como *Nail-Influence* y su contorno lo ubica por detrás de la falla de un talud sin refuerzos.

Esto señala que en la zona adyacente al muro se provoca un efecto de contención. Sin embargo, las isolíneas de la Figura 7.5 cambian de dirección en la zona sobre los anclajes y es posible que el suelo reforzado se mueva en conjunto y provoque desplazamientos inesperados, que se relacionan directamente con el aumento de asentamientos observado en la Figura 6.11.

Tufenkijan & Vucetic (2000), a partir de ensayos realizados en aparatos centrífugos con modelos a escala, señalan que sus resultados muestran similitudes en el mecanismo de falla. En ellos se evidencia claramente dos bloques deslizantes con distinto ángulo de inclinación, donde el bloque adyacente al muro muestra un mayor efecto del fenómeno que del bloque pequeño (ver Figura 6.7).

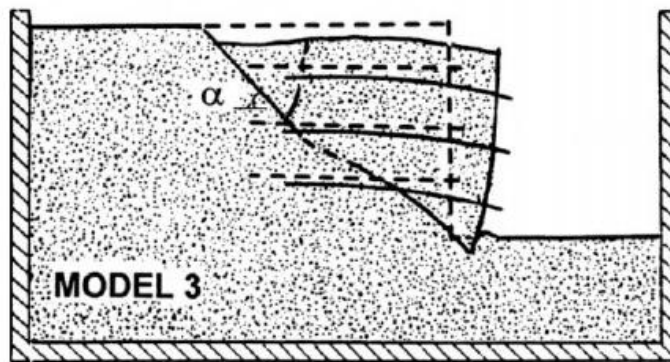


Figura 7.6: Boceto de modelo físico N°3; descripción de condiciones de fallas. Tomado de Tufenkijan & Vucetic, (2000).

Al comparar la compatibilidad entre las iso-curvas de desplazamiento con la superficie de falla sugerida por el análisis de estabilidad global, a pesar de que corresponden a distintos estados de la estructura, uno relacionado con la serviciabilidad y el otro con su colapso, existe algún grado de ajuste entre ambos. Lo cual abre la posibilidad de agregar dentro del modo de falla una superficie secundaria que se relacione con las isolíneas de presentan el cambio de pendiente. De la misma forma que, lo menciona Tufenkijan & Vucetic, (2000) con el mecanismo de falla de dos bloques deslizantes.

Villalobos (2010), quien inspeccionó un muro Soil Nailing en la ciudad de Concepción posterior al Terremoto del Maule 2010, menciona que a una distancia de 5 metros detrás de la estructura de contención se generó una grieta continua, y este autor lo asocia a la activación de un mecanismo de falla con dos bloques deslizantes.

En el desarrollo de este trabajo se utilizaron las indicaciones y recomendaciones de diseño especificadas en la NCh 3206 of.2010, en donde se sugiere utilizar un coeficiente de aceleración horizontal para realizar un análisis pseudo-estático, a partir de la zonificación sísmica, tipo de suelo y desplazamiento post-sismo esperado. Dentro de los estos parámetros, el único que se define al diseñar es el desplazamiento post-sismo. Para los casos de estudio se utilizó el menor de los valores presentados de forma de

obtener una mayor sollicitación sísmica. Lo cual implica un diseño más robusto con tal de satisfacer dicha sollicitación.

Los resultados de la Tabla 7.1 comparan los desplazamientos relativos sobre el coronamiento en modelos en Grava. La respuesta de los muros evaluados dentro de un mismo modelo es distinta, y no presenta una correlación evidente entre el PGA y el desplazamiento obtenido. Por lo general, hubo mayor deformación del muro del lado positivo, el que recibió la señal de regreso.

Además, los modelos dinámicos presentan menor valor de PGA que el coeficiente de aceleración sísmica utilizado en el diseño y la verificación mediante el análisis pseudo estático. Lo que no permite indicar si el valor sugerido por la normativa chilena sea el apropiado.

Tabla 7.1: Desplazamiento relativo post-sismo y PGA modelos en Grava

SUB	H (m)	Dinámico A+		Dinámico A-		Pseudo - estático	
		Δu_x (mm)	PGA (g)	Δu_x (mm)	PGA (g)	Δu_x (mm)	k_h (g)
1	4	4.20	0.15	1.76	0.15	13.22	0.25
2	7	4.61	0.16	1.62	0.16	13.52	0.25
3	10	5.78	0.17	2.35	0.17	14.17	0.25
4	14	7.63	0.17	4.86	0.18	16.00	0.25

Para el caso de los modelos en Arcilla, la diferencia entre los resultados del análisis dinámico y pseudo-estático es aún mayor. La Tabla 7.2 indica que la brecha entre ambos análisis puede alcanzar una diferencia de hasta 2.5 veces mayor en los modelos con la excavación más profunda. En este suelo, por el contrario de lo obtenido en Grava, el coeficiente de sísmico de diseño es menor al PGA reportado en el coronamiento.

Tabla 7.2: Desplazamiento relativo post-sismo y PGA modelos en Arcilla

SUB	H (m)	Dinámico - A ⁺		Dinámico A ⁻		Pseudo - estático	
		Δu_x (mm)	PGA (g)	Δu_x (mm)	PGA (g)	Δu_x (mm)	k_h (g)
1	4	4.56	0.29	19.18	0.30	28.99	0.22
2	7	22.71	0.36	30.5	0.32	40.67	0.22
3	10	32.45	0.34	37.43	0.31	62.04	0.22
4	14	34.88	0.30	35.11	0.31	92.03	0.22

El análisis pseudo estático en los modelos de mayor altura de Arcilla no logra que la deformada coincida con deflexión obtenida del análisis dinámico, que conserva la forma de caso estático donde se presenta el máximo valor en la zona baja del muro.

La Tabla 7.3 presenta los desplazamientos obtenidos por Aravena (2020), cuando aplica a sus modelos sostenidos con pilas de entibación ancladas, el registro de las Tórtolas E-W. Al comparar estos resultados con los modelos de 2, 3 y 4 subterráneos, que presentan alturas similares, se encuentra una diferencia de 5 mm, donde los muros Soil Nailing resultan con mayores deformaciones. A pesar de que estos sistemas de sostenimiento son considerados como estructuras con mayor flexibilidad y sus refuerzos sean de carácter pasivos, de igual forma son aptas para soportar cargas dinámicas.

Tabla 7.3: Resumen modelos dinámicos en Arcilla realizados por Aravena (2020) aplicando registro Las Tórtolas E-W en entibaciones con pilas ancladas.

Modelo	H (m)	PGA (g)	k_h (g)	Δu_x (mm)
Premio Nobel	7.1	0.38	0.17	16.1
Green Park	9.6	0.34	0.17	32.7
Macul	11.2	0.32	0.20	27.2

Por su parte, Salas (2018) realizó sus modelos dinámicos sobre las propiedades de la obra Parque Oriente, la cual consistía en una excavación de 21 m de profundidad, su diseño utiliza k_h equivalente a 0.167 (g) y el registro utilizado en su modelo numérico fue escalado para coincidir con la aceleración establecida en la norma NCh433 of.2010 mod.2012. Su trabajo obtuvo un desplazamiento post-sismo $\Delta u_x = 13.5$ mm cuando aplica el registro de Rapel NS.

Cabe destacar que, ninguno de los muros Soil Nailing modelados en la Grava de Santiago presentó desplazamientos mayores a la recomendación de la NCh3206 of.2010, referente a los 20 mm de desplazamiento post sismo.

7.3 Efectos de amplificación sísmica.

La modelación en elementos finitos está sujeta a las configuraciones otorgadas por el usuario y dentro del ellas, una de las que más puede perturbar la respuesta de aceleración de los modelos son las condiciones de borde viscosas. Estas dependen tanto de la geometría y del tipo de suelo. A pesar de utilizar datos similares a los dos autores previamente mencionados, la respuesta en superficie no era la apropiada, en ciertos casos hubo amplificación de la aceleración en la dirección de aplicación y en las otras direcciones donde no se espera recibir una aceleración considerable. Debido a esta razón se utilizaron condiciones distintas, las cuales fueron necesarias para que el resto de la metodología fuera comparable.

Hay que destacar la importancia de evaluar la respuesta de los modelos dinámicos con referencia a mediciones en campo libre que se ajusten a las propiedades del suelo y sismo estudiados. Dentro de este contexto, se logra una respuesta espectral coherente

para ambos suelos y de manera más precisa en la Arcilla, debido a ser un suelo cohesivo presenta un peak predominante, no es así para la Grava, la cual presenta al menos dos periodos menores con una respuesta espectral de igual magnitud a la respuesta del periódico predominante en la estación “La Florida”. Esto último sugiere que las propiedades utilizadas en la modelación corresponden a un suelo más rígido que al que está presente en la estación.

Por otro lado, la amplificación máxima se encuentra en el coronamiento para ambos casos, sin embargo, el suelo cohesivo genera una zona mayor de amplificación dinámica, que alcanza una distancia de hasta 3 veces la altura del muro, en cambio, en el caso del suelo más rígido esta distancia solo es la tercera parte.

Los resultados sugieren una relación entre el aumento de altura de la contención y la amplificación de aceleración en el coronamiento, a pesar de que algunos modelos de Arcilla se escapan a lo anterior. Se espera que, al aumentar el volumen excavado, a su vez aumente la masa de la cuña sísmica y genere amplificación de aceleraciones espectrales.

Jara et al. (2015) menciona que “el fenómeno de amplificación de la aceleración es atribuible al cambio de geometría, la excavación reduce la rigidez del suelo y además perturba la llegada de las ondas de corte, provocando que los fenómenos de impedancia y resonancia amplifiquen la respuesta en los contornos de la excavación”.

Por otro lado, este último autor, quien estudió el efecto de amplificación dinámica en la excavación de un muro Berlines en la ciudad de Concepción, también observa que aparece un segundo periodo fundamental en los puntos de control de la zona baja del muro.

Estos resultados son contrarios a las recomendaciones de los manuales de diseño de entibaciones como Lazarte et al. (2015) y AASHTO (2014), en donde indican que es posible disminuir el coeficiente sísmico de diseño si el muro supera 6 m de alto. Esto lo atribuyen a efectos de dispersión de onda del suelo detrás del muro entre el coronamiento y la base. Sin embargo, el estudio que sustenta esta recomendación asume que el suelo es un medio elástico, no considera impedancia con otros materiales como el muro o anclajes y los sostenimientos presentaban inclinación, y no se especifica que alguno de ellos exista refuerzos embebidos.

7.4 Desarrollo de Cargas

Los modelos en elementos finitos demuestran que las fuerzas de los anclajes en los diferentes cortes transversales dentro de un mismo modelo cambian por efecto al orden de retiro de los batches, lo cual demuestra que la carga depende de la secuencia constructiva, de forma más significativa para la carga T_0 y en menor grado para T_{max} . Por

otro lado, se evidencia que la carga converge a lo cuándo se realizan nuevas etapas constructivas.

Respecto a lo observado en el desarrollo de carga máxima en cada fila de anclaje, se puede observar que la magnitud aumenta a medida que transcurren nuevas etapas constructivas, y en la mayoría de los casos esta tasa de crecimiento es la misma a los anclajes de la misma posición en muros de diferente tamaño, a pesar de que cambien las longitudes de cada diseño de muro.

Clouterre (1991) propone que la carga aumenta significativamente solo para las 3 etapas consecutivas de la ejecución, esto se debe porque su modelo constaba con 4 etapas posteriores al anclaje instalado. La Figura 5.29 muestra que el fenómeno es observado para cada etapa constructiva, y solo hay un crecimiento menor en la última etapa constructiva.

Las cargas de diseño de los anclajes se han obtenido desde el método de equilibrio límite en el Software GGU-Stability y se contrastan con las cargas en estado de servicio obtenidas desde los análisis pseudo-estático y dinámicos de Plaxis 3D. El valor presentado como representativo de cada línea corresponde al promedio de las 8 columnas de anclajes centrales en cada modelo. La Figura 7.7 y 7.8 muestran una comparativa entre ambas metodologías.

En la grava se observa que las cargas del análisis pseudo estático realizado en Plaxis tienen un buen ajuste respecto a las cargas del análisis dinámico, exceptuando el anclaje de la segunda línea del modelo de 4 subterráneo, pero en general, el análisis pseudo estático las sobreestima ligeramente. Sin embargo, las cargas de diseño, obtenidas desde GGU Stability, sobreestiman a las cargas del diseño dinámico, aunque la distribución en profundidad no se ajusta entre ambas metodologías.

Los modelos dinámicos y pseudo estáticos en Arcilla presentan cargas considerablemente más altas a las estipulas por el análisis de estabilidad global realizado en GGU Stability, estas diferencias crecen a medida que el muro Soil Nailing aumenta de altura. En ninguno de los casos, la distribución de las cargas obtenida por el análisis de estado último se asemeja al perfil de los análisis de estado en servicio.

La NCh3206 of.2010 especifica que la carga de los anclajes no debe superar al 85% del límite de fluencia, equivalente a 360kN para las barras R38N, utilizadas en este trabajo. Dentro de los modelos realizados, el caso de 4 Subterráneos en Arcilla no cumpliría esta especificación, e inclusive dos de sus anclajes superan la carga de rotura. Se sugiere que, en los muros ejecutados en este suelo se modifique el diseño de las barras; se puede aumentar su área transversal o cambiar la densidad de los anclajes. Debido a que uso de niveles de excavación de menor altura reduce las deformaciones, se propone como una buena alternativa, modificar el espaciamiento vertical de los anclajes.

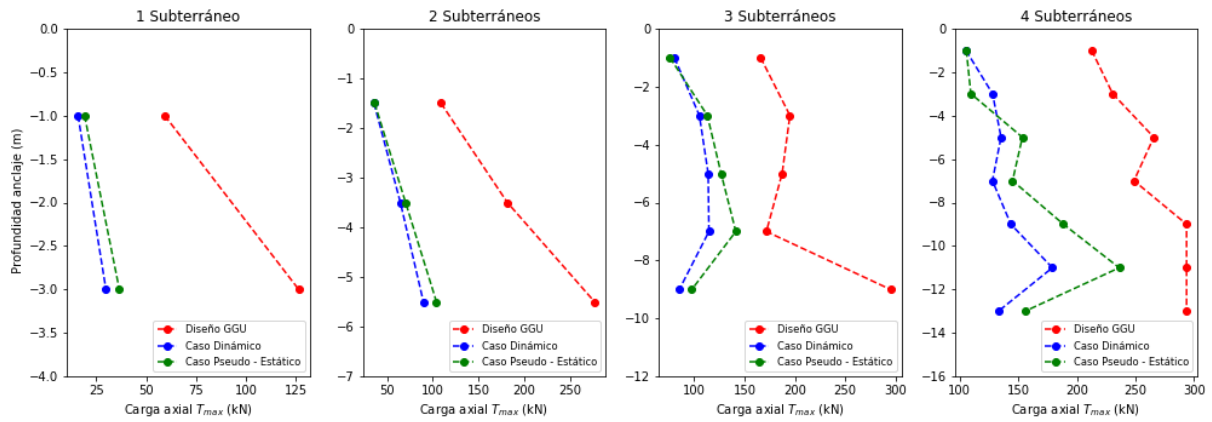


Figura 7.7: Comparación entre cargas en servicio de Análisis pseudo estático y dinámico, y cargas de diseño a partir de análisis en estado último para modelos en Grava.

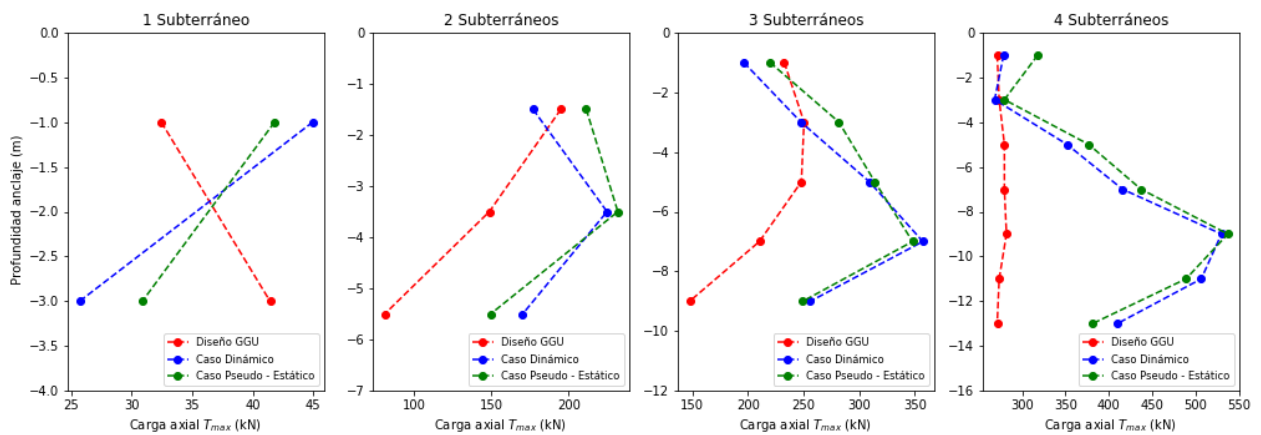


Figura 7.8: Comparación entre cargas en servicio de Análisis pseudo estático y dinámico, y cargas de diseño a partir de análisis en estado último para modelos en Arcilla.

Se cuestiona el hecho que el método de equilibrio límite solo considera la falla potencial más crítica, pero no permite calcular la manera en que las fuerzas en distintas filas de anclajes interactúan cuando el sistema está en servicio ni cómo éstas se desarrollan mientras el muro se construye.

Por otro lado, las fuerzas de los anclajes se consideran como un vector aplicado en punto de intersección con la falla potencial, sin importar el comportamiento interno del anclaje ni considerar los mecanismos de transferencia de carga en la interacción anclaje - suelo. Esta movilización de la carga dentro del anclaje implica una compatibilidad de las deformaciones de la barra y la plastificación del suelo experimentada en la interfaz que no es tomado en cuenta en un análisis de equilibrio límite.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

El estudio de la secuencia constructiva constó de ocho diferentes configuraciones geométricas, dentro de las cuales se testearon cuatro modos de ejecución en cada una de ellas. Se concluye que los muros Soil Nailing se caracterizan por una alta dependencia al proceso constructivo, en especial al fenómeno de descompresión del terreno excavado.

Las formas más efectivas de controlar los desplazamientos fueron con la instalación de anclajes previo a descubrir los paneles o utilizando altura de bataches más pequeña. Los desplazamientos también dependen del tamaño horizontal y del arreglo de los bataches, no así de la densidad de anclajes ni su posición dentro de estos.

Su forma en el coronamiento se caracteriza por un valor máximo en el espaciado medio del primer batache retirado y mínimos en la intersección entre bataches. Además, no se pudo comprobar que necesariamente las configuraciones de bataches más pequeño disminuyeran los desplazamientos.

Al incluir los resultados de etapas intermedias, existe un buen ajuste entre desplazamientos y la altura excavada, a pesar de que la dimensión de los anclajes está basada en el diseño final de cada muro. Lo último indica que la longitud de los anclajes pasivos influye en menor grado a los desplazamientos que el volumen excavado.

La pantalla de revestimiento flexible provoca que la deflexión horizontal final deje en evidencia el método constructivo. En la altura de cada nivel excavado se produce una curvatura donde se obtiene el mayor desplazamiento en la posición del anclaje.

Dependiendo del tipo de suelo, se pueden encontrar deformadas con un alto grado de traslación por etapa construida, como ocurre en los modelos en Arcilla. Estos muros se caracterizan de un alto nivel de desplazamiento en la base. La concentración de los mayores desplazamientos laterales se encuentra en la mitad inferior del muro. Por otro lado, los modelos de Arena muestran un menor efecto de traslación y el perfil de la deformada está controlado por la alta rotación de cada etapa de excavación provoca.

La razón entre desplazamiento vertical y horizontal (u_z/u_x) varía en función de la altura, siendo menor a uno en la Arcilla y la Grava, mientras que en la Arena, los asentamientos superan a la deformación lateral y se atribuye a la inclusión de la inyección de silicatos en la secuencia constructiva, que facilitan la apertura de los paneles.

Respecto a la carga axial de los anclajes, esta investigación permitió visualizar que su desarrollo comienza una vez que los bataches son retirados. T_0 solo crece hasta la etapa posterior de ejecución y T_{max} aumenta hasta la finalización del muro.

Al visualizar las diferentes columnas de anclajes, el valor de la carga máxima entre ellas converge, en cambio, la carga en la cabeza (T_0) está influenciada por el orden de retiro de los bataches. Aquellos que se instalan sobre los primeros bataches en retirar son los

que más carga adquieren, lo que podría tenerse en consideración en un posterior análisis de los esfuerzos internos de la pantalla.

El perfil de carga axial T_0 y T_{max} crece en profundidad, sin embargo, en la última fila disminuye su valor. La carga máxima aparece en las líneas de anclaje instaladas en la mitad inferior del muro. Además, si los anclajes son cortos, es posible que la T_0 coincida con T_{max} . Sin embargo, en el resto de los casos la razón entre ambos varía desde 0.2 a 0.6. Lo que difiere de lo propuesto por Clouterre (1991), que señala la razón fluctúa entre 0.6 a 1.0 y solo depende del espaciamiento vertical y horizontal.

Respecto a la modelación dinámica se puede concluir que hay efectos de amplificación de aceleración y respuesta espectral, y su máxima expresión se encuentra en el coronamiento. En este punto se conserva el periodo predominante del modelo sin estructuras, pero en la zona baja del muro el segundo peak de respuesta se vuelve predominante.

La modelación sobre Arcilla no presenta una relación entre la amplificación dinámica y altura del muro, los muros de 7 metros presentan la mayor aceleración registrada y el muro de 10 metros los mayores desplazamientos. Todos estos modelos obtuvieron valores de PGA mayor al coeficiente sísmico sugerido por la normativa chilena.

Por otro lado, la modelación en Grava muestra una relación entre altura del muro y amplificación de la respuesta sísmica. Sin embargo, ninguno de los modelos alcanzó la aceleración sísmica de diseño.

Lo anterior contradice algunas normas de diseño de muros de entibaciones como la AASHTO 2014, estas señalan que, por efecto de dispersión de onda, el coeficiente aceleración de diseño puede ser reducido en muros de altura mayor a 6 m. Es necesario incluir el efecto de la flexibilidad de las entibaciones e impedancia entre materiales tales como suelo, anclajes y pantalla de hormigón dentro de las futuras normativas.

Aunque la aplicación del registro corresponde al mismo terremoto y que los sitios sean clasificados dentro la misma zonificación sísmica, la respuesta en ambos suelos fue distinta, lo cual sugiere aumentar el impacto de rigidez del terreno al aplicar una aceleración sísmica de diseño y considerar un posible efecto de Sitio.

El rendimiento de muros sobre Grava muestra un desempeño dentro de las recomendaciones de desplazamientos post sismo de la Nch3206 of.2010. Por otro lado, la Arcilla al ser comparada con modelos dinámicos de pilas de entibación ancladas bajo condiciones similares solo supera estos modelos por 5 mm, a pesar de ser considerado como un método de refuerzos pasivos y revestimiento flexible.

El diseño contempló la aceleración horizontal sugerida por la NCh3206 of.2010 y bajo este valor se esperan 5 mm de desplazamiento post sismo. En cambio, los modelos de Arcillas alcanzaron hasta 95 mm según el análisis pseudo estático, mientras que en la grava fueron 16 mm. Este tipo de análisis sobrestima los desplazamientos post sismo y

en mayor medida en suelos menos rígidos, debido a que se omiten efectos de ductilidad del sostenimiento.

En términos de cargas axial de los anclajes, el análisis pseudo estático resulta conservador y entrega valores 10% mayor a la carga axial bajo el análisis dinámico para los muros en Arcilla. En cambio, en la grava la diferencia entre ambos análisis alcanza hasta un 46% promedio en los modelos de 4 subterráneos.

Los muros en Arcilla modelados en Plaxis 3D de 3 y 4 subterráneos muestran cargas axiales que superan los valores límite de diseño. Se recomienda utilizar una mayor densidad de anclajes pasivos en muros de altura mayor a 10 m, favoreciendo la disminución del espaciamiento vertical. No obstante, es necesario revisar si la metodología de diseño basada en equilibrio límite logra satisfacer la solicitación sísmica de serviciabilidad y verificar si el fenómeno observado en el trabajo solo ocurre para este suelo en particular.

Se recomienda el uso de muros contrapuestos en la modelación dinámica debido a que los registros sísmicos no necesariamente son simétricos y los muros no responden de la misma forma ante una carga dinámica aplicada en un sentido u otro. En el caso de los modelos en Grava hubo una respuesta más desfavorable del muro del lado positivo, en cambio, para la Arcilla muestra mayores desplazamiento y aceleraciones en el lado negativo.

Para una próxima investigación, se recomienda proponer una caracterización detallada de la Arena de Concón para posteriormente calibrar los parámetros de un modelo constitutivo Hardening Soil.

También se propone realizar un estudio de serviciabilidad en muros Soil Nailing, validado por instrumentación y monitoreo en obras, que cumpla con el propósito de medir desplazamientos en la pantalla, en conjunto a pruebas de cargas en los anclajes.

También se puede abarcar de una perspectiva operativa, buscar la optimización de la ejecución de la técnica y su constructibilidad a partir de la experiencia obtenida de este trabajo.

Otros lineamientos a este trabajo podrían estudiar el análisis de estabilidad global por medio de análisis en elementos finitos basado en técnicas de reducción de resistencia, de manera de compatibilizar estado último y de servicio.

Para próximos trabajos que busquen estudiar el comportamiento dinámico de muros Soil Nailing se sugiere probar diferentes modelos bajo distintos coeficientes sísmicos de diseño y posteriormente la compatibilidad que presente con modelos numéricos. También es posible adaptar los registros sísmicos de entrada de los modelos para proponer modificaciones a los coeficientes de reducción propuestos por la norma Nch3206 of2010.

9. BIBLIOGRAFÍA

- AASHTO. (2014). *"LRFD Bridge Design Specifications," 7th Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials.* Washington, DC.: .
- Aravena, M. (2020). *"Análisis del comportamiento sísmico de entibaciones en suelos finos del sector Oriente de Santiago". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil.* Santiago: Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil.
- Barrientos, S. (2010). *Terremoto ($m=8.8$) del 27 de febrero de 2010 en Chile.* Revista de la Asociación Geológica Argentina 67(3): 412 – 420.
- Boroschek, R., Soto, P., & Leon, R. (2010). *Registros del Terremoto del Maule $M_w=8.8$, 27 de Febrero de 2010.* Santiago: Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil.
- Briaud, J., & Lim, Y. (1997). *"Soil Nailed wall under piled bridge abutment: simulation and guidelines.* Geotech Geoenviron Eng 123(11).
- Brinkgreve, R., Zampich, L., & Ragi Manoj, N. (2019). *PLAXIS CONNECT Edition V20.* Delft: Bentley System.
- Bruce, D. A., & Jewell, R. A. (1986). *"Soil Nailing: application and practice".* Ground Engng.
- Bustamante, M., & Doix, B. (1985). *Un Método para el cálculo de los anclajes y de los micropilotes inyectados.* Paris: Presses de l'ENPC.
- Byrne, R. J., Cotton, D., Porterfield, J., Wolschlag, C., & Ueblacker, G. (1998). *"Manual for Design & Construction Monitoring of Soil Nail Walls" Report No. FHWA-SA-96-69R.* Washington D.C: Federal Highway Administration.
- Cartier, G., & Gigan, J. P. (1983). *"Experiments and observations on soil nailed structures".* Helsinki: ECSMFE.
- Chang-Yu, & Ou. (2006). *"Deep excavation" Theory and Practice.* Taipei: Taylor & Francis.
- Clough, G. W., & O'Rourke, T. D. (1990). *"Construction induced movements of In Situ walls".* New York: ASCE, Specialty Conference on Design and Performance of Earth Retaining Structures.
- Clouterre. (1991). *"Recommendations Clouterre" Soil Nailing Recommendations.* Paris: Presses de l'ENPC.
- Deutsches Institut für Normung (DIN). (2009). *Calculation of embankment failure and overall stability of retaining structures.*
- Duncan, J., & Chang, C. (1970). *"Nonlinear analysis of stress and strain in soil".* ASCE.

- European Committee for Standardization. (2004). *Eurocode 7: Geotechnical design*. Brussels.
- Frank, R., & Zhao, S. R. (1982). "Estimation par les parametres pressiometriques de l'enfoncement sous charge axiale de pieux fores dans les sols fins". Sichuan: Journal of Southwestern Jiaotong University.
- GGU-Stability. (2019). *Slope stability analysis and analysis of soil nailing and reinforced earth walls to DIN 4084 and EC 7*. Steinfeld: Civilserve GmbH.
- Hardin, B., & Drnevich, V. (1972). *Shear modulus and damping in Soils: Design equations and curves*. ASCE: Journal of Soil Mechanics and Foundations Division.
- Hudson, M., Idriss, I., & Beirkae, M. (1994). *QUAD4M User's manual*.
- Instituto Nacional de Normalización. (2010). *NCh 3206. "Geotecnia - Excavaciones, entibaciones y socialzados"*. Santiago, Chile: INN.
- Instituto Nacional de Normalización. (2012). *Nch 433 of.1996 Mod.2012. "Diseño Sísmico de edificios"*. Santiago, Chile: INN.
- Jara, M., Villalobos, F., Corral, G., & Taiba, O. (2015). *Ánalysis numérico de la respuesta sísmica de excavaciones sostenidas con muro Berlinés en Arena*. Concepción: Obras y Proyectos 17, 69-77.
- Kondner, R., & Zelasko, J. (1963). *A hyperbolic stress strain formulation for sands*. ICOSFE Brazil.
- Kort, I., Musante, H., & Fahrenkrog, C. (1979). *In-situ mechanical properties measurements of gravelly soil used in an interaction and foundation model for the Santiago Metro*. Lima: In proceeding, 6th Panamerican conference on soil mechanics and foundation engineering,.
- Kuhlmeyer, R., & Lysmer, J. (1973). *Finite element method accuracy for wave propagation problems*. Journal of Soil Mechanics and Foundations, Division 99 (SMS), 421-427.
- Lazarte, C. A., Elias, V., Espinoza, R. D., & Sabatini, P. J. (2003). *"Soil Nail Walls" - Geotechnical Engineering Circular No. 7, Report No. FHWA-IF-03-017*. Washington, DC: Federal Highway Administration.
- Lazarte, C. A., Robinson, H., Gómez, J. E., Baxter, A., Cadden, A., & Berg, R. (2015). *"Geotechnical Engineering Circular No. 7 Soil Nail Walls - Reference Manual" FHWA-NHI-14-007*. Washington: Federal Highway Administration, FHWA.
- Leyton, F., Ruiz, S., & Sepulveda, S. (2010). *Reevaluación del Peligro Sísmico Probabilístico en Chile Central*. Santiago: Andean Geology, 37.
- Ortigao, J. A., Palmeira, E. M., & Zirlis, A. C. (1995). *"Experience with Soil Nailing in Brazil: 1970-1994"*. Geotech. Engng.

- Ou, C. Y., Hsieh, P. G., & Chiou, D. C. (1993). *"Characteristics of ground surface settlement during excavation."* Canadian Geotechnical Journal. Vol. 30: 758-767.
- Petersen, M. (2019). *Estudio de Mecánica de Suelos, Edificio Eluchans*. Viña del Mar.
- Poblete, M. (2004). *Arcilla Arenosa Aluvional del Sector Oriente de Santiago. Propiedades Geomecánicas*. Santiago, Chile: V Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica.
- Rivano, S., Sepúlveda, P., Boric, R., & Espiñeira, D. (1993). *"Hoja Quillota y Portillo, V Región". 1 mapa escala 1:250.000*. Sernageomin.
- Rowe, P. (1962). *"The stress-dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact"*. Proc, Roy.
- Salas, F. (2018). *Monitoring and dynamic analysis of a discontinuous pile-supported deep excavation in Santiago Gravel. Master of Science in Engineering Thesis*. Santiago: Escuela de Ingeniería, Pontificia Universidad Católica de Chile.
- Santos, J., & Correia, A. G. (2001). *Reference threshold shear strain of Soil. Its application to obtain a unique strain-dependent shear modulus curve for soil*. Istambul: International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering.
- Schanz, T., Vermeer, P. A., & Bonnier, P. G. (1999). *"The hardening soil model: Formulation and verification"*. Rotterdam.
- Schlosser, F. (1983). *"Analogies et différences dans le comportement et le calcul des Ouvrages de Soutènement en Terre Armée et par Clouage du Sol"*. Annales de l'Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics.
- Schlosser, F. (1982). *"Behaviour and desing of soil nailing"*. Bangkok: Proc. Symp: Recent Developments in Ground Improvement Techniques.
- Singh, V. P., & Sivakumar Babu, G. L. (2010). *2D Numerical Simulation of Soil Nail Walls*. Geotechnical Eng.
- Sivakumar Babu, G., & Singh, V. (2008). *"Numerical Analysis of Performance of Soil Nail Walls in Seismic Conditions"*. Bangalore: ISET Journal of Earthquake Technology, Paper No. 496, Vol. 45, No. 1-2, March-June 2008, pp. 31–40.
- Terratest. (2019). Obtenido de https://www.terratest.cl/pdf/01_catalogo_General_pilotes_terratest.pdf
- Tufenkijian, M., & Vucetic, M. (2000). *"Dynamic failure mechanism of soil-nailed excavation models in centrifuge"*. Los Angeles: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 126, No. 33, pp. 227-235.
- Valenzuela, G. (1978). *Suelo de fundación del gran Santiago*. Santiago: Instituto de Investigaciones Geológicas, Boletín N°33.

- Vergara, L. (2015). *"Relación entre las propiedades Geológicas y Geotécnicas de la cuenca de Santiago y los daños observados en el terremoto del 27 de febrero del 2010."* Tesis para optar al grado de Magister. Santiago, Chile: Universidad de Chile, Departamento de Ingeniería Civil.
- Villalobos, S. (2011). *"Análisis y diseño de una excavación apertada en un suelo residual de Concepción"* Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Concepción: Universidad Católica Santísima Concepción.
- Wang, L., & Zhang, J. M. (2010). *"Nail reinforcement mechanism of cohesive soil slopes under earthquake conditions"*. Soil and Foundations, v50, No. 4, pp459-469.

ANEXO A : CÁLCULOS Y VERIFICACIÓN DE MODOS DE FALLAS

Este Anexo presenta los resultados obtenidos desde el cálculo de verificación para cada uno de los modos de falla que afecta a un muro Soil Nailing.

A.1 Estabilidad Global

Consiste en un proceso iterativo desarrollado en GGU-Estability en el cual se ha variado el largo de los anclajes hasta que el cálculo del factor de uso para la estabilidad global cumpla con la condición de diseño en cada uno de los modelos (ver Tabla A.1). En particular, para el caso que los modelos de un subterráneo, el programa ha mostrado mayor sensibilidad en la variación de las longitudes, lo cual ha dificultado obtener la condición $\mu = 0.98$.

Tabla A.1: Verificación de estabilidad Global; Factor de uso para cada modelo obtenido desde GGU-Estability.

Subterráneos	Factor de uso (μ)		
	Grava de Santiago	Arcilla Sector Oriente de Santiago	Arena de Concón
1	0.99	0.92	0.98
2	0.98	0.98	0.98
3	0.98	0.98	0.98
4	0.98	0.98	0.98

Aunque la estabilidad global es el modo de falla determinante en la mayoría de los casos, también se efectúa la verificación de deslizamiento y capacidad de soporte. Los resultados se presentan en términos en el factor de uso en las Tabla A.2 y

Tabla A.3 respectivamente. A diferencia de los otros tipos de suelo, la arcilla se muestra más susceptible a la falla por capacidad de soporte, pero solo ha sido predominante en el modelo de 1 subterráneo.

Tabla A.2: Verificación de deslizamiento; Factor de uso para cada modelo obtenido desde GGU-Estability.

Subterráneos	Factor de uso (μ)		
	Grava de Santiago	Arcilla Sector Oriente de Santiago	Arena de Concón
1	0.52	0.71	0.04
2	0.43	0.16	0.05
3	0.15	0.18	0.05
4	0.09	0.17	0.04

Tabla A.3: Verificación de capacidad de Soporte; Factor de uso para cada modelo obtenido desde GGU-Stability.

Subterráneos	Factor de uso (μ)		
	Grava de Santiago	Arcilla Sector Oriente de Santiago	Arena de Concón
1	0.54	0.98	0.20
2	0.22	0.59	0.23
3	0.08	0.77	0.13
4	0.12	0.85	0.11

Una vista de corte transversal se despliega con la geometría de diseño y los resultados de las verificaciones que realiza GGU-Stability. La Figura A.1; A.2 y A.3, las que se muestran a continuación, corresponden a los modelos para 4 subterráneos (H=14m) y son utilizados para estudiar las variables constructivas. En ellos se muestra una zona achurada delimitada por la superficie de falla más desfavorable. Esta se conforma por los polígonos establecidos en el método de Janbu al momento de calcular la estabilidad.

El cuadro de la esquina inferior derecha corresponde a la información referente a los elementos de refuerzo. La columna máx. E_d es de interés puesto que es la máxima carga axial de las de los anclajes en todas las superficies de falla estudiadas en el punto que cruzan la falla, y es utilizada para las verificaciones del revestimiento.

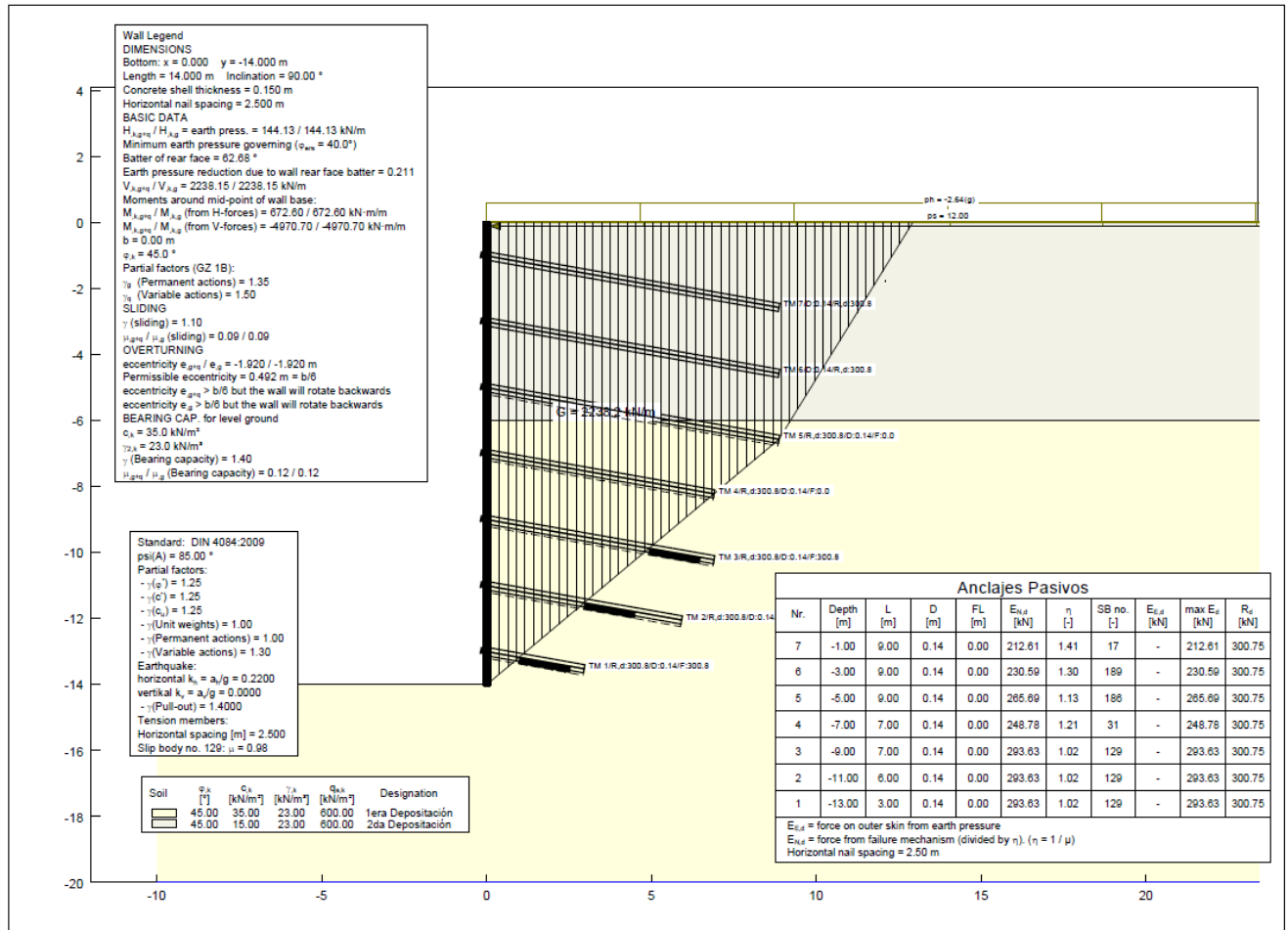


Figura A.1: Verificación de Estabilidad: Cuña de Falla Bilineal obtenida por método de Janbu en GGU-Estability para modelo H=14m en Grava de Santiago.

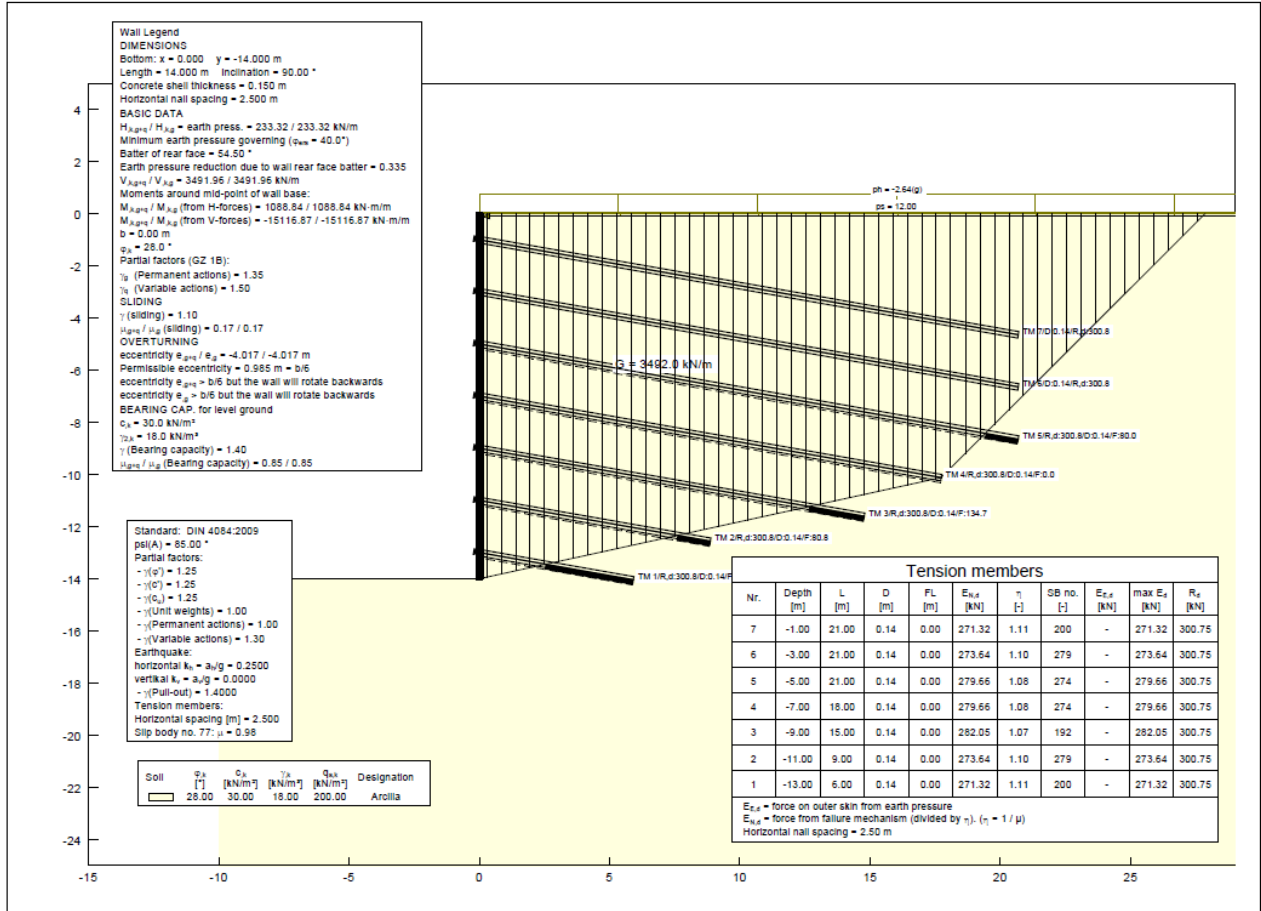


Figura A.2: Verificación de Estabilidad: Cuña de Falla Bilineal obtenida por método de Janbu en GGU-Estability para modelo H=14m en Arcilla del sector Oriente de Santiago.

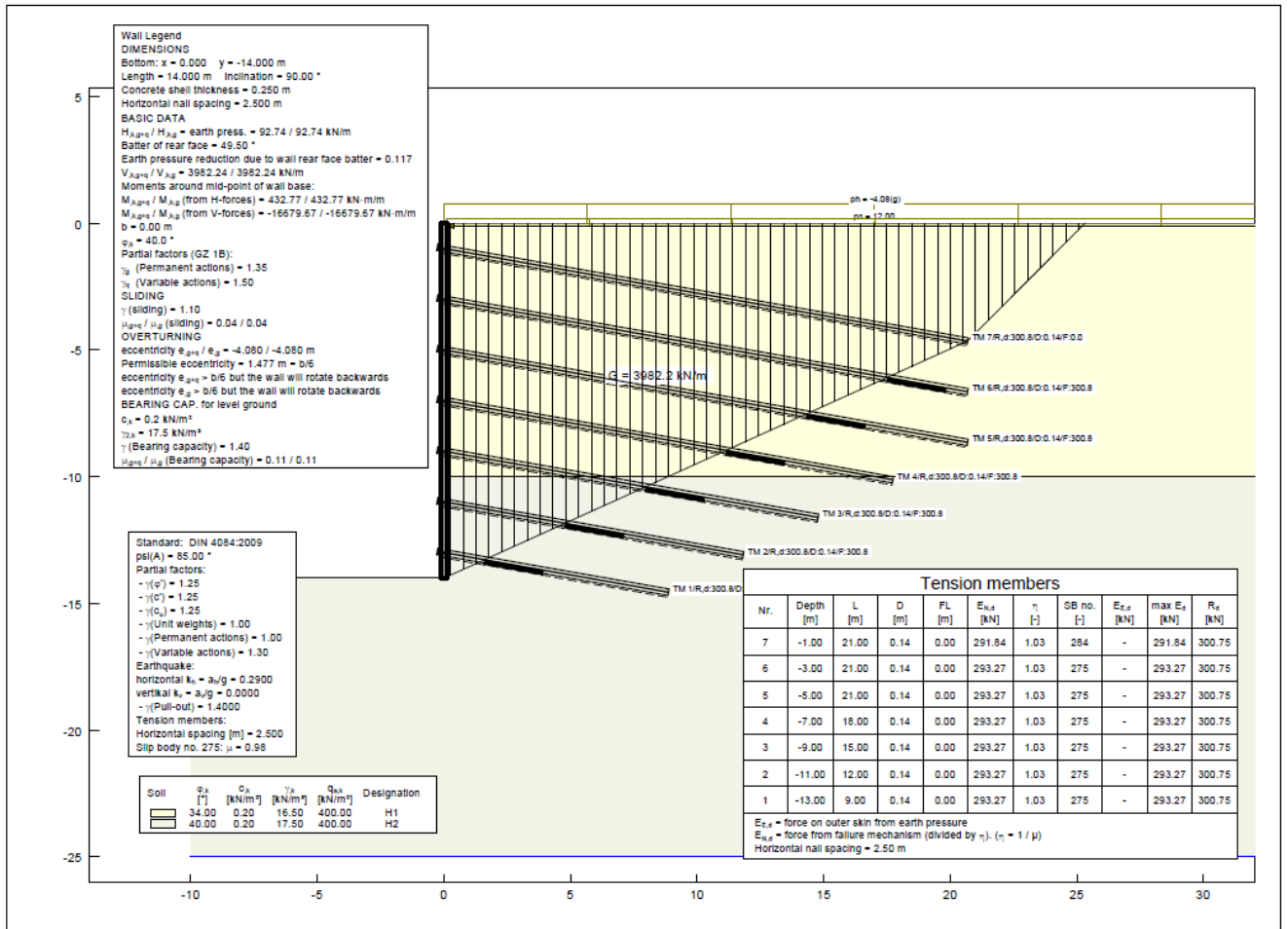


Figura A.3: Verificación de Estabilidad: Cuña de Falla Bilineal obtenida por método de Janbu en GGU-Estability para modelo H = 14m en Arena de Concón.

A.2 Resistencia estructural

Corresponde al desarrollo de los cálculos de los modos de fallas que evalúan la integridad de los elementos estructurales de un muro Soil Nailing. Se presenta el mayor factor de uso entre la verificación de arrancamiento y tracción realizada por GGU-Estability, para los anclajes más desfavorables de cada modelo.

Tabla A.4: Verificación tracción de barra de acero evaluada en términos de factor de uso.

Subterráneos	Factor de uso (μ)		
	Grava de Santiago	Arcilla del Sector Oriente de Santiago	Arena de Concón
1	0.42	0.14	0.69
2	0.92	0.65	0.98
3	0.98	0.83	0.98
4	0.98	0.94	0.98

El diseño del hormigón proyectado es único para todos modelos presentados, la Tabla A.5 presenta los cálculos realizados para determinar la resistencia a flexión y punzonamiento, a partir de las propiedades de los materiales señalados en la Tabla 3.10. La resistencia de la dirección vertical predomina el diseño.

Tabla A.5: Determinación Resistencia en modos de falla del hormigón armado.

Posición		Espaciamiento medio		Cabeza del anclaje		R_f (KN)	R_{fp} (KN)
Dirección	S (m)	As (mm ²)	mv (kNm/m)	As (mm ²)	mv (kNm/m)		
Horizontal	2.5	643	12.46	643	13.75	393	331
Vertical	2	514	12.46	853	22.39	335	

Se ha utilizado la ecuación (5) para estimar la carga en la cabeza del anclaje. Para los espaciamientos propuestos, se tiene que T_0 equivale al 90% de T_{max} .

El factor de uso para la verificación de la resistencia a la flexión y la resistencia al punzonamiento se muestran en la Tabla A.6 y A.7 respectivamente.

Tabla A.6: Verificación de resistencia a la flexión en el shotcrete evaluada en términos de factor de uso.

Subterráneos	Factor de uso (μ)		
	Grava de Santiago	Arcilla del Sector Oriente de Santiago	Arena de Concón
1	0.38	0.12	0.62
2	0.83	0.58	0.88
3	0.88	0.75	0.88
4	0.88	0.84	0.88

Tabla A.7: Verificación de punzonamiento en el área de conexión anclaje y shotcrete, evaluada en términos de factor de uso.

Subterráneos	Factor de uso (μ)		
	Grava de Santiago	Arcilla del Sector Oriente de Santiago	Arena de Concón
1	0.38	0.13	0.62
2	0.84	0.59	0.89
3	0.89	0.76	0.89
4	0.89	0.85	0.89

ANEXO B : RESULTADOS CONFIGURACIONES SECUENCIA CONSTRUCTIVA.

B.1 Desplazamiento en el Coronamiento

- Efecto orden de retiro de batches y momento de instalación de anclajes.

Las configuraciones geométricas 1; 2 y 8 para los modelos en la Grava de Santiago y Arcilla del Sector Oriente de Santiago en los 4 casos representativos del orden constructivo, se muestran desde la Figura B.1 hasta la Figura B.6.

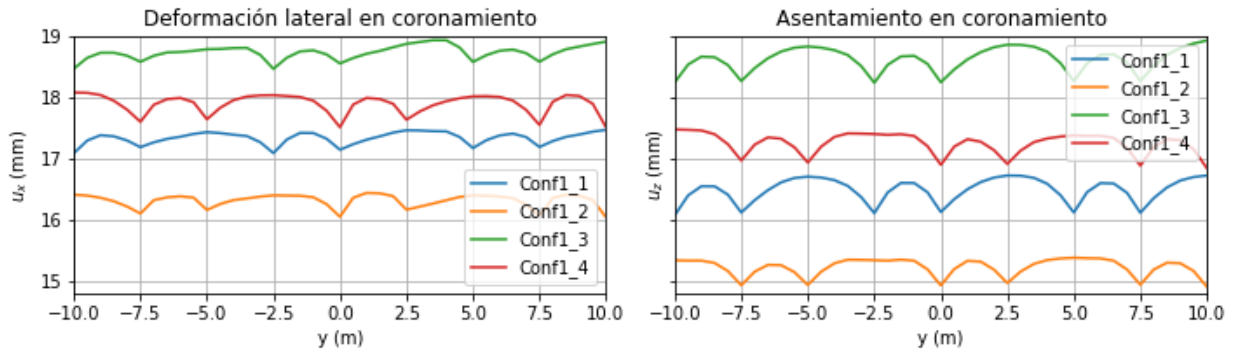


Figura B.1: Deformación lateral y asentamiento para modelos Configuración 1 en Arcilla.

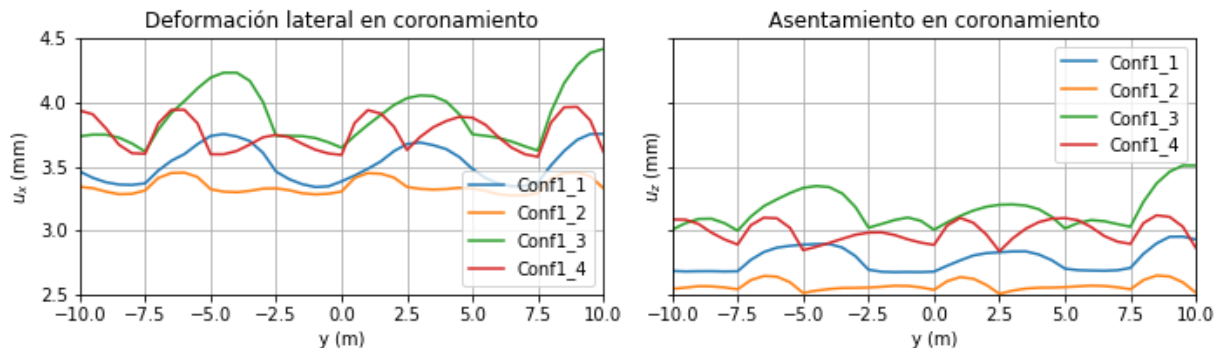


Figura B.2: Deformación lateral y asentamiento para modelos Configuración 1 en Grava.

La Configuración 2 se distingue de las demás porque todos sus batches tienen el mismo tamaño y solo difieren en la cantidad de anclajes. La Figura B.3 y B.4 muestran que el efecto sobre los asentamientos es despreciable cuando solo varía el número de refuerzos. Esto se aprecia claramente en el modelo sobre Arcilla, donde la amplitud de la curvatura es idéntica sobre cada batche, sin embargo, la grava solo muestra el *peak* en la curvatura correspondiente al primer batche retirado. La razón por la cual estas curvas se muestran desplazadas se debe a que la distribución de los batches difiere, sin embargo, representa la misma disposición geométrica.

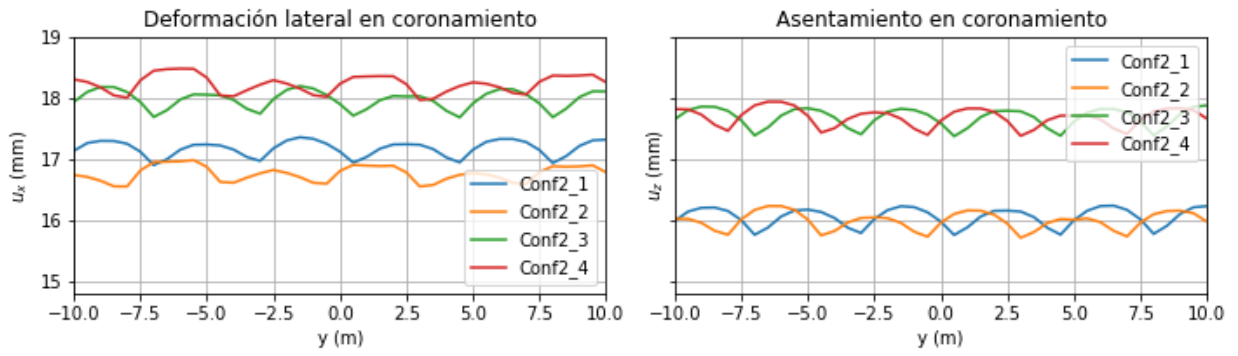


Figura B.3 Deformación lateral y asentamiento para modelos Configuración 2 en Arcilla.

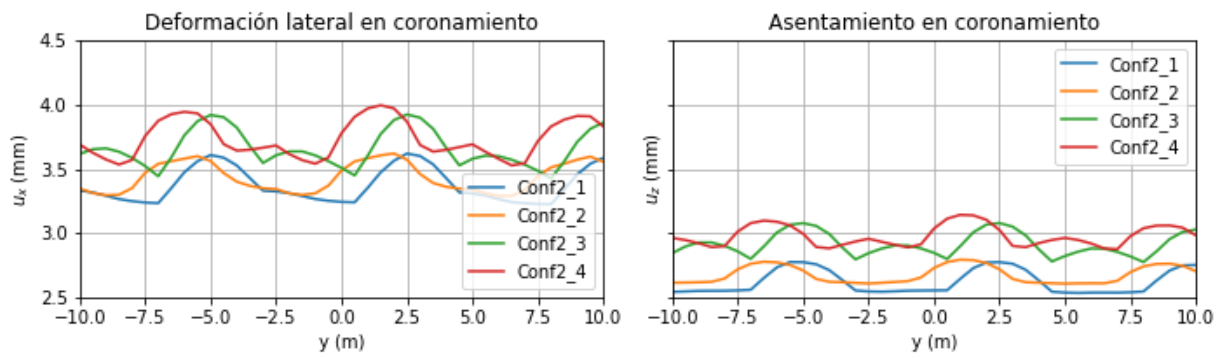


Figura B.4 Deformación lateral y asentamiento para modelos Configuración 2 en Grava.

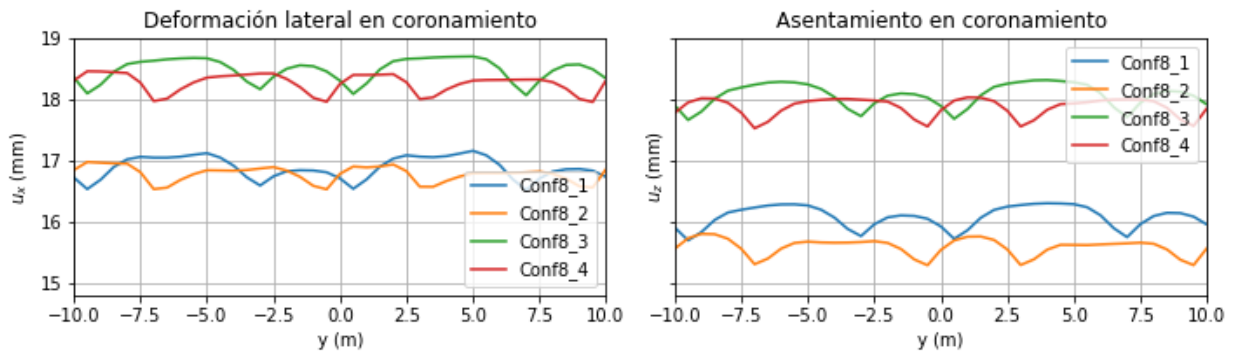


Figura B.5: Deformación lateral y asentamiento para modelos Configuración 8 en Arcilla.

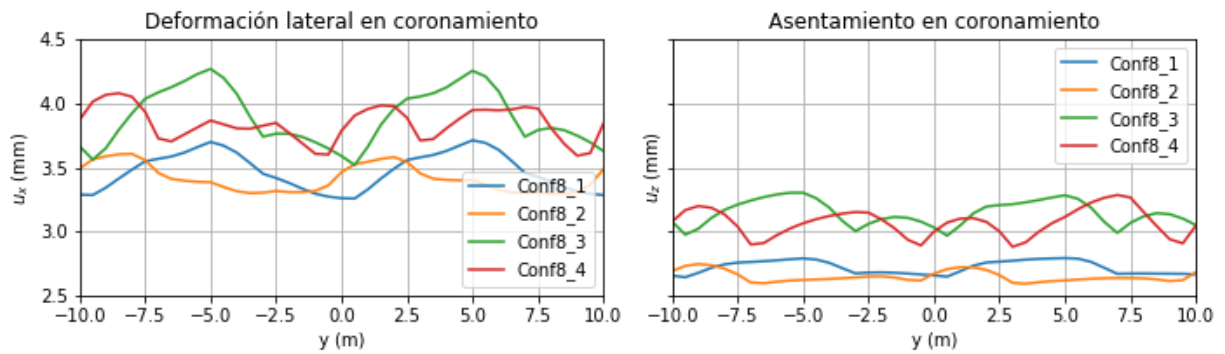


Figura B.6: Deformación lateral y asentamiento para modelos Configuración 8 en Grava.

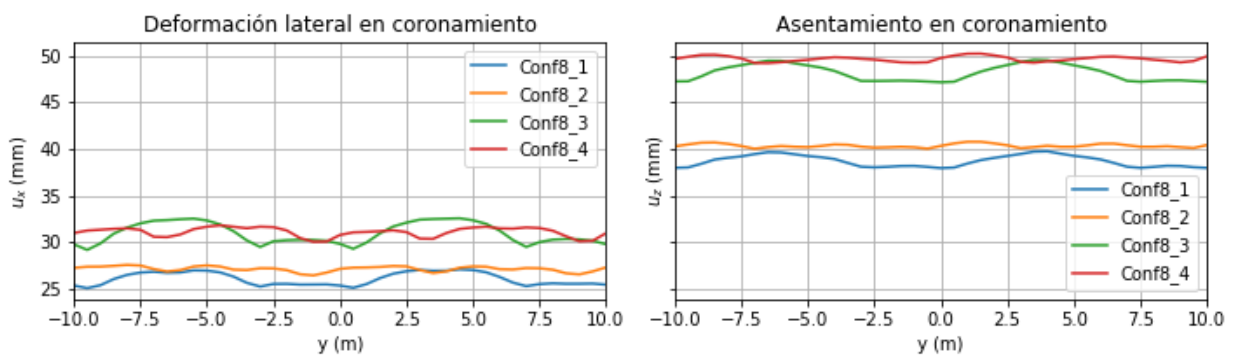


Figura B.7: Deformación lateral y asentamiento para modelos Configuración 8 en Arena.

- Efecto de la posición de los bataches en líneas pares.

Las Figura B.8 y B.9 corresponden a las curvas de deformación para las Configuraciones 3 y 4, donde el batache par e impar son idénticos. La diferencia entre los modelos se basa en la posición de los bataches en las líneas pares, por ejemplo, en la configuración 4, los bataches impares se localizan debajo de los bataches pares de la línea superior. En cambio, cada batache de la segunda línea en la Configuración 3, está bajo la mitad de ambos bataches.

Debido a que en estas configuraciones no hay batache de menor tamaño, solo se comparan las curvas de los modelos donde se varía el momento de ejecución de los anclajes.

Los resultados sugieren que la diferencia en los desplazamientos verticales y laterales es menos considerable para la Grava que para la Arcilla, en el caso constructivo 3 de este último suelo hay una mayor distancia entre curvas.

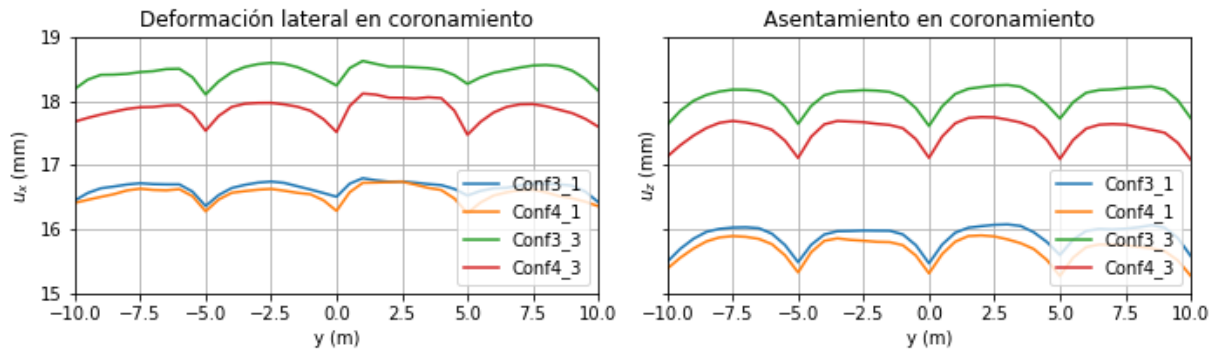


Figura B.8: Deformación lateral y asentamiento para modelos Configuraciones 3 y 4 en Arcilla.

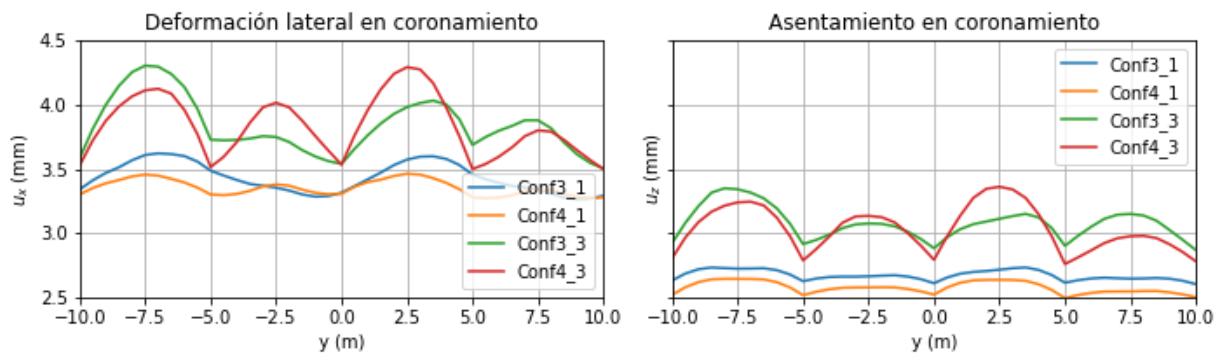


Figura B.9: Deformación lateral y asentamiento para modelos Configuraciones 3 y 4 en Grava.

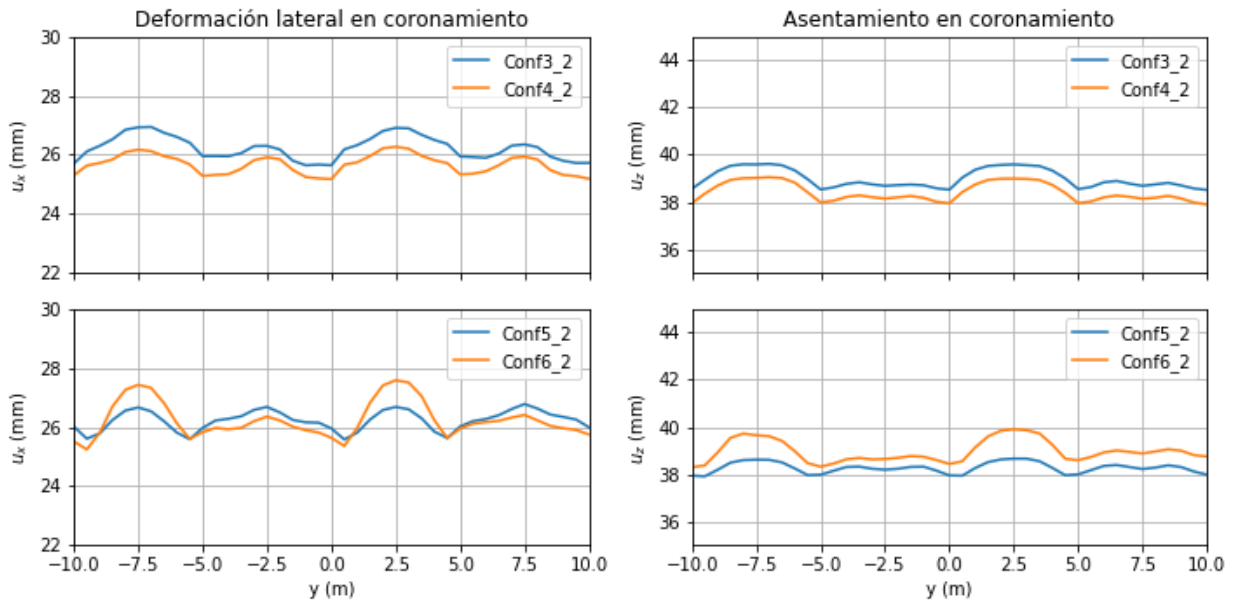


Figura B.10: Deformación lateral y asentamiento para modelos Configuraciones 3; 4; 5 y 6 en Arena.

La Figura B.11 y B.12, que representan la Configuración 8, muestran que el efecto de la posición de los bataches de la línea par no sigue el mismo comportamiento antes señalado para los modelos sobre Arcilla y Grava. En cambio, la Figura B.13 muestra que este patrón se mantiene en Arena.

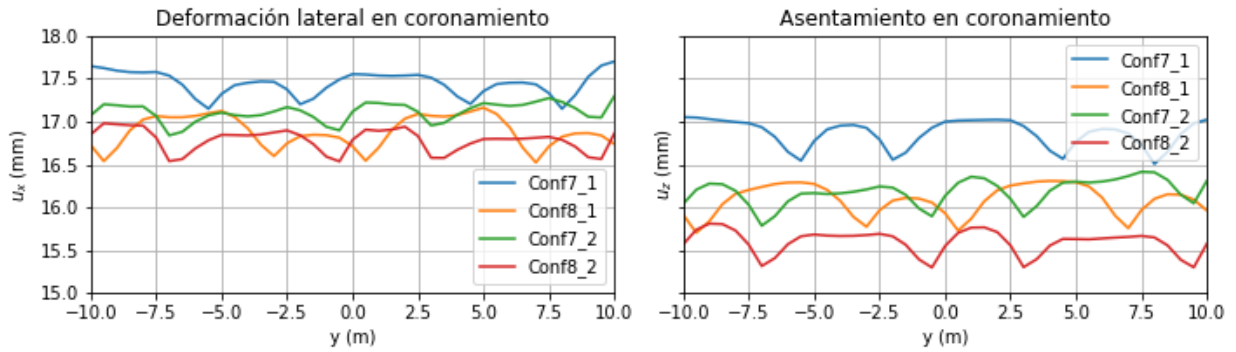


Figura B.11: Deformación lateral y asentamiento para modelos Configuraciones 7 y 8 en Arcilla.

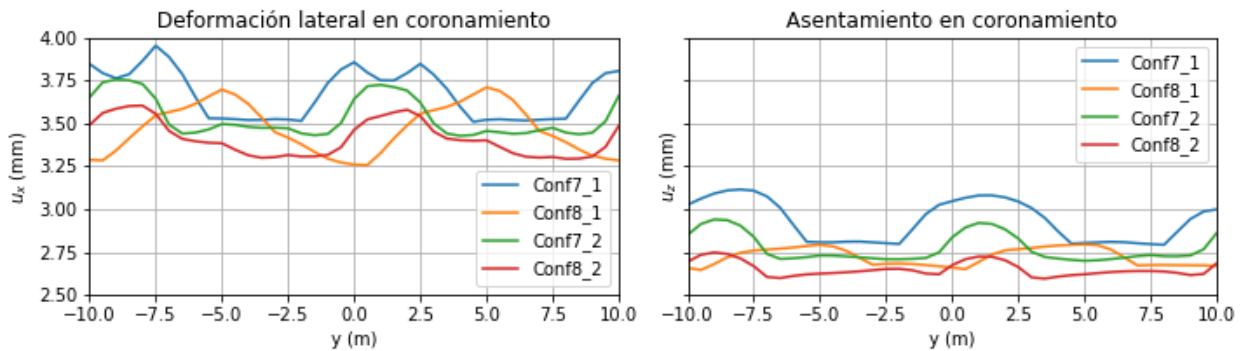


Figura B.12: Deformación lateral y asentamiento para modelos Configuraciones 7 y 8 en Grava.

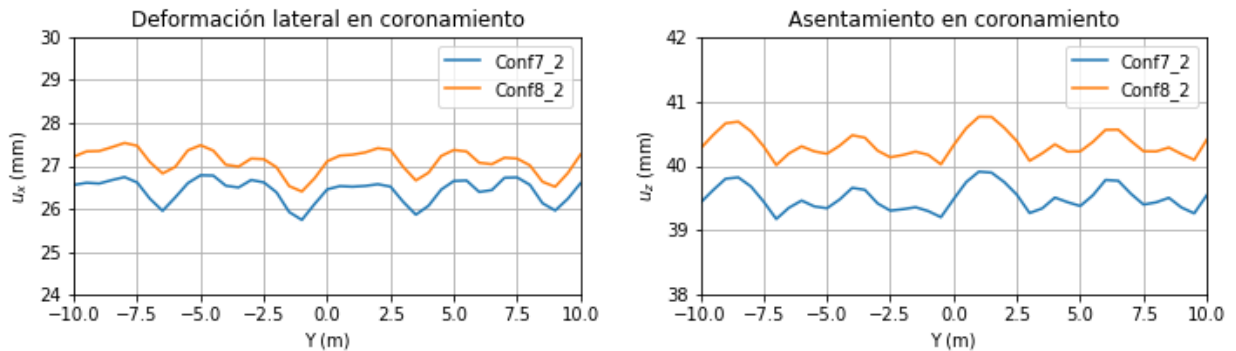


Figura B.13: Deformación lateral y asentamiento para modelos Configuraciones 7 y 8 en Arena.

- Desplazamientos para muros de distinta altura.

Se presentan los perfiles de desplazamiento lateral y asentamientos que sufre el coronamiento para modelos con muros de distinta altura. Como se menciona en el Apartado 5.1.1, la curvatura de cada nivel depende del tamaño y orden de retiro de los bataches del primer nivel.

Aunque, la Figura B.27 y B.28 muestran que las diferencia entre el máximo y mínimo de cada curva no varía significativamente cuando cambia la altura del muro, en cambio el desplazamiento general de toda la curva lo hace. Excepción de lo anterior, se encuentra en las curvas de desplazamientos para el modelo SUB2 de la grava, visto en la Figura B.14. Por lo general este diseño presenta mayor deformación debido a que sus niveles de excavación presentan más altura.

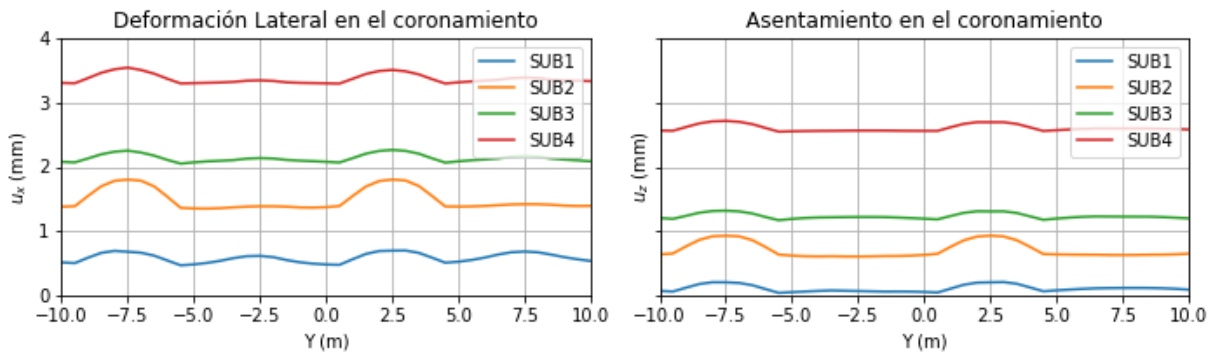


Figura B.14: Desplazamiento Lateral y Asentamiento en el Coronamiento para muros con variación de altura en Grava.

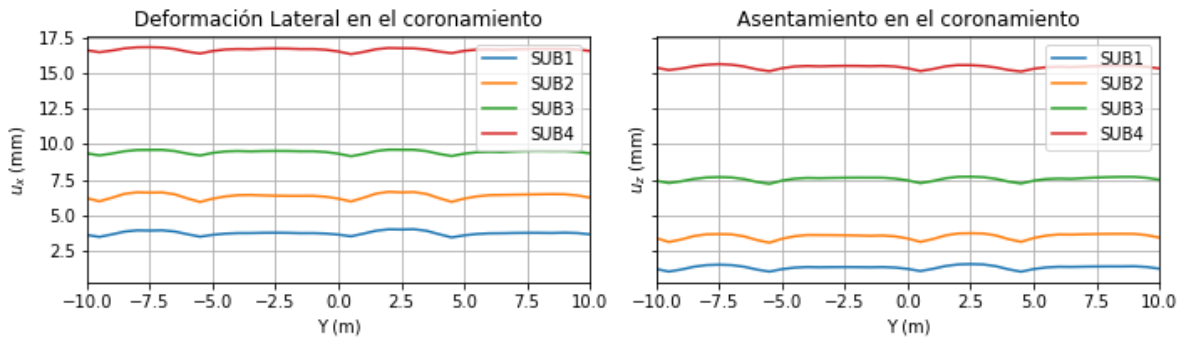


Figura B.15: Desplazamiento Lateral y Asentamiento en el Coronamiento para muros con variación de altura en Arcilla.

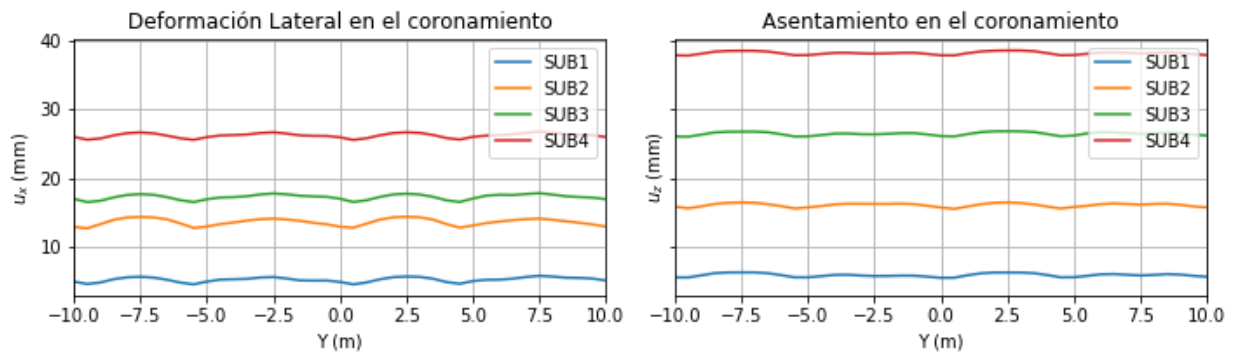


Figura B.16: Desplazamiento Lateral y Asentamiento en el Coronamiento para muros con variación de altura en Arena.

B.2 Perfil de asentamiento del muro.

El desarrollo de los asentamientos detrás del muro puede afectar edificaciones vecinas, sobre todo si su valor diferencial escapa de los rangos permitidos. En los siguientes gráficos se muestran su disminución hasta la distancia donde la variación es nula. Debido a que la magnitud de esta distancia no permite visualizar correctamente el comportamiento de la zona cercana al muro, se ha incluido el gráfico de la derecha que funciona como una aproximación de los asentamientos cercanos al muro.

Independientemente del suelo, la incidencia de las variables constructivas mantiene el mismo efecto. Además, se observa que en los modelos donde se retira el batache antes de instalar el anclaje, el asentamiento máximo se ubica aproximadamente un metro detrás del muro. En la Figura B.18 y Figura B.21, se muestra una curvatura en dicha distancia, la diferencia entre este lugar y el asentamiento del coronamiento varía según el tipo de suelo, desde 0.2 mm en la grava hasta 1 mm en la arena.

En la Arena y Arcilla, a una distancia de 42 m, equivalente a tres veces la altura del muro, los asentamientos se hacen despreciables y toman un valor de 0.5 milímetros. En cambio, la grava que presenta menor hundimiento, a los 21 metros los asentamientos se vuelven insignificantes.

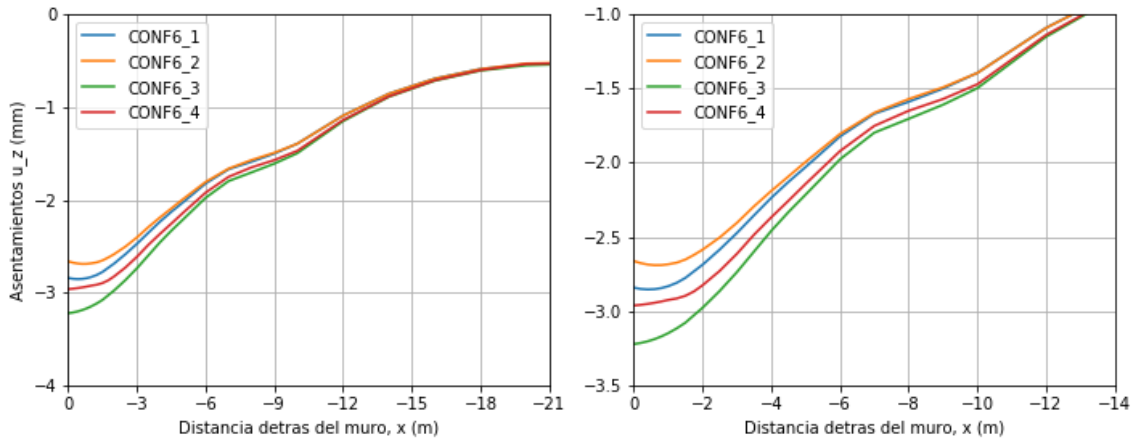


Figura B.17: Perfil asentamientos modelos configuración 6 en Grava.

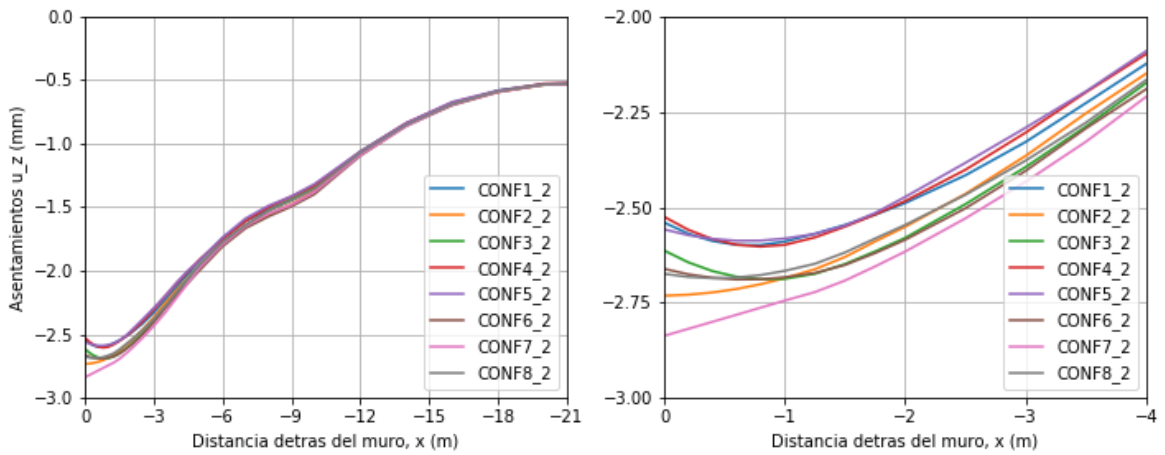


Figura B.18: Perfil asentamientos modelos Caso Favorable en Grava.

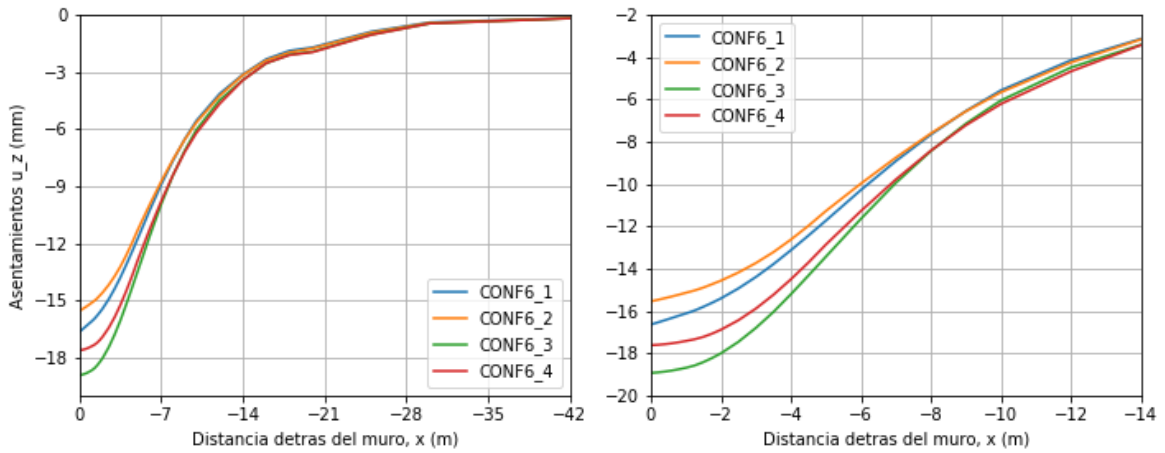


Figura B.19: Perfil asentamientos modelos configuración 6 en Arcilla.

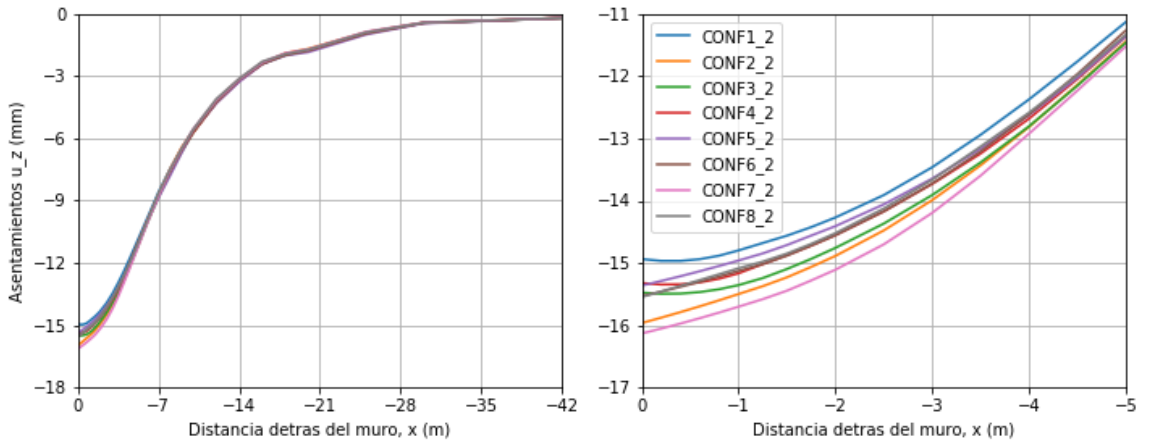


Figura B.20: Perfil asentamientos modelos Caso Favorable en Arcilla.

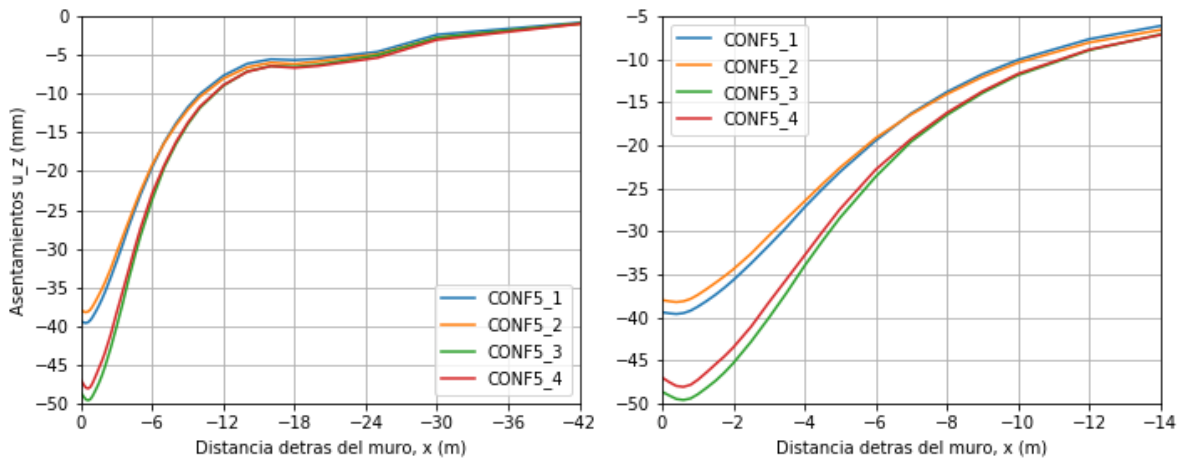


Figura B.21: Perfil asentamientos modelos configuración 5 en Arena.

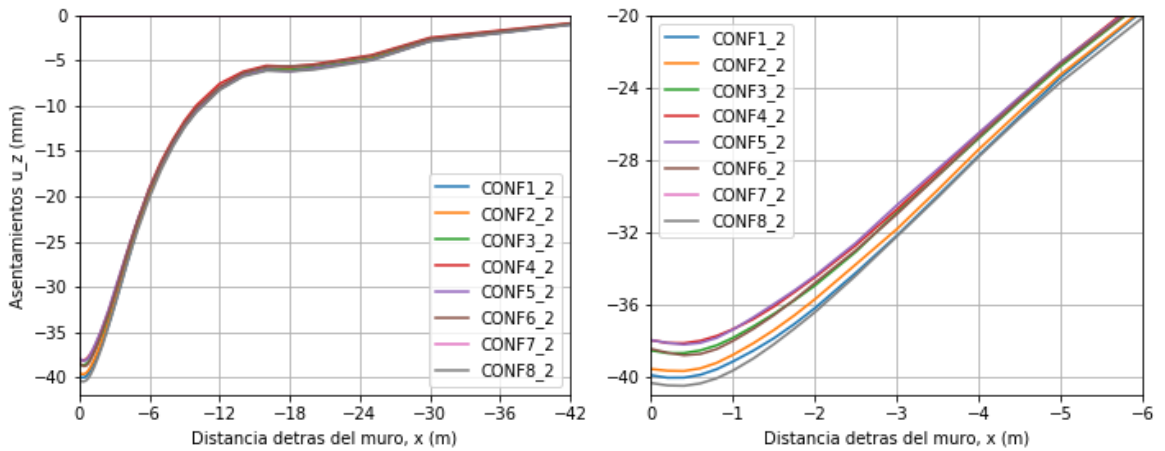


Figura B.22: Perfil asentamientos modelos Caso Favorable en Arena.

B.3 Deformada Lateral

El desplazamiento lateral del muro se caracteriza por dos tipos de movimientos; la traslación, que evalúa la posición del muro con respecto a la posición inicial y la rotación, la cual depende de la posición relativa de dos puntos pertenecientes al muro.

Se presentan diversas curvas para la deflexión horizontal en modelos en cada tipo de suelo. La Figura B.23; B.24 y B.25 muestran dos gráficos, el de la izquierda corresponde a los modelos de la configuración 5, que representan la variación de la secuencia constructiva y el de la derecha, los modelos correspondientes a las 5 geometrías que disminuyen los desplazamientos en el coronamiento. Los resultados indican que la deformada del muro depende de las dimensiones de las variables constructivas de igual manera como se menciona en el Apartado 5.1.1 .

En la grava se aprecia que el movimiento el desplazamiento al pie es insignificante, por el contrario de la rotación que se presenta desde la base al coronamiento, entre las cotas -4 y -6 m este fenómeno se acentúa, debido al cambio por un estrato de menor rigidez.

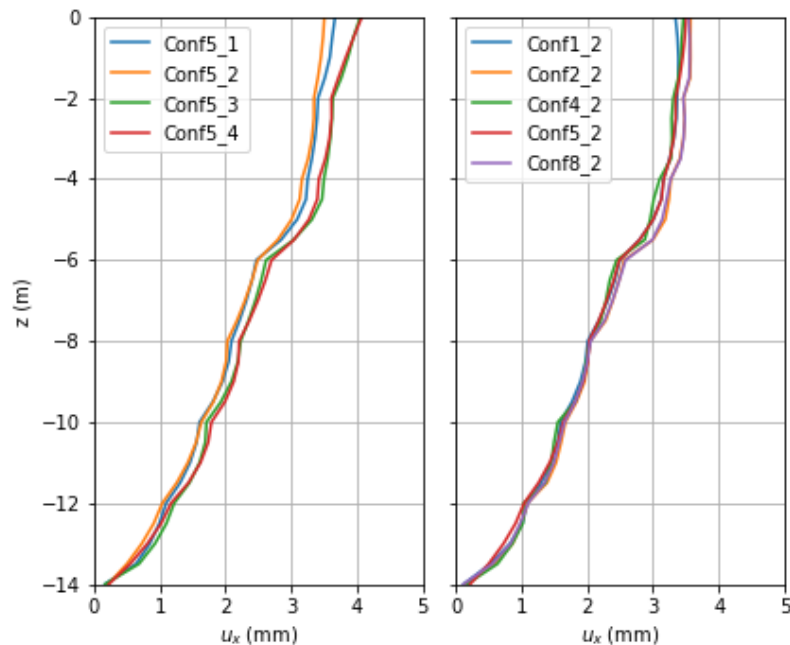


Figura B.23: Deformada Lateral modelo en Grava, comparación por caso constructivo y configuraciones.

Por otro lado, la Arcilla y Arena presentan aumentos de la deformación en el espaciamiento medio en cada etapa ejecutada. En los modelos donde se instaló posterior al retiro del batache este efecto es aún más notorio (ver Figura B.24). La base de los modelos en arcilla presenta desplazamientos de 10 mm y el valor máximo se encuentra en la altura media del muro, en este tipo de suelo la rotación disminuye en la zona superior

del muro. Pero la Arena muestra una rotación uniforme por cada etapa constructiva y un menor desplazamiento en la base, cercano a los 5 mm, tal como se ve en la Figura B.25.

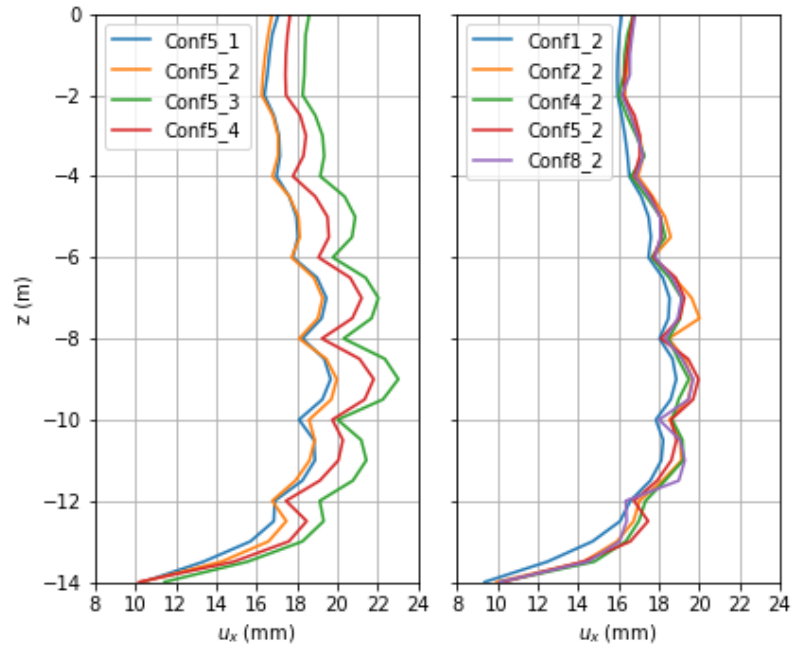


Figura B.24: Deformada Lateral modelo en Arcilla, comparación por caso constructivo y configuraciones.

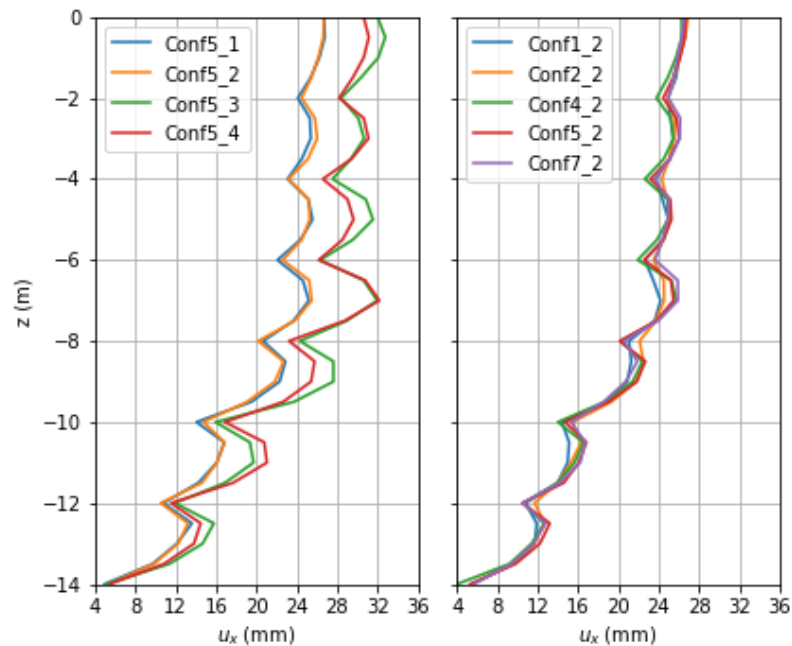


Figura B.25: Deformada Lateral modelo en Arena, comparación por caso constructivo y configuraciones.

B.4 Desarrollo Carga Axial Máxima.

Se presenta el desarrollo de la carga axial máxima por etapa constructiva en las primeras 3 filas de anclajes, en cada uno de los suelos estudiados. Los gráficos que se muestran a continuación solamente incluyen el valor de esta carga, sin mencionar la posición ni cambio de lugar que tiene a lo largo de la construcción del muro.

La Figura B.26, B.27 y B.28 infieren que, sin importar tipo el suelo, todas las curvas presentan un comportamiento parecido en la etapa que se ejecuta el anclaje, donde desarrollan una carga inicial baja que no alcanza a equiparar la fuerza de los anclajes ya instalados, a pesar de que la altura de la excavación haya cambiado. Sin embargo, desde la etapa siguiente a la ejecución, la carga de los anclajes tiende a equilibrarse con la carga de líneas de anclajes instaladas. Además, los modelos en la etapa de ejecución muestran distinción según el momento de instalación del anclaje, pero a medida que suceden nuevas etapas los valores de cada modelo tienden a converger.

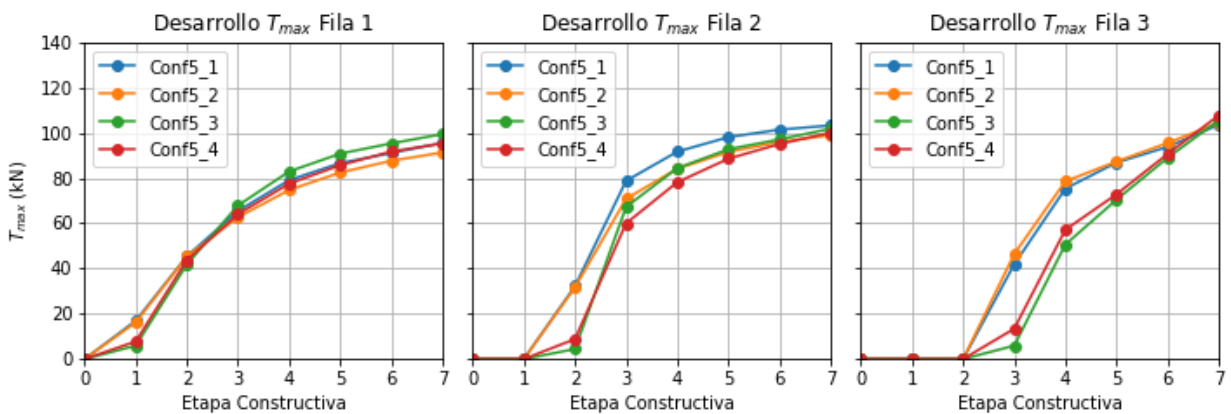


Figura B.26: Desarrollo Carga axial Máxima por etapa constructiva para las 3 filas superiores de anclajes en modelos de la Configuración 5 en Grava.

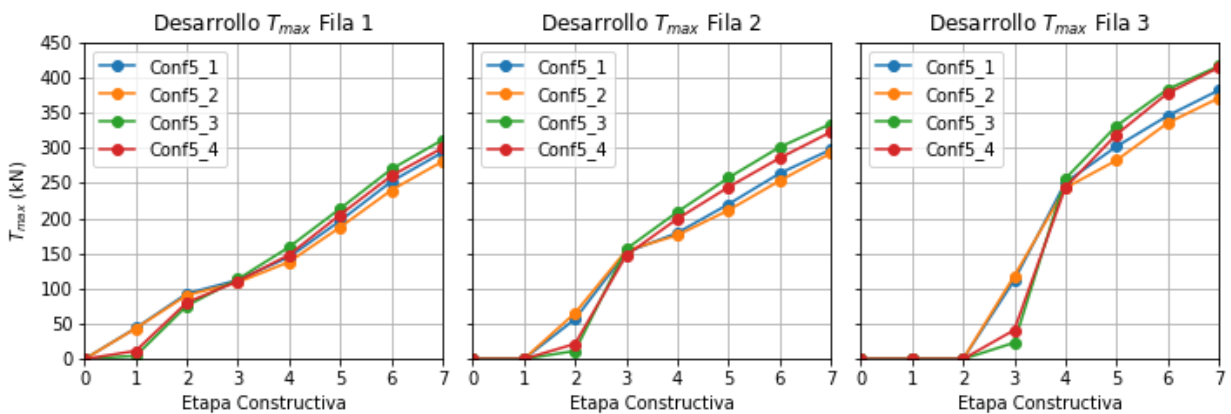


Figura B.27: Desarrollo Carga axial Máxima por etapa constructiva para las 3 filas superiores de anclajes en modelos de la Configuración 5 en Arcilla.

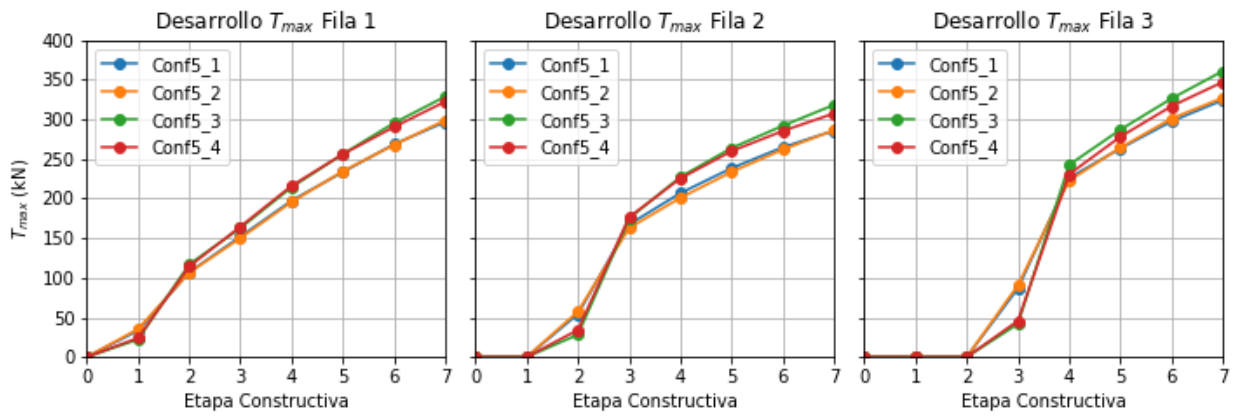


Figura B.28: Desarrollo Carga axial Máxima por etapa constructiva para las 3 filas superiores de anclajes en modelos de la Configuración 5 en Arena.

ANEXO C : REGISTRO TIEMPO-HISTORIA MODELOS DINÁMICOS.

C.1 Registro aceleración

Se presentan los registros de aceleración para los puntos de control superficiales de los modelos de Arcilla, donde cada figura indica el PGA de los puntos medidos.

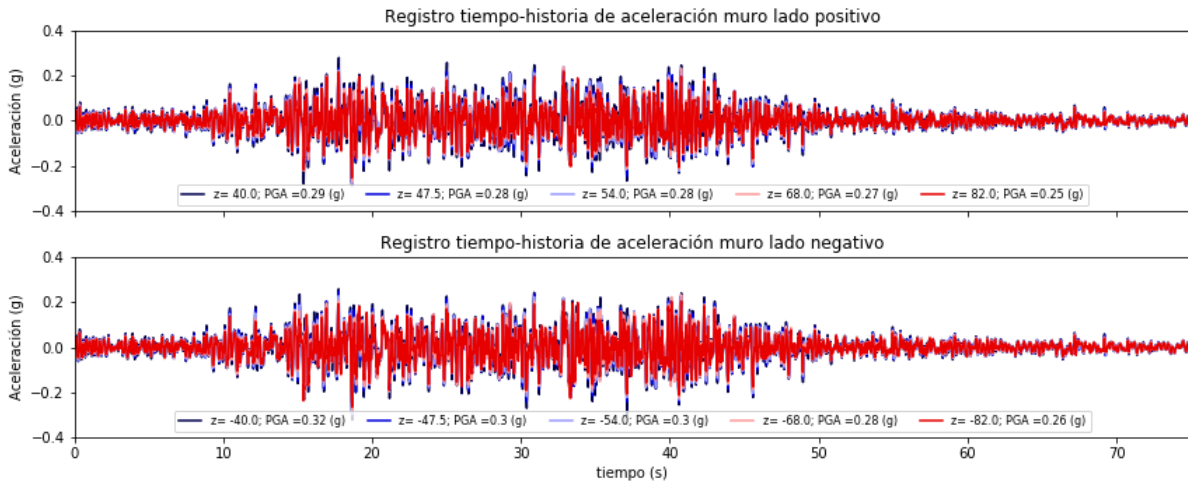


Figura C.1: Registro de aceleración puntos de control sobre superficie del modelo 1 subterráneo en Arcilla.

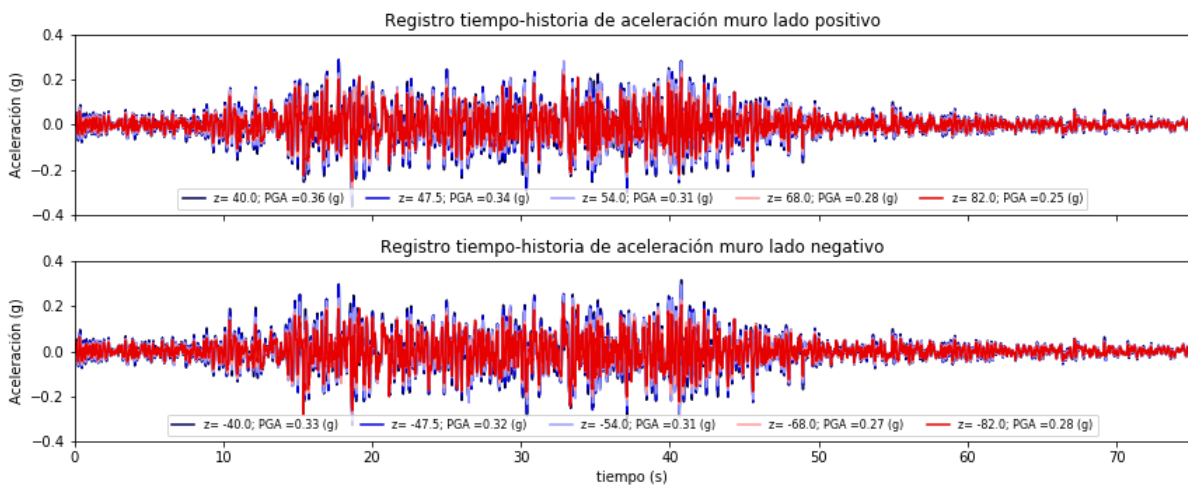


Figura C.2: Registro de aceleración puntos de control sobre superficie del modelo 2 subterráneos en Arcilla.

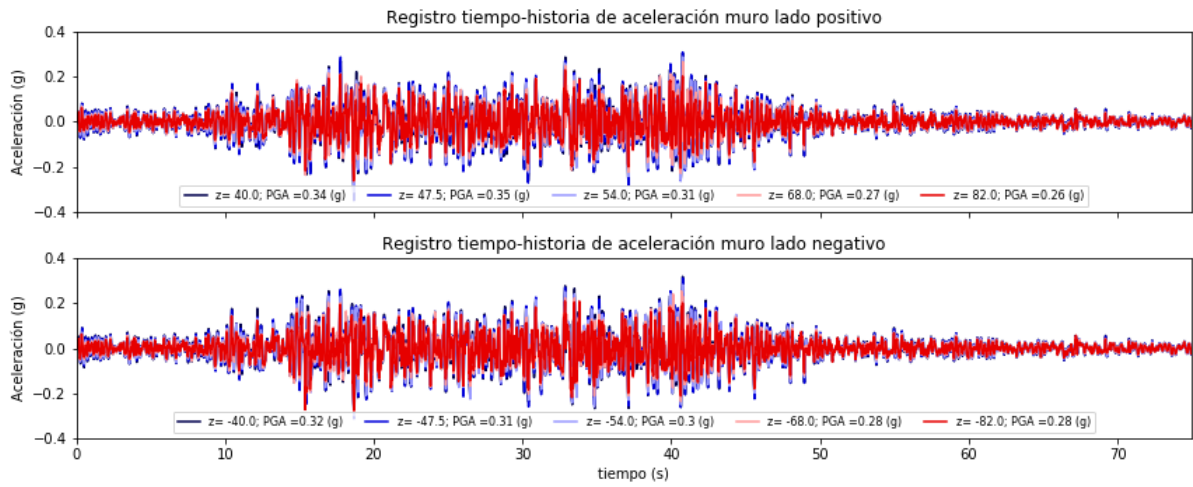


Figura C.3: Registro de aceleración puntos de control sobre superficie del modelo 3 subterráneos en Arcilla.

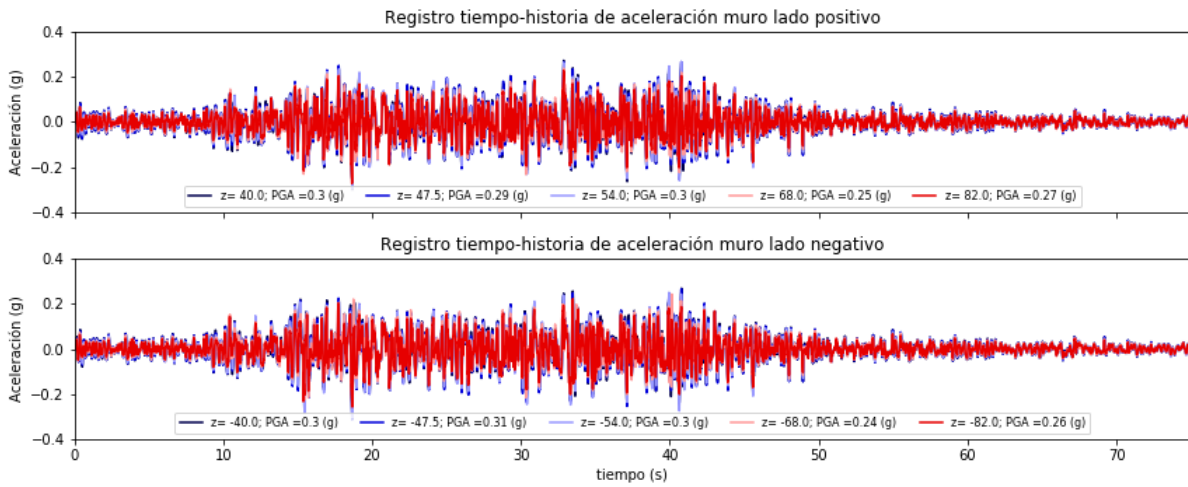


Figura C.4: Registro de aceleración puntos de control sobre superficie del modelo 4 subterráneos en Arcilla.

A continuación, se muestran los registros de aceleración para los puntos de control en superficie de los modelos realizados en Grava.

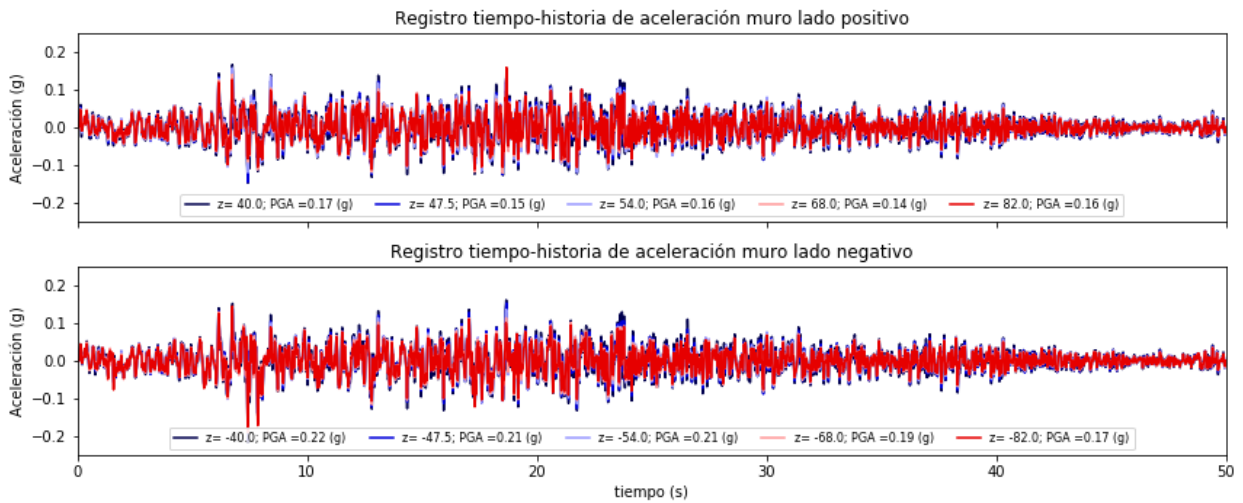


Figura C.5: Registro de aceleración puntos de control sobre superficie del modelo 1 subterráneo en Grava.

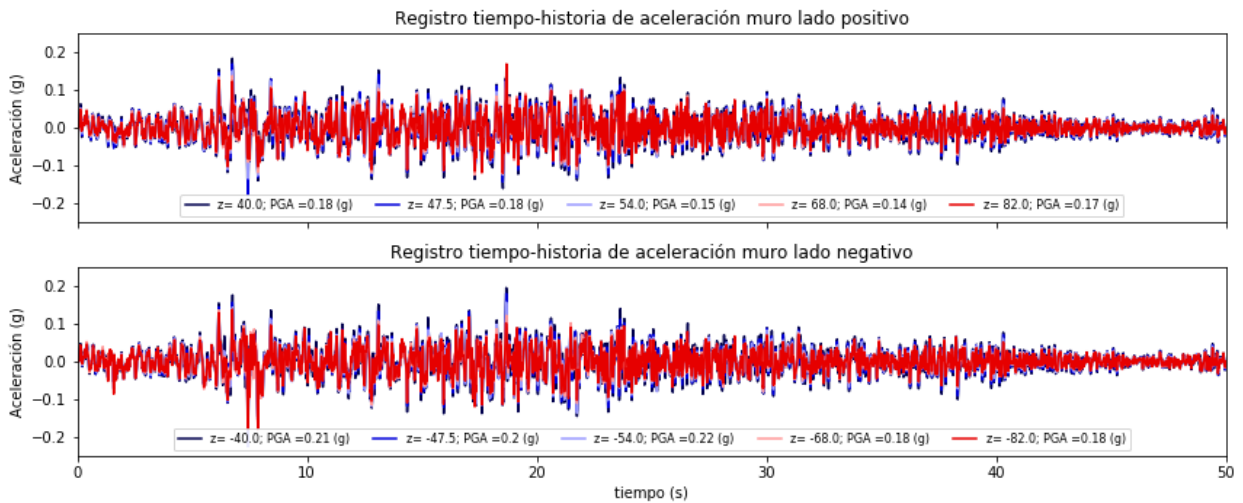


Figura C.6: Registro de aceleración puntos de control sobre superficie del modelo 2 subterráneos en Grava.

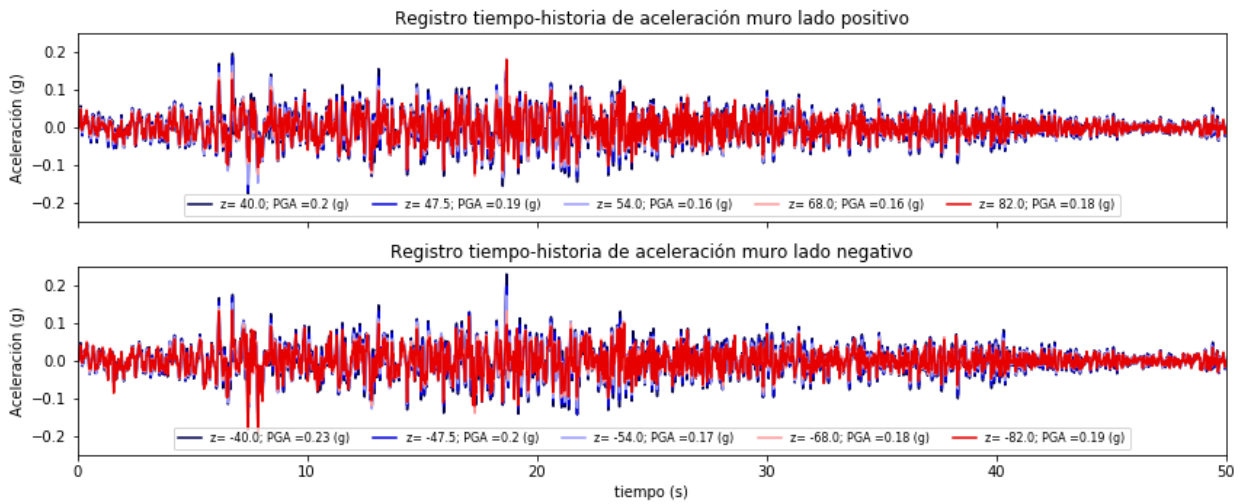


Figura C.7: Registro de aceleración puntos de control sobre superficie del modelo 3 subterráneos en Grava.

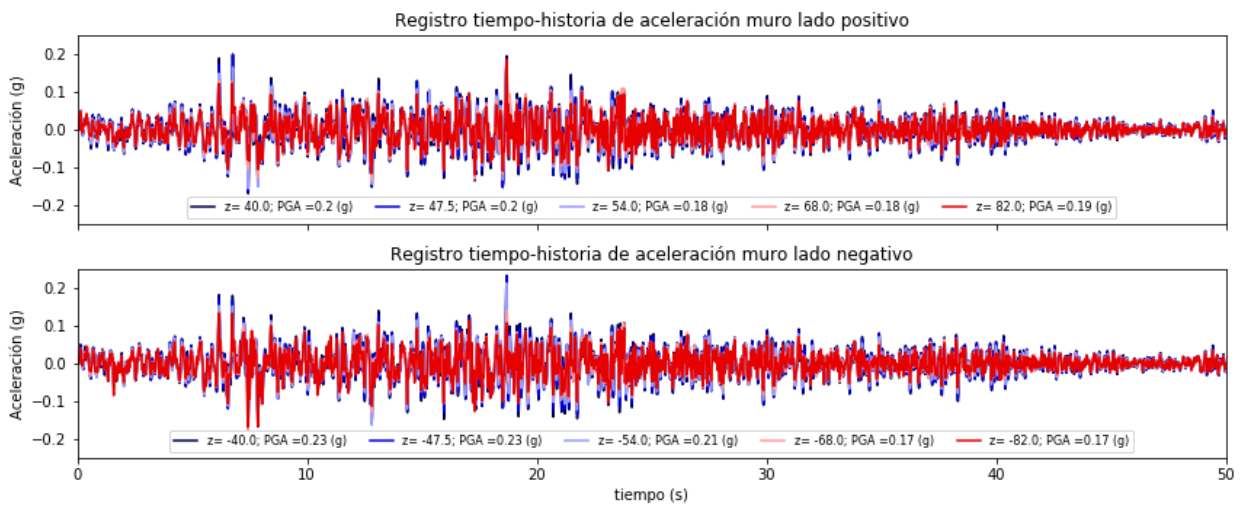


Figura C.8: Registro de aceleración puntos de control sobre superficie del modelo 4 subterráneos en Grava.

C.2 Desplazamientos Laterales absolutos en superficie.

Se presenta el desplazamiento lateral de los puntos de control sobre la superficie para los modelos en Arcilla y Grava.

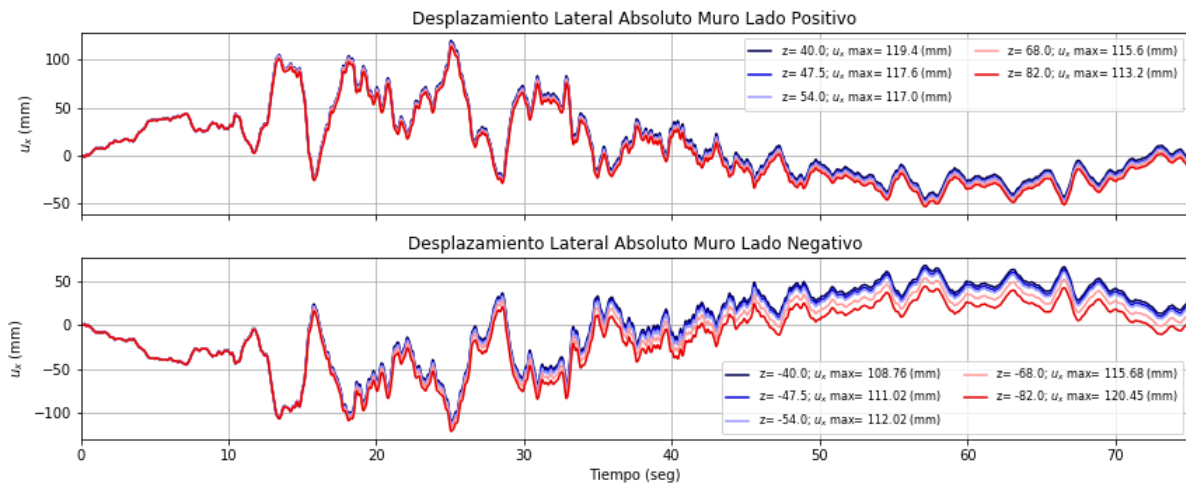


Figura C.9: Desplazamiento lateral absoluto en puntos de control sobre el muro en modelo de 1 subterráneo en Arcilla.

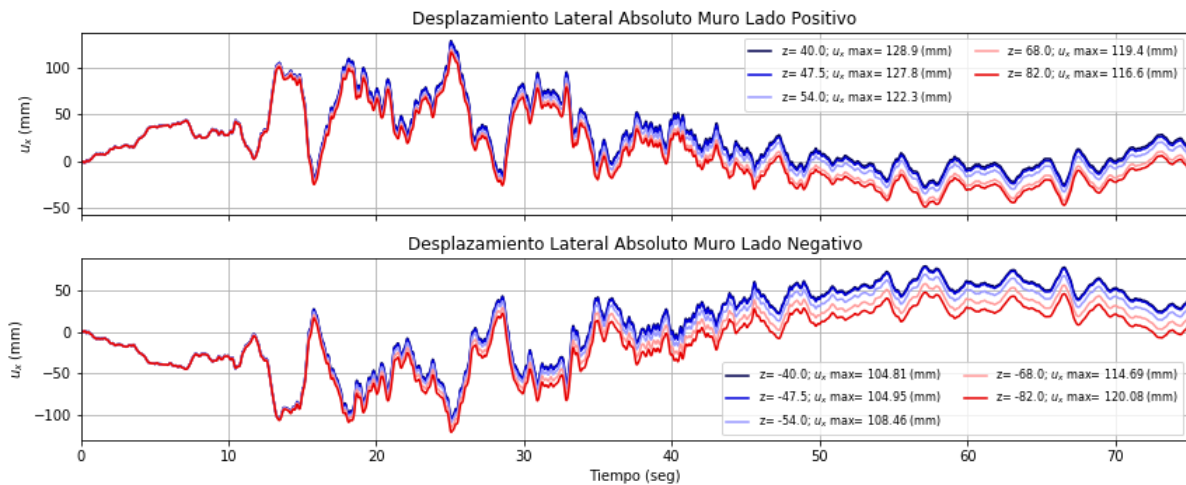


Figura C.10: Desplazamiento lateral absoluto en puntos de control detrás del muro el muro en modelo de 2 subterráneos en Arcilla.

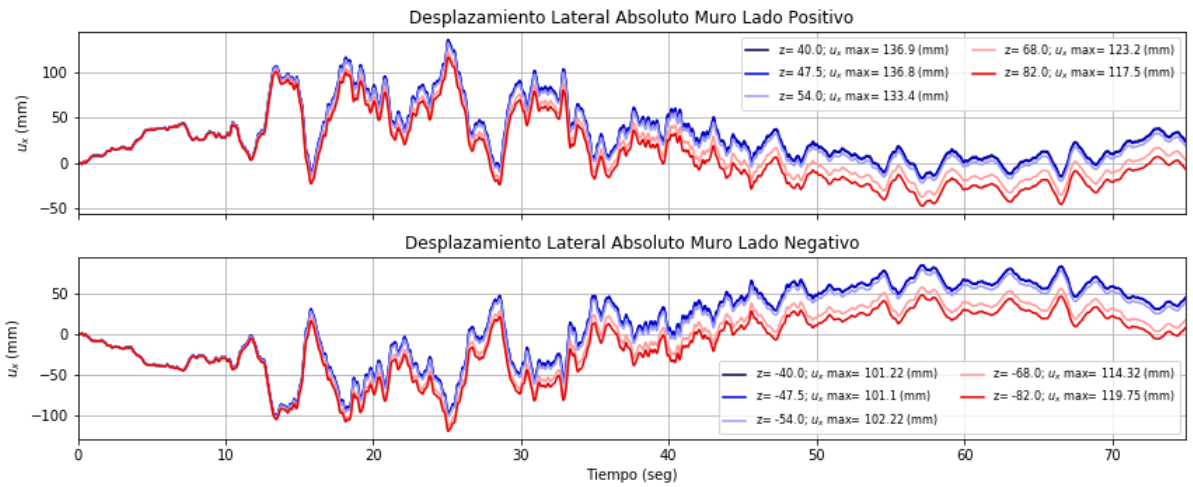


Figura C.11: Desplazamiento lateral absoluto en puntos de control detrás del muro en modelo de 3 subterráneos en Arcilla.

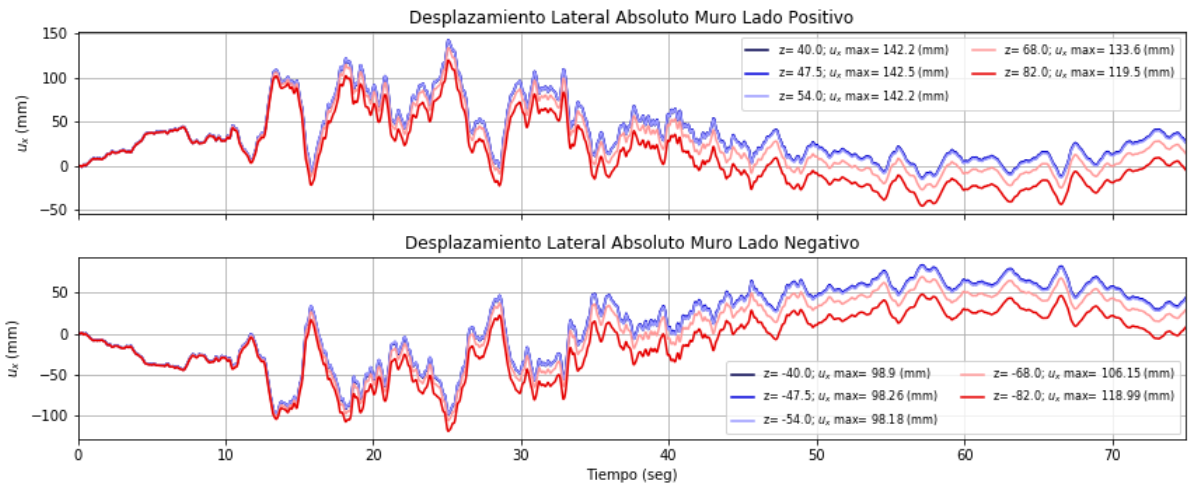


Figura C.12: Desplazamiento lateral absoluto en puntos de control detrás del muro en modelo de 4 subterráneos en Arcilla.

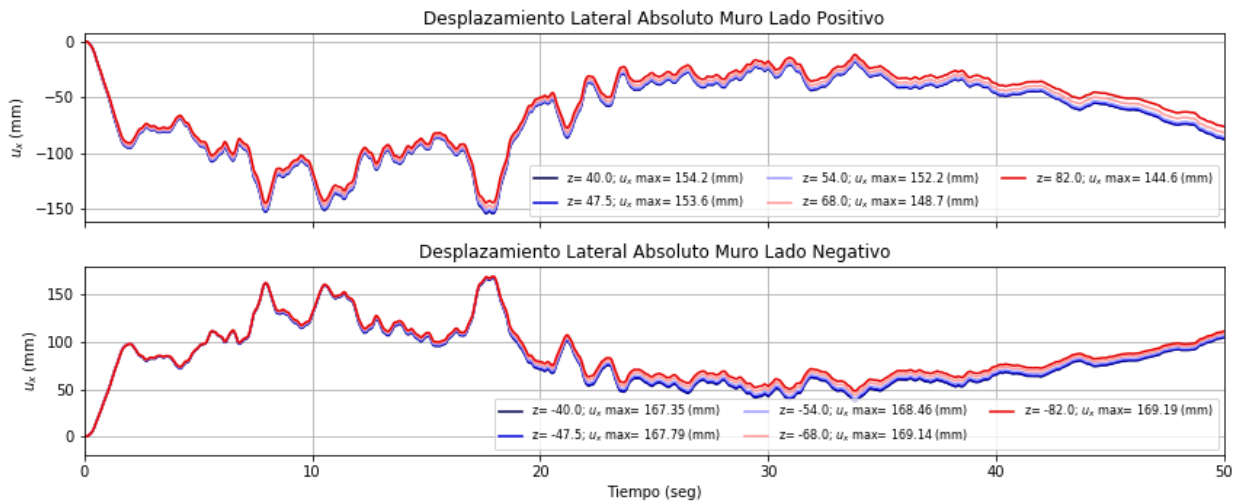


Figura C.13. Desplazamiento lateral absoluto en puntos de control detrás del muro en modelo de 1 subterráneo en Grava.

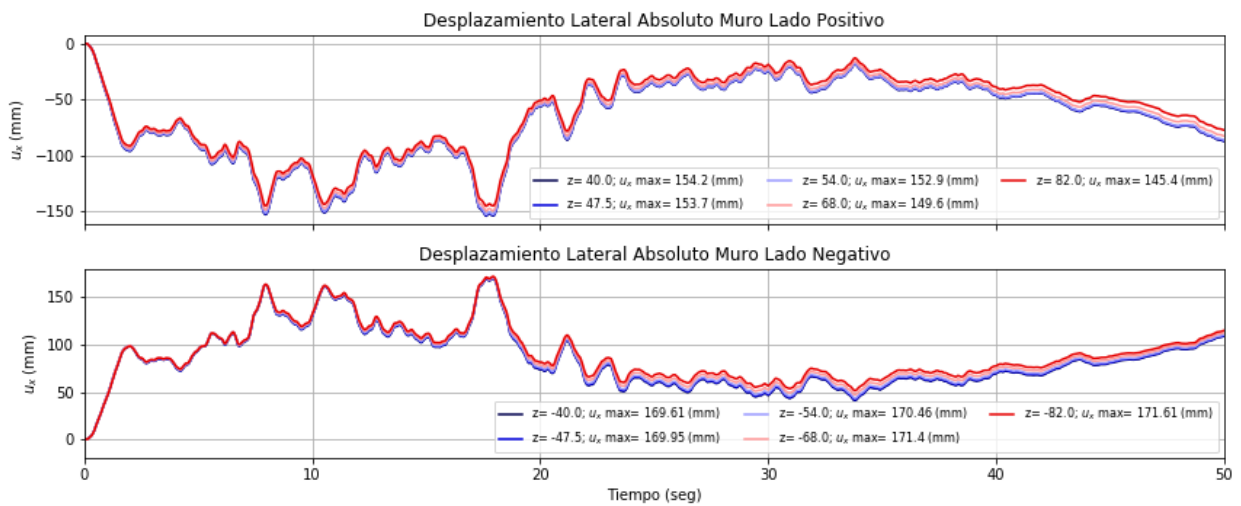


Figura C.14: Desplazamiento lateral absoluto en puntos de control detrás del muro en modelo de 2 subterráneos en Grava.

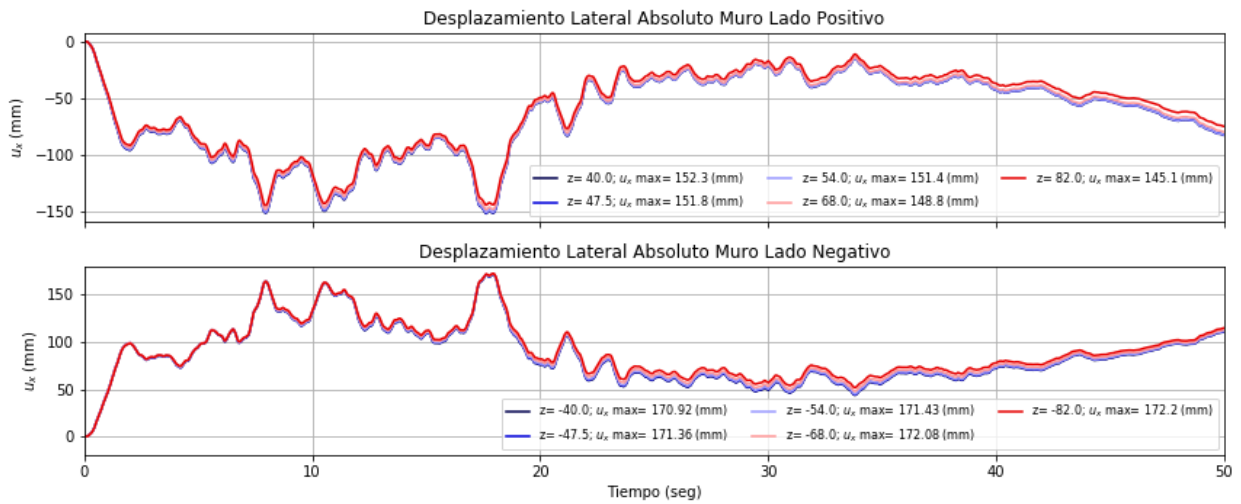


Figura C.15: Desplazamiento lateral absoluto en puntos de control detrás del muro en modelo de 3 subterráneos en Grava.

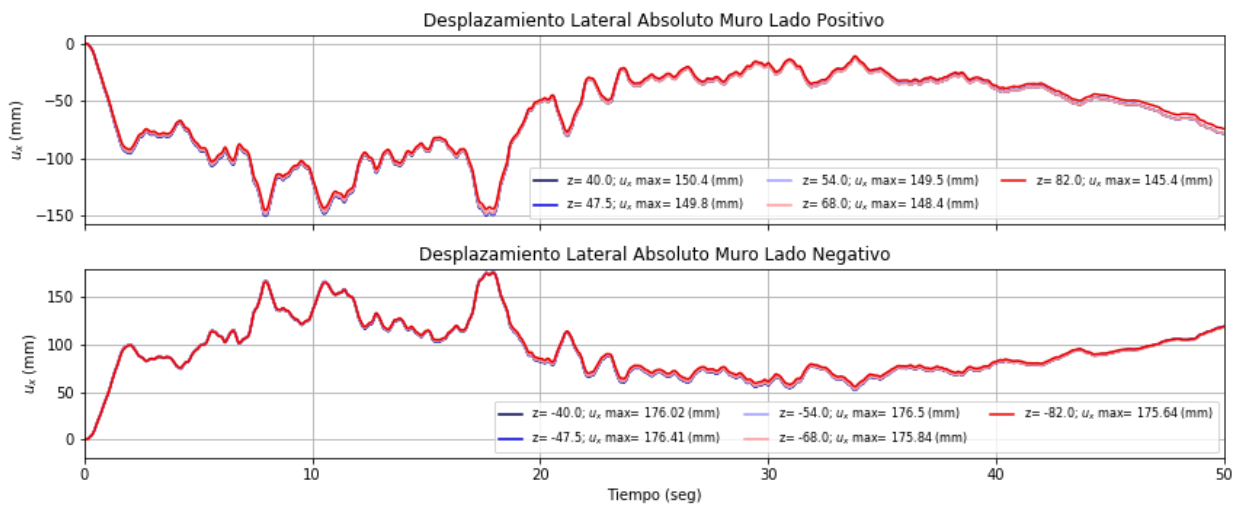


Figura C.16: Desplazamiento lateral absoluto en puntos de control detrás del muro en modelo de 4 subterráneos en Grava.