

**PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATÓLICA DEL PERÚ**  
**FACULTAD DE CIENCIAS E INGENIERÍA**



**APLICACIÓN DEL CUTTER SOIL MIXING COMO SISTEMA DE  
SOSTENIMIENTO EN EXCAVACIONES SUBTERRÁNEAS DE  
EDIFICACIONES URBANAS ASENTADAS SOBRE SUELOS  
ARENOSOS**

**Tesis para obtener el título profesional de INGENIERO CIVIL:**

**AUTOR:**

Juan Jesús Escobar Sulca

**ASESOR DE TESIS:**

Salvador Sobrecases Martí

Lima, mayo del 2022

## RESUMEN

Actualmente existen diferentes sistemas de sostenimiento que se utilizan en las construcciones que demanden excavaciones subterráneas, como los muros pantallas, calzaduras, entre otros. Sin embargo, en los últimos años se han desarrollado nuevas tecnologías que son más eficientes y óptimas; una de ellas es el sistema de Cutter Soil Mixing (CSM).

El propósito principal de la investigación es analizar la aplicación del CSM como sistema de sostenimiento de excavaciones subterráneas en suelos arenosos. Para ello, se analizó mediante el programa Plaxis, una excavación de 11.25 m de profundidad utilizando los sistemas de sostenimiento con muros de CSM y con muros pantallas. Finalmente, en base a los resultados obtenidos del modelamiento se realizó una comparación económica y técnica de ambos sistemas de sostenimiento.

Por un lado, los resultados obtenidos de la comparación económica muestran un costo total de \$ 284 604.65 para la construcción de un muro pantalla, pero con la alternativa de muros de CSM, el presupuesto final fue de \$ 188 661.86. Por otro lado, los resultados de la comparación técnica muestran que tanto los desplazamientos y los asentamientos fueron menores que los valores admisibles, esto aplica para ambas alternativas. Asimismo, en el análisis de infiltración, en ambos casos se obtuvo un factor de seguridad frente al fenómeno de sifonamiento de 3.64.

Finalmente, se concluye que el sistema de CSM se adecua apropiadamente en excavaciones subterráneas sobre suelos arenosos. De este modo el uso de muros de CSM representa una solución económica ya que en comparación con los muros pantallas, su costo es un 50% menor. Además, este sistema tiene diversas ventajas técnicas y ambientales, por ejemplo, su implementación genera una remoción mínima de desechos, es un método libre de vibraciones, no necesita la provisión del concreto y tiene un mayor control y registro de los parámetros en el terreno.

## ABSTRACT

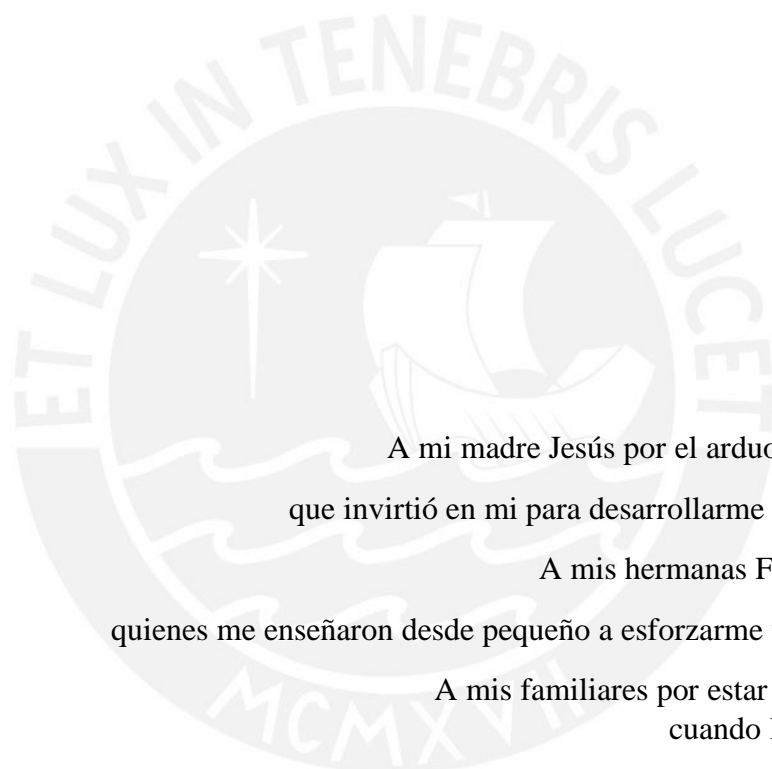
Currently there are different support systems that are used in constructions that require underground excavations, such as piling walls, cantilever walls, among others. However, in recent years new technologies have been developed that are more efficient and optimal; one of them is the Cutter Soil Mixing (CSM) system.

The main purpose of the research is to analyze the application of CSM as a support system for underground excavations in sandy soils. To do this, an excavation 11.25 m deep was analyzed using the Plaxis program considering CSM wall support systems and diaphragm walls. Finally, based on the results obtained from the modeling, an economic and technical comparison of both support systems was made.

On the one hand, the results obtained from the economic comparison show a total cost of \$284,604.65 for the construction of a diaphragm wall, but with the alternative of CSM walls, the final budget was \$188,661.86. On the other hand, the results of the technical comparison show that both the displacements and the settlements were less than the admissible values, this applies to both alternatives. Likewise, in the infiltration analysis, in both cases a safety factor of 3.64 was obtained against the phenomenon of siphoning.

Finally, it is concluded that the CSM system is appropriately suitable for underground excavations on sandy soils. In this way, the use of CSM walls represents an economic solution since compared to diaphragm walls, their cost is 50% lower. In addition, the technique has various technical and environmental advantages, for example, its implementation generates minimal waste removal, it is a vibration-free method, it does not require the provision of concrete, and it has greater control and recording of parameters in the field.

## Dedicatoria



A mi madre Jesús por el arduo trabajo y tiempo  
que invirtió en mi para desarrollarme como profesional

A mis hermanas Fanny y Elizabeth,  
quienes me enseñaron desde pequeño a esforzarme y nunca rendirme

A mis familiares por estar siempre conmigo  
cuando los he necesitado.

A mis amigos de la universidad quienes me apoyaron en mis años de estudiante.

A mi asesor de la tesis por ayudarme en la realización de esta investigación.

## **Agradecimientos**

Quisiera agradecer a toda mi familia, en especial a mi madre Jesús, que en todo este largo proceso de aprendizaje e investigación siempre ha estado apoyándome y motivándome para seguir esforzándome más día a día.

Asimismo, quiero expresar mi reconocimiento y gratitud a mi asesor Salvador Sobrecases y a Luis Raygada por su confianza, compromiso y guía en el desarrollo de esta investigación.

Finalmente quiero agradecer a la PUCP por brindarme una formación integral. A mis amigos, por acompañarme durante mis años de estudiante y a GEOPUCP por su invaluable formación académica, por lo cual siempre estaré en deuda.



**Juan Jesús Escobar S.**

# ÍNDICE

<b>CAPÍTULO 1 INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>1</b>
1.1. Descripción y formulación del problema .....	1
1.2. Objetivos .....	2
1.3. Hipótesis .....	2
1.4. Justificación .....	3
1.5. Alcance del trabajo .....	4
<b>CAPÍTULO 2 MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>5</b>
2.1. Definición de sistemas de sostenimiento según la norma E. 050 .....	5
2.2. Sistemas de sostenimiento aplicados en Perú .....	6
2.2.1. <i>Calzaduras</i> .....	6
2.2.2. <i>Muros anclados</i> .....	7
2.2.3. <i>Muros Milán o muros pantalla</i> .....	10
2.3. Sistema de sostenimiento: Cutter Soil Mixing (CSM) .....	12
2.4. Consideraciones en el diseño estructural de paneles CSM.....	13
2.4.1. <i>Correlaciones para la caracterización mecánica de paneles CSM</i> .....	13
2.4.2. <i>Características estructurales de paneles CSM</i> .....	16
2.4.3. <i>Clasificación del muro CSM de acuerdo a su función</i> .....	20
2.5. Métodos de elementos finitos (MEF) .....	21
2.5.1. <i>Definición e introducción a los métodos de elementos finitos</i> .....	21
2.5.1. <i>Programa MEF: Plaxis</i> .....	22
2.6. Análisis de deformaciones .....	25
2.6.1. <i>Método de Peck (1969)</i> .....	25
2.6.2. <i>Método de Clough y O'Rourke (1990)</i> .....	26
2.6.3. <i>Método de Fernie &amp; Suckling (1996)</i> .....	28
2.6.4. <i>Método de Hsieh y Ou (1998)</i> .....	28

2.6.5. Método de Oteo et al. (2003).....	30
2.7. Análisis de filtración.....	31
2.7.1. Inestabilidad hidráulica por sifonamiento .....	31
2.7.2. Inestabilidad hidráulica por rotura de fondo .....	32
<b>CAPÍTULO 3 METODOLOGÍA .....</b>	<b>34</b>
3.1. Enfoque y diseño de la investigación .....	34
3.2. Flujo de un proyecto de <i>deep soil mixing</i> .....	35
3.3. Modelo constitutivo <i>Hardening Soil Small Strain (HSS)</i> .....	38
3.3. Ensayos de laboratorio .....	39
3.4. Caso de estudio .....	42
<b>CAPÍTULO 4 APLICACIÓN DEL CUTTER SOIL MIXING EN PROYECTOS ALREDEDOR DEL MUNDO .....</b>	<b>44</b>
4.1. Caso de estudio: <i>Hotel Montaigne</i> .....	44
4.2. Caso de estudio: <i>Caso histórico del edificio de la Avenida Elliot</i> .....	46
4.3. Caso de estudio: <i>Estacionamiento subterráneo Futurlagos</i> .....	47
<b>CAPÍTULO 5 PROCESOS CONSTRUCTIVOS Y MAQUINARIA .....</b>	<b>51</b>
5.1. Proceso constructivo.....	51
5.2. Sistemas de construcción.....	52
5.2.1. <i>Sistema de una sola fase</i> .....	52
5.2.2. <i>Sistema de dos fases</i> .....	53
5.3. Equipos y maquinaria .....	54
5.4. Control de calidad de los muros de suelo mezclado (MSW).....	57
5.5. Ventajas y desventajas del Cutter Soil Mixing .....	59
<b>CAPÍTULO 6 CASO DE ANÁLISIS: EXCAVACIÓN CON MUROS PANTALAS Y CON MUROS DE CSM EN UN TERRENO ARENOSO .....</b>	<b>61</b>
6.1. Presentación del caso de análisis.....	61
6.2. Modelización de muros de sostenimiento en Plaxis.....	61
6.3. Propuesta con muro pantalla .....	68

6.3.1. <i>Análisis de deformaciones</i> .....	68
6.3.2. Momentos y fuerzas sobre el muro pantalla .....	71
6.3.3. <i>Cálculo de filtraciones y comprobación por inestabilidad hidráulica</i> .....	73
6.4. Propuesta con Cutter Soil Mixing .....	74
6.4.1. <i>Análisis de deformaciones</i> .....	74
6.4.2. Momentos y fuerzas cortantes sobre el muro CSM .....	76
6.4.3. <i>Cálculo de filtraciones y comprobación por inestabilidad hidráulica</i> .....	78
<b>CAPÍTULO 7 COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA</b> .....	<b>80</b>
7.1. Comparación económica.....	80
7.1.1. <i>Propuesta de diseño con muro pantalla</i> .....	80
7.1.2. <i>Propuesta de diseño con Cutter Soil Mixing</i> .....	81
7.2. Comparación técnica .....	82
7.2.1. <i>Discusión del análisis de deformaciones</i> .....	82
7.2.2. <i>Discusión de las fuerzas y los momentos actuantes en el muro de sostenimiento</i> 86	
7.2.3. <i>Discusión del análisis de filtración</i> .....	88
7.3. Resumen comparativo .....	89
<b>CAPÍTULO 8 CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES</b> .....	<b>91</b>
8.1. Conclusiones .....	91
8.2. Recomendaciones.....	94
<b>REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>96</b>
<b>ANEXOS</b> .....	<b>100</b>
<b>ANEXO 1: ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE SOSTENIMIENTO</b> .....	<b>101</b>
<b>ANEXO 2: ESTABILIDAD INTERNA DE LOS ANCLAJES</b> .....	<b>104</b>
<b>ANEXO 3: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MUROS DE SOSTENIMIENTO</b> ..	<b>108</b>

## Lista de figuras

<i>Figura 1:</i> Detalles típicos de calzadura. Fuente: MCVS (2018). .....	7
<i>Figura 2:</i> Componentes de un anclaje de tierra. Fuente: FHWA (1999).....	8
<i>Figura 3:</i> Proceso constructivo de muros anclados. Fuente: Cabellos (2012).....	9
<i>Figura 4:</i> Ejecución de muros pantallas. Fuente: Pilotes Terratest (2018).....	11
<i>Figura 5:</i> Análisis microscópico de una probeta de DSM. Fuente: Denies et al. (2012b). ....	15
<i>Figura 6:</i> Distribución de las fuerzas de compresión a los perfiles de acero a través del efecto arco. Fuente: Denies et al. (2016). .....	17
<i>Figura 7:</i> Modelamiento de las fuerzas de compresión en un muro CSM. Fuente: Denies et al. (2016). .....	17
<i>Figura 8:</i> Modelo <i>truss</i> utilizado para la verificación de los esfuerzos en el arco. Fuente: Nicolas Denies, et al. 2015. ....	18
<i>Figura 9:</i> Idealización geométrica. (a) Condición deformación plana; (b) Condición axi-simétrica. Fuente: Potts et al. (2002).....	22
<i>Figura 10:</i> Idealización geométrica de tensión plana. Fuente: Moreno (s.f.). .....	22
<i>Figura 11:</i> Sistemas de coordenadas y representación de los esfuerzos actuantes. Fuente: Brinkgreve (2004). .....	23
<i>Figura 12:</i> Distribución de los nodos y puntos de tensión. (a) Figura triangular con 6 nodos; (b) Figura triangular con 15 nodos. Fuente: Brinkgreve (2004).....	24
<i>Figura 13:</i> Método de Peck para determinar el asentamiento en superficie. Fuente: Peck (1969). .....	26
<i>Figura 14:</i> Asentamientos en trasdós de pantallas. (a) Suelos arenosos; (b) suelos arcillosos. Fuente: Clough & O'Rourke (1990). .....	26
<i>Figura 15:</i> Asentamientos en arcillas blandas. Fuente: Clough & O'Rourke (1990). .....	27
<i>Figura 16:</i> Máximos desplazamientos horizontales en pantallas. Fuente: Clough & O'Rourke (1990). .....	27
<i>Figura 17:</i> Clasificación según el tipo de deformada de la pantalla. Fuente: Hsieh & Ou (1998). .....	29
<i>Figura 18:</i> Perfil de asentamiento trilineal. Fuente: Hsieh & Ou (1998). .....	29
<i>Figura 19:</i> Perfil de asentamiento cóncavo. Fuente: Hsieh & Ou (1998). .....	30
<i>Figura 20:</i> Deformaciones máximas. (a) Verticales; (b) horizontales. Fuente: Oteo et al. (2003) .....	30
<i>Figura 21:</i> Consideraciones de la geometría del terreno para el cálculo del gradiente hidráulico. Fuente: Rodríguez et al. (1995). .....	32
<i>Figura 22:</i> Ábaco para el cálculo del gradiente hidráulico. Fuente: Rodríguez et al. (1995). .....	32
<i>Figura 23:</i> Ábaco para determinar el factor de estabilidad Nb. Fuente: Rodríguez et al. (1995). .....	33
<i>Figura 24:</i> Diagrama de flujo de la presente investigación. Fuente: Propia.....	34
<i>Figura 25:</i> Flujo de trabajo de un proyecto de <i>deep soil mixing</i> . Fuente: M. Terashi & Kitazume (2011). .....	36
<i>Figura 26:</i> Relación hiperbólica de esfuerzo vs deformación para ensayo CD. Fuente: Nieto Leal et al. (2009). .....	38

<i>Figura 27:</i> Parámetros geotécnicos y representación de una sección de la excavación. Fuente: Peixoto et al. (2012).	45
<i>Figura 28:</i> Detalle de la sección de un panel de CSM. Fuente: Lopez et al. (2009).	47
<i>Figura 29:</i> Vista de planta de la excavación. Fuente: Peixoto et al. (2012).	48
<i>Figura 30:</i> Solución estructural del muro de sostenimiento. Fuente: Peixoto et al. (2012).	49
<i>Figura 31:</i> Envoltorio de los desplazamientos horizontales. (a) Inclínómetro I1; (b) Inclínómetro I2; (c) Inclínómetro I3. Fuente: Peixoto et al. (2012).	49
<i>Figura 32:</i> Esquema de la construcción de un panel de CSM. (1) Fase de corte descendente; (2) Fase de corte descendente hasta la profundidad de diseño; (3) Fase de corte y mezclado ascendente. Fuente: Denies & Huybrechts (2012c).	52
<i>Figura 33:</i> Secuencia de construcción de un muro continuo de CSM. (a) Método “fresh-in-fresh”; (b) Método “hard-in-hard”. Fuente: Arnold et al. (2011).	52
<i>Figura 34:</i> Procedimiento del sistema de una fase. Fuente: Bauer (2009).	53
<i>Figura 35:</i> Procedimiento del sistema de dos fases sin uso de la retroexcavadora. Fuente: Bauer (2009).	53
<i>Figura 36:</i> Procedimiento del sistema de dos fases con uso de la retroexcavadora. Fuente: Bauer (2009).	54
<i>Figura 37:</i> Cabezal de mezcla del CSM (BCM). Fuente: Leach & Gerressen (2015).	55
<i>Figura 38:</i> Plataforma Quattro Cutter y sus variantes estándar y cortador lateral. Fuente: Fuente: Bauer (2009).	56
<i>Figura 39:</i> Plataforma Tandem Cutter y sus variantes estándar y cortador lateral. Fuente: Fuente: Bauer (2009).	56
<i>Figura 40:</i> Esquema de la ejecución de las tolerancias de un MSW. Fuente: Denies, et al. (2015).	58
<i>Figura 41:</i> Representación de la geometría del problema de la Sección 4 con muros pantallas.	62
<i>Figura 42:</i> Representación de la geometría del problema de la Sección 4 con muros de CSM.	62
<i>Figura 43:</i> Creación del mallado para la alternativa con muros pantallas.	66
<i>Figura 44:</i> Malla deformada de la alternativa de muro de sostenimiento con pantallas.	69
<i>Figura 45:</i> Desplazamientos totales absolutos de la excavación con muros pantallas.	69
<i>Figura 46:</i> Tensiones efectivas principales ubicados sobre los puntos de tensión.	70
<i>Figura 47:</i> Deformaciones generadas a lo largo de los muros pantallas	70
<i>Figura 48:</i> Asentamiento en trasdós del muro pantalla	71
<i>Figura 49:</i> Diagramas en el muro pantalla. (a) Fuerzas cortantes; (b) Momento Flectores.	71
<i>Figura 50:</i> Fuerzas cortantes en el muro pantalla por etapa de construcción.	72
<i>Figura 51:</i> Momentos flectores en el muro pantalla por etapa de construcción.	72
<i>Figura 52:</i> Red de flujo bidimensional en una excavación con muro pantalla.	73
<i>Figura 53:</i> Malla deformada de la alternativa de muro de sostenimiento CSM.	74
<i>Figura 54:</i> Desplazamientos totales absolutos de la excavación con muros CSM.	75
<i>Figura 55:</i> Tensiones efectivas principales ubicados sobre los puntos de tensión.	75
<i>Figura 56:</i> Deformaciones en la dirección X en los muros CSM	76
<i>Figura 57:</i> Deformaciones verticales en la edificación vecina	76

<i>Figura 58:</i> Diagramas en el muro CSM. (a) Fuerzas cortantes; (b) Momento Flectores. ....	77
<i>Figura 59:</i> Fuerzas cortantes en el CSM por etapa de construcción .....	77
<i>Figura 60:</i> Momentos flectores en el muro CSM por etapa de construcción .....	78
<i>Figura 61:</i> Red de flujo bidimensional en una excavación con muro CSM. ....	78
<i>Figura 62:</i> Historia de desplazamientos horizontales en el muro pantalla y en el muro de CSM (Configuración final).....	84
<i>Figura 63:</i> Historia de deformaciones verticales en trasdós del muro de sostenimiento .....	85
<i>Figura 64:</i> Diagrama en los muros de sostenimiento; (a) Diagrama de momento flector; (b) Diagrama de fuerzas cortantes.....	88
<i>Figura 65:</i> Factor de seguridad para la primera excavación con muros de CSM .....	101
<i>Figura 66:</i> Factor de seguridad para la segunda excavación con muros de CSM .....	101
<i>Figura 67:</i> Factor de seguridad para la tercera excavación con muros de CSM.....	102
<i>Figura 68:</i> Factor de seguridad para la cuarta excavación con muros de CSM.....	102
<i>Figura 69:</i> Factor de seguridad para la primera excavación con muros pantallas .....	102
<i>Figura 70:</i> Factor de seguridad para la segunda excavación con muros pantallas.....	103
<i>Figura 71:</i> Factor de seguridad para la tercera excavación con muros pantallas.....	103
<i>Figura 72:</i> Cálculo de adherencia límite en arenas y gravas. Fuente: MFIM (2001).....	106
<i>Figura 73:</i> Gráfica número de golpes SPT vs ángulo de fricción. Fuente: Devincenzi & Frank (2004). ....	106



## Lista de tablas

<b>Tabla 1.</b> Máximos y mínimos valores de UCS en función del tipo de suelos en muestras elaboradas. ....	13
<b>Tabla 2.</b> Resultados del ensayo UCS obtenidos en muestras perforadas y húmedas.....	14
<b>Tabla 3.</b> Momento flector en un panel CSM en una viga de refuerzo tipo IPE S235.....	19
<b>Tabla 4:</b> Valores admisibles de desplazamientos horizontales y asentamientos. ....	31
<b>Tabla 5.</b> Parámetros del modelo <i>Hardening Soil</i> . ....	39
<b>Tabla 6.</b> Programa de ensayos para la caracterización de una muestra de suelo .....	40
<b>Tabla 7.</b> Resultados de las propiedades físicas del material de estudio .....	40
<b>Tabla 8.</b> Resultados de los parámetros obtenidos para el modelo constitutivo HSS .....	41
<b>Tabla 9:</b> Dimensiones de los muros pantallas utilizados en el análisis.....	42
<b>Tabla 10:</b> Ubicación de los anclajes temporales en los muros pantallas.....	42
<b>Tabla 11:</b> Ubicación de los anclajes en el muro de CSM.....	43
<b>Tabla 12.</b> Resultados del ensayo de resistencia de compresión no confinada.....	45
<b>Tabla 13.</b> Dimensiones y especificaciones técnicas del BCM 5 y BCM 10 .....	55
<b>Tabla 14.</b> Especificaciones técnicas de la plataforma Quattro Cutter y Tandem Cutter.....	57
<b>Tabla 15:</b> Propiedades mecánicas de los muros CSM .....	64
<b>Tabla 16:</b> Propiedades mecánicas de los muros pantalla. ....	64
<b>Tabla 17:</b> Propiedades mecánicas de los anclajes.....	65
<b>Tabla 18:</b> Propiedades mecánicas del bulbo de anclaje .....	65
<b>Tabla 19:</b> Factor de seguridad por sifonamiento en muro pantalla.....	74
<b>Tabla 20:</b> Factor de seguridad por sifonamiento en muro CSM.....	79
<b>Tabla 21:</b> Cotización para la propuesta con muro pantalla. ....	80
<b>Tabla 22:</b> Cotización para la propuesta con muro CSM. ....	81
<b>Tabla 23:</b> Valores admisibles y deformaciones obtenidas con los sistemas de sostenimiento de muros pantallas y muros CSM.....	83
<b>Tabla 24:</b> Cuadro comparativo de las deformaciones obtenidas por distintos autores y con el programa Plaxis. ....	86
<b>Tabla 25:</b> Cálculo del factor de seguridad por sifonamiento.....	89
<b>Tabla 26:</b> Cuadro comparativo entre Muros Pantallas y Muros de CSM .....	90

# CAPÍTULO 1

## INTRODUCCIÓN

### 1.1. Descripción y formulación del problema

En las últimas décadas, las principales ciudades han experimentado un importante crecimiento demográfico. Ello conllevó a una disminución de la cantidad de espacios disponibles para la construcción de viviendas y el incremento del tiempo de viaje para aquellas personas que viven en la periferia de las ciudades. Este crecimiento demográfico generó que numerosas sociedades se ubiquen sobre laderas de cerros o en las riberas de ríos, lo cual genera un impacto ambiental negativo sobre los escasos ecosistemas que poseen las ciudades. Por ello, hoy en día, los proyectos con construcciones subterráneas son cada vez más usuales en un contexto en donde las ciudades crecen verticalmente debido a la falta de espacio, ocasionado por el crecimiento demográfico.

Actualmente existen diferentes sistemas de sostenimiento como las calzaduras, los muros pantallas, las pantallas de pilotes y las contenciones con soil nailing. Estos se utilizan en proyectos que demanden la realización de excavaciones subterráneas ya sea para la construcción de sótanos o estacionamientos. La elección del sistema de sostenimiento para un proyecto dependerá de la profundidad de la excavación, la calidad del suelo, la presencia de nivel freático y la cercanía a edificaciones vecinas. Estos sistemas tienen como principal función asegurar la estabilidad de las excavaciones sin generar asentamientos mayores a los permisibles, ni fisuras que coloquen en riesgo la estabilidad de las edificaciones cercanas.

En los últimos años, se han desarrollado nuevas tecnologías de sostenimiento de excavaciones subterráneas, entre las cuales destaca el Cutter Soil Mixing (CSM). Esta nueva tecnología es una técnica del deep soil mixing o mezcla de suelo profunda. El deep soil mixing utiliza el suelo como material de construcción, lo cual genera que sea un método más eficiente ya que reduce tiempos de producción y transporte; con menores costos, puesto que se necesita menor cantidad de materias primas; y amigable ambientalmente debido a que utiliza menor cantidad de cemento, el cual es uno de los principales agentes de emisión de dióxido de carbono.

Entonces, el CSM combina las características técnicas del muro pantalla o muro diafragma con el método del deep soil mixing. La técnica del CSM consiste en introducir dos ruedas de

corte en el terreno, las cuales tienen como función destruir la estructura del suelo mientras simultáneamente se agrega lechada de cemento para lograr el endurecimiento del suelo y posteriormente, la formación de muros pantallas elaborados a partir de la mezcla suelo más lechada de cemento.

El propósito de esta tesis es evaluar el uso de la técnica Cutter Soil Mixing como sistema de sostenimiento de excavaciones subterráneas en entornos urbanos. Para ello se estudiará su proceso constructivo y su posible aplicación en proyectos ubicados sobre suelos arenosos. Asimismo, se realizará un análisis técnico-económico entre esta nueva tecnología y el sistema de sostenimiento de muros pantallas, el cual en los últimos años ha sido muy utilizado en la industria de la construcción de muros de sostenimiento. Además, se plantea la realización de un análisis de deformaciones y de infiltraciones en un muro de suelo elaborado con la técnica del CSM.

## **1.2. Objetivos**

El objetivo principal de la investigación es evaluar la aplicabilidad de la técnica del Cutter Soil Mixing (CSM), como sistema de sostenimiento de excavaciones subterráneas en proyectos de edificaciones urbanas ubicadas sobre suelos arenosos.

Los objetivos específicos son los siguientes:

Desarrollar una breve descripción de los principales proyectos alrededor del mundo en donde aplicaron la tecnología del CSM

Describir el proceso constructivo y los equipos utilizados en la aplicación del método CSM como sistema de sostenimiento

Implementar un programa de elementos finitos como Plaxis para realizar un análisis de deformaciones, de esfuerzos y de infiltración en un muro de CSM

Comparar técnicamente y económicamente el sistema de sostenimiento CSM con métodos convencionales de sostenimiento como los muros pantalla

## **1.3. Hipótesis**

Algunas hipótesis que se plantean en la presente tesis son:

Los proyectos alrededor del mundo que aplicaron la tecnología del CSM muestran un buen comportamiento de tal método como sistema de sostenimiento.

El uso del CSM en excavaciones subterráneas es menos contaminante y más rentable que otros métodos de sostenimiento.

Las deformaciones y subsidencias generadas por el uso del CSM son aceptables y menores que las deformaciones admisibles.

#### **1.4. Justificación**

Ante el crecimiento demográfico, las ciudades se vieron en la necesidad de buscar la expansión vertical y con ello la construcción de estructuras subterráneas como los sótanos. Hoy en día se han desarrollado nuevas tecnologías de sostenimiento de excavaciones subterráneas para proyectos de edificaciones urbanas. Uno de los recientes métodos de sostenimiento es el CSM, el cual presenta la misma función que los métodos de sostenimiento convencionales con ciertas ventajas. Por ejemplo la ejecución de muros CSM genera menores vibraciones y deformaciones en los terrenos colindantes, y a su vez, los muros funcionan como elementos impermeabilizantes (Neves & Pinto, 2015; Pinto et al., 2011). El uso del sistema de sostenimiento CSM representa una solución económica ya que utiliza el suelo como material de construcción y no necesita la provisión de concreto (Gerrensen & Vohs, 2012). Además, es menos contaminante, por el hecho que utiliza menor cantidad de cemento y genera menores desperdicios en obra (Bauer, 2009).

En la construcción de cualquier sistema de sostenimiento, una de las principales problemáticas consiste en asegurar que las deformaciones presentadas en los terrenos adyacentes, no afecten al proyecto ni a las estructuras vecinas. Una forma de determinar las deformaciones ocasionadas en el terreno durante la ejecución de un proyecto es a través de los métodos de elementos finitos (MEF). Los MEF representan una solución numérica aproximada, la cual permite determinar problemas complejos en la ingeniería geotécnica como los cálculos de deformaciones y subsidencias durante la construcción de una obra civil.

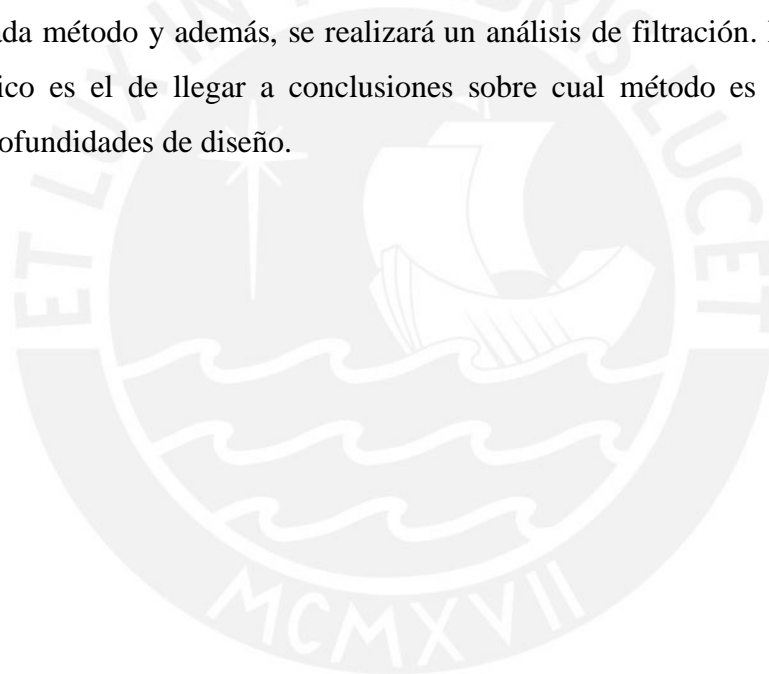
El CSM al ser una técnica reciente, necesita una mayor investigación que describa sus principales ventajas y las limitaciones que posee. Y es a través de las publicaciones y de la elaboración de tesis que se entiende a mayor detalle su ámbito de aplicabilidad como sistema de sostenimiento. Por ello, el propósito de esta investigación es dar a conocer las principales ventajas técnicas y económicas que ofrece el método de CSM como sistema de sostenimiento. En esta investigación se analiza la aplicación del método CSM en suelos arenosos dado que en este tipo de suelo se obtiene una mejor mezcla e interacción entre los materiales suelo-cemento (Denies et al., 2012a). Finalmente, con este estudio se busca que esta tecnología se implemente como estructura de retención en las excavaciones subterráneas en el país.

## 1.5. Alcance del trabajo

La presente tesis realiza los siguientes aportes:

La elaboración de una revisión bibliográfica de los principales métodos de sostenimiento aplicados en Perú y de los principales proyectos alrededor del mundo en donde implementaron el CSM como sistema de sostenimiento de excavaciones subterráneas. Asimismo, se describirá el proceso constructivo de este método identificando las principales ventajas y las limitaciones de su aplicación.

Además, se realizará un análisis comparativo entre los sistemas de muro pantalla y CSM. Para ello se plantea una comparación económica de los costos de cada método implementado para un mismo proyecto. También se realizará una comparación técnica de ambos sistemas de sostenimiento, para ello se analizarán las subsidencias que se presentan en el terreno con la aplicación de cada método y además, se realizará un análisis de filtración. El fin del análisis técnico-económico es el de llegar a conclusiones sobre cual método es más óptimo para determinadas profundidades de diseño.



## **CAPÍTULO 2**

### **MARCO TEÓRICO**

#### **2.1. Definición de sistemas de sostenimiento según la norma E. 050**

La construcción de edificios altos en las principales ciudades conlleva a la necesidad de construir sótanos a mayores profundidades, ya sea para el abastecimiento de estacionamientos en viviendas multifamiliares u oficinas en edificios comerciales (Pilotes Terratest, 2016). Entonces, la función principal de los sistemas de sostenimiento es soportar tanto los empujes laterales ejercidos por el suelo, como las cargas de las edificaciones vecinas, de tal modo que no se produzcan inestabilidades que conlleven al derrumbe del talud excavado (Ramos, 2015). En otras palabras, el soporte se proporciona a través de la rigidez a cortante y flexión de los elementos del muro vertical, y la resistencia pasiva del terreno debajo del nivel de excavación terminado (Federal Highway Administration [FHWA], 1999)

El ámbito de aplicación de los sistemas de sostenimiento dependerá de la norma a utilizar. Por ejemplo, la norma E. 050 del Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento [MVCS] (2018) nos indica que en las excavaciones verticales de más de 1.50 metros de profundidad, medidas a partir del nivel de terreno natural, no deberán permanecer sin sostenimiento. Además, la norma indica que solo se permitirá excavaciones mayores, cuando el profesional responsable del proyecto determine a través de los estudios de mecánica de suelo que no son necesarios las obras de sostenimiento. En cambio, para la Occupational Safety and Health Administration [OSHA] (2011), esta profundidad máxima de excavación es de 1.20 metros, además, esta guía indica que los trabajadores deberán entibarse si trabajan dentro de la excavación.

La norma del MVCS (2018) divide los sistemas de sostenimiento en provisionales y definitivos para los taludes de corte. Asimismo, la norma indica que el factor de seguridad global de las estructuras de sostenimiento ya sean temporales o permanentes deberán ser como mínimo 1.50 para condiciones estáticas y 1.25 para condiciones dinámicas. Algunos ejemplos de sostenimiento que indica la norma son las entibaciones, los muros anclados, las tablestacas, los pilotes secantes, los pilotes anclados, los muros diafragma, las calzaduras, los pernos de anclaje, las cortinas de micropilotes, la técnica del jet grouting, entre otros.

En todo proyecto en donde se utilice algún sistema de sostenimiento, es importante que el informe de estudios de mecánica de suelo incluya los parámetros del suelo como el peso unitario, la cohesión, el ángulo de fricción, el coeficiente activo y pasivo estático, el coeficiente en reposo estático, el coeficiente activo y pasivo dinámico, el coeficiente en reposo dinámico, el factor de reducción de empuje pasivo y el coeficiente de fricción bajo la cimentación (MVCS, 2018). Estos parámetros son necesarios para el diseño de las obras de sostenimiento en edificaciones, además, se debe tomar en consideración la posible desestabilización de los terrenos vecinos producto de la excavación para la construcción de los sótanos del proyecto.

## **2.2. Sistemas de sostenimiento aplicados en Perú**

### **2.2.1. Calzaduras**

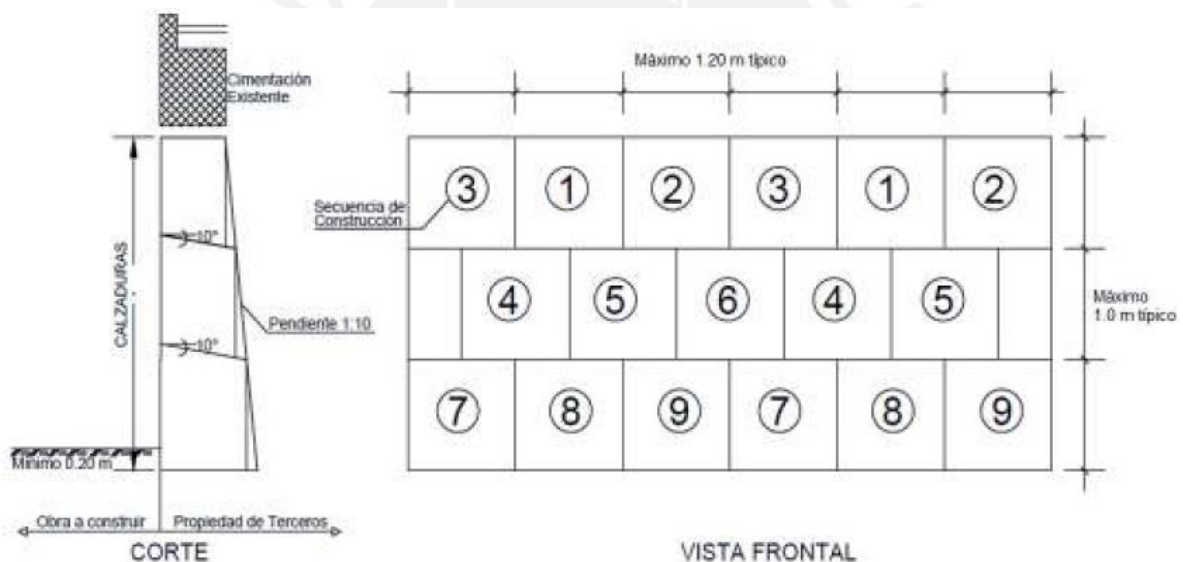
Las calzaduras son estructuras provisionales que se diseñan para sostener las cimentaciones vecinas y el talud de suelo expuesto producto de la excavación realizada. Este tipo de sostenimiento tiene como principal función prevenir tanto las fallas por inestabilidad y los asentamientos excesivos. De este modo, el uso de este sistema de sostenimiento busca garantizar la integridad del terreno colindante y de las obras existentes ubicadas sobre él, hasta que las estructuras de sostenimiento definitivas entren en funcionamiento (MVCS, 2018).

Las calzaduras se constituyen a través de paños de concreto, los cuales son construidos de forma alternada y progresiva. Este sistema de sostenimiento se diseña para soportar las cargas verticales de la estructura y las cargas horizontales inducidas por el terreno (MVCS, 2018). Una de las principales ventajas de este sistema son los menores costos de construcción respecto a otros tipos de sostenimiento para profundidades de excavación menores a ocho metros. Además, la construcción de los anillos de calzaduras se realiza fuera de los linderos del terreno, es decir, bajo el terreno colindante, con lo cual se aprovecha al máximo el área del terreno del proyecto (Ramos, 2015).

El sistema de sostenimiento de calzaduras únicamente se aplica para terrenos de buena calidad como el conglomerado de Lima. La aplicación de esta técnica en otro tipo de suelo podría conllevar a una falla por inestabilidad. Otra de las principales limitaciones de este método es el nivel freático. Las calzaduras como sistema de sostenimiento no se utilizan cuando el nivel freático es elevado debido a que las propiedades resistentes del suelo se ven mermadas ante la presencia de agua. Además, la profundidad de aplicación de las calzaduras es limitada. Ello debido a que las calzaduras se van ensanchando conforme el proyecto necesite una mayor profundidad de excavación. En otras palabras, para mayores profundidades se necesitarán mayores volúmenes de concreto ciclópeo lo cual es inviable económicamente para

profundidades mayores entre seis a nueve metros. En esos casos es preferible utilizar otro tipo de sostenimiento.

La construcción de las calzaduras se realiza a través de anillos formados por paneles. Para la construcción de cada anillo se empieza con la excavación de paneles alternados cada dos tramos siguiendo la secuencia como indica la *Figura 1*. Los paneles tienen una longitud máxima de 1.2 metros, un espesor igual a la longitud de la cimentación colindante a calzar y una altura máxima de 1 metro. El espesor de los paños se incrementa con la profundidad a un mínimo del 10% de la altura del paño anterior. Luego de la excavación, se procede a encofrar el paño y a apuntalar los encofrados. La excavación se encofra dejando una abertura superior, la cual se utiliza para el vaciado del concreto ciclópeo (MVCS, 2018). Posterior al vaciado, el desencofrado se puede realizar al día siguiente; sin embargo, es importante mantener los paños apuntalados y que las juntas de paños de dos etapas consecutivas queden desplazadas media paño para no coincidir. Finalmente, este procedimiento se realiza para cada paño de cada anillo.

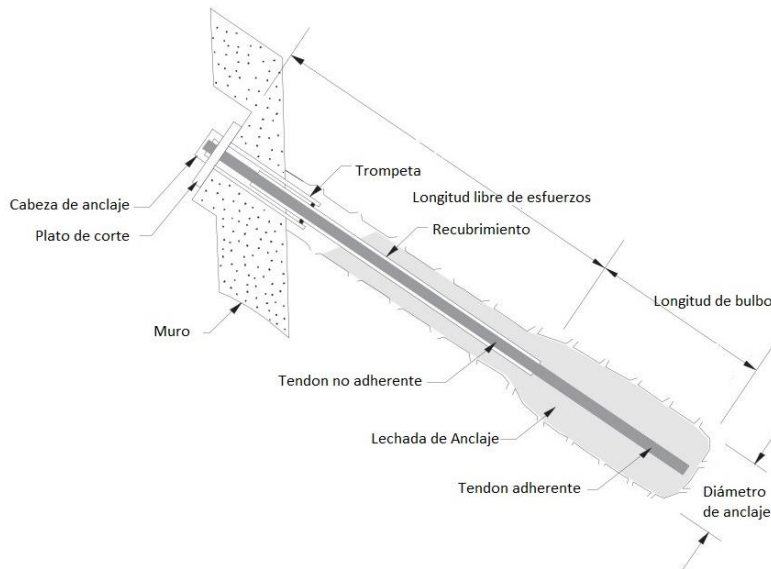


*Figura 1:* Detalles típicos de calzadura. Fuente: MCVS (2018).

### 2.2.2. Muros anclados

Los muros anclados son un tipo de sistema de sostenimiento aplicables en proyectos en donde el nivel freático es bajo. Este sistema está constituido principalmente de muros de concreto armado sujetos a través de anclajes tensados. Los anclajes son elementos estructurales que se instalan tanto en roca como en suelo y son usados para transmitir las cargas de tensión al terreno. A su vez, los anclajes están compuestos de tres componentes (*Figura 2*): el anclaje externo, la longitud libre de esfuerzos y la longitud de bulbo. El anclaje externo está conformado por la cabeza del anclaje; el plato de corte, el cual trasmite los esfuerzos de tensado a la placa de concreto; y la trompeta, que tiene como función transmitir los esfuerzos desde la

barra tensada al terreno. Además, la longitud libre de esfuerzos es la porción del acero pretensado que puede alargarse elásticamente y transferir los esfuerzos desde la longitud del bulbo a la estructura. Finalmente, la última parte del anclaje es la longitud del bulbo. Este es la porción del anclaje que está adherido a la lechada de cemento y tiene como función principal transmitir los esfuerzos de tensión al terreno (FHWA, 1999).



*Figura 2:* Componentes de un anclaje de tierra. Fuente: FHWA

Los anclajes de acuerdo al tiempo de ejecución se dividen en provisionales y permanentes. Los anclajes de sostenimiento provisionales son aquellos que se ejecutan en proyectos que permanecen sin un sistema de sostenimiento definitivo en un tiempo no mayor a dos años. En cambio, los anclajes permanentes son aquellos que permanecen como sistema de sostenimiento por más de dos años. Estos últimos requieren un tratamiento especial a lo largo de la vida útil de la estructura (MVCS, 2018). Asimismo, otra clasificación de los anclajes consiste en dividirlos en pasivos y activos, la diferencia radica en la aplicación del nivel de carga. Por un lado, los anclajes activos generalmente son tensados después de su ejecución con la máxima magnitud prevista en el proyecto. Por otro lado, los anclajes pasivos son tensados con una carga baja inicial, la cual no deberá ser menor al 10% de la máxima carga de tensado del proyecto. Estos anclajes van adquiriendo mayor carga de tensado conforme se desarrollen movimientos en la estructura (Dirección General de Carreteras, 2001).

Una aplicación común de los anclajes en proyectos es la construcción de muros anclados para la estabilización de excavaciones y taludes. Estos muros anclados consisten de muros en voladizo con uno o más niveles de anclajes en el terreno. El soporte de los muros anclados se proporciona a través de la resistencia a cortante y a flexión de los elementos de la pared vertical

y la resistencia lateral proporcionada por los anclajes, los cuales resisten las presiones horizontales que actúan sobre la pared de concreto armado (FHWA, 1999).

El proceso constructivo de los muros anclados comienza con la excavación masiva. En esta etapa se utilizan maquinarias como la excavadora y la retroexcavadora para la remoción del terreno. La siguiente etapa corresponde a la perforación y la introducción de los cables de anclaje. En esta fase se realiza el armado del taladro y del casing. Luego, con la máquina perforadora y el casing listo se procede a colocar la espuma y los lubricantes para que el taladro pueda rotar sin ningún problema. Posteriormente, se posiciona la máquina perforadora en el punto de anclaje y se mide el ángulo de inclinación horizontal y vertical. Se inicia con el proceso de perforación y de forma paralela se añaden las extensiones de revestimiento y taladro, además, de la espuma. Ello se realiza hasta alcanzar la profundidad de diseño de los anclajes. Después de la perforación, se colocan los cables y se procede a retirar el casing para pasar a la inyección de la lechada. Este procedimiento de inyección de lechada se realiza hasta que en el orificio de inyección comience a salir la mezcla. Luego del perfilado manual del terreno, se colocan los aceros de refuerzo en la zona de anclaje y en el muro pantalla. Seguidamente, se procede a encofrar el panel y se colocan los apuntalamientos necesarios. Como siguiente paso, se realiza el vaciado del concreto y al día siguiente se desencofra el panel. Finalmente, luego que el muro haya alcanzado la resistencia requerida, se procede a realizar el tensado del cable. Los cables se destensarán una vez que se haya construido los sistemas de sostenimiento permanente como las losas (Cabellos, 2012; Rengifo, 2015).

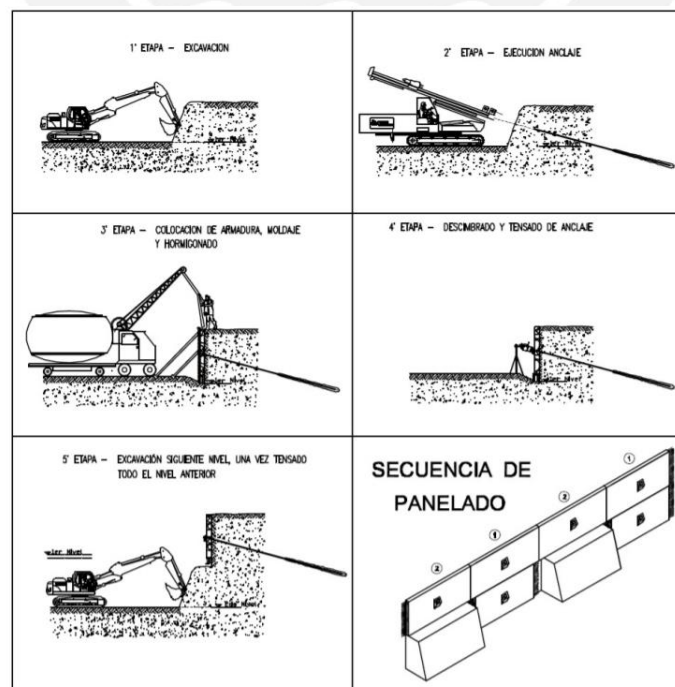


Figura 3: Proceso constructivo de muros anclados. Fuente: Cabellos (2012).

### **2.2.3. Muros Milán o muros pantalla**

Los muros pantallas son un tipo de estructura de contención cuya principal función es contrarrestar los empujes del terreno y reducir las deformaciones. Este sistema tiene como objetivo contener e impermeabilizar los paramentos de la excavación, asimismo, recoge las cargas verticales para transmitirlos a otros elementos estructurales (Keller Group, s.f.). Actualmente, los muros pantallas se emplean para la excavación de estructuras enterradas como subterráneos o en la construcción de las paredes laterales de pisos inferiores, en la impermeabilización del subsuelo en presas, en obras de excavación bajo la napa freática, etc. (Pilotest Terratest, 2018).

La construcción de los muros pantallas ofrecen múltiples ventajas, entre ellas, la posibilidad de construcción cuando el nivel freático es elevado, la disminución de las vibraciones en comparación con los muros anclados, además, no es necesario realizar excavaciones en trasdós del muro como las calzaduras, facilita la posibilidad de lograr grandes profundidades y resiste los empujes del terreno gracias a la flexibilidad de su estructura. Sin embargo, este método también posee algunas desventajas, por ejemplo, el uso de lodos bentoníticos es en algunos casos muy caro y ensucia el área del proyecto. Asimismo, en suelos blandos existe la posibilidad de inestabilidad o derrumbe de los muros y demanda una gran cantidad de concreto y acero de refuerzo.

Para la ejecución de los muros pantallas primero se realizará la construcción de los muretes guías. Estos son elementos de concreto armado que sirven de guía para la excavación y la estabilización de las paredes en el tramo superior (Keller Group, s.f.). Asimismo, los muretes guías tienen la función de soportar la reacción del gato extractor en las labores de extracción de junta. Las dimensiones usuales de los muretes guías son de 25 cm de ancho, una altura menor a 70 cm y una separación entre muretes guías de 5 cm más el espesor de la pantalla (Laurate International Universities, s.f.).

Posteriormente, se prosigue con la excavación de los paneles, para ello se utilizan maquinarias especiales de acuerdo al tipo de suelo. Por ejemplo, en el caso de suelos blandos o suelos sueltos se utiliza la cuchara bivalva. En cambio, para suelos densos o de consistencia dura, se prefiere el uso de la hidrofresa. Este último se utiliza también para la construcción de muros pantallas de grandes profundidades. La excavación se realiza en paneles con longitudes entre 2.4 m a 5 m. En algunos casos, en donde se generen desprendimientos debido a la inestabilidad del terreno durante la excavación, será necesario el uso de lodos bentoníticos o polímeros que aseguren la estabilidad de la excavación.

El sostenimiento de las paredes del terreno obtenido a través del uso de los lodos bentoníticos o los lodos tixotrópicos se logra debido a la formación de una capa impermeable denominada “cake”. Esta capa o película ejerce presión hidrostática sobre la pared del terreno, además, para la formación del “cake” debe existir una filtración del lodo en el terreno. Por ello, los lodos bentoníticos tienen una mejor aplicabilidad en terrenos arenosos que en suelos finos. El uso de polímeros para el sostenimiento de las excavaciones representa una alternativa medioambiental. Ello debido a que los polímeros son biodegradables y se pueden descomponer con la interacción de agentes oxidantes (Laurate International Universities, s.f.).

Luego de terminar la excavación hasta la profundidad de diseño se procede a limpiar el fondo de excavación y se colocan las juntas. Posteriormente, se instala la armadura y se coloca el tubo tremie para el vaciado del concreto. Conforme se realice el vaciado, los lodos se irán evacuando para luego ser almacenados. Después se realiza la extracción de las juntas durante el fraguado, asimismo, se debe evitar que el concreto llegue a un nivel de endurecimiento que imposibilite la extracción de las juntas con el gato hidráulico. Este mismo procedimiento descrito se realiza para todos los paneles. Finalmente se realiza la construcción de la viga de atado, el cual tiene como función unir todos los paneles.

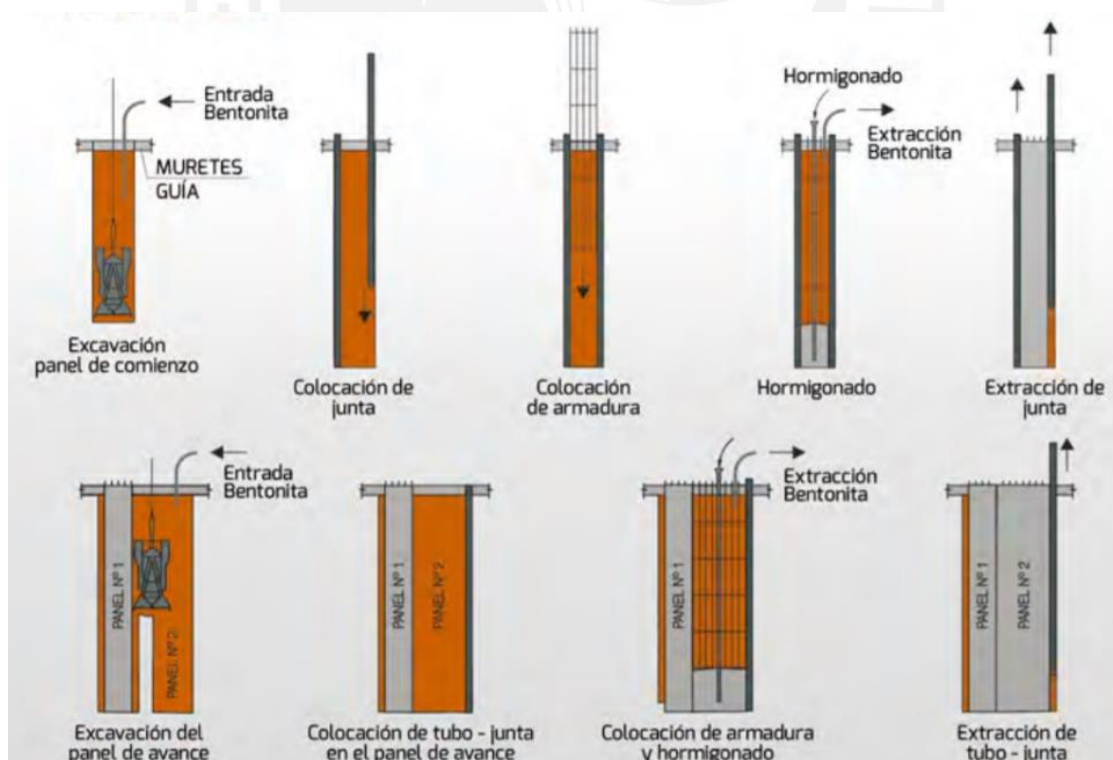


Figura 4: Ejecución de muros pantallas. Fuente: Pilotes Terratest (2018).

### **2.3. Sistema de sostenimiento: Cutter Soil Mixing (CSM)**

El método CSM fue desarrollado por la empresa Bauer y presentado por primera vez en el año 2003 (Brunner et al., 2006). Bauer desarrolló este método en base a su experiencia ganada en la ejecución de sistemas de sostenimientos, como los muros diafragma, y en la ejecución de métodos de mejoramientos de terreno, como el deep soil mixing; entonces, el CSM es la combinación de ambos métodos. A diferencia del deep soil mixing, el cual forma columnas de suelo tratadas, el CSM utiliza dos ruedas de corte que giran alrededor de un eje horizontal y producen paneles rectangulares. El conjunto de estos paneles rectangulares forma un muro continuo, el cual funciona como sistema de sostenimiento de excavaciones.

El CSM consiste en mezclar el suelo con una lechada aglutinante cementosa mediante un equipo cortador. Esto crea un material similar a un mortero, en el cual las partículas del suelo serían los agregados. Así, una de las principales ventajas del método de CSM, es la disminución en el costo del transporte y en la compra de agregados (arena y grava). Además, la masa del material excavado y el desperdicio que debe ser tratado, y arrojado fuera del sitio, también se reduce significativamente. Eso genera que el método no solo sea ecológico o ambiental sino también económico, ya que muestra un rendimiento mucho mayor que un muro diafragma o incluso un muro de pilotes secantes, en donde el suelo tiene que ser excavado en un primer paso y la ejecución del sistema de sostenimiento es llevado a cabo en un segundo paso (Arnold et al., 2011).

Sin embargo, no todos los tipos de suelos son igualmente adecuados para su uso como agregado. Los suelos de grano grueso como la arena y la grava funcionan mejor. Los suelos de grano fino como las arcillas y los limos conducen a una menor resistencia con el mismo contenido de cemento o exigen un mayor contenido de cemento para obtener la misma resistencia objetivo. Los suelos orgánicos se consideran principalmente inadecuados por sus efectos negativos de descomposición, lo que conduce a una reducción de la resistencia, especialmente a edades tempranas (Arnold et al., 2011). Por tal motivo, es importante desarrollar ensayos de laboratorio y en algunos casos, como en proyectos de gran envergadura, ensayos a gran escala para caracterizar apropiadamente las propiedades del elemento instalado suelo-cemento.

Los numerosos proyectos alrededor del mundo en donde se utilizó el método de CSM muestran que la aplicación de esta joven técnica de construcción se ha establecido con éxito en el mercado de todo el mundo, incluso en mercados muy tradicionales como Japón (Gerrensens & Vohs, 2012). La técnica ofrece una gran diversidad de posibles aplicaciones, tales como

muros de sostenimiento, muros de contención estructurales, elementos de cimentación y muchos otros. Asimismo, la capacidad de este método para alcanzar grandes profundidades ofrece un enorme potencial para la construcción de muros pantallas en presas o el encapsulamiento de sitios contaminados.

## 2.4. Consideraciones en el diseño estructural de paneles CSM

### 2.4.1. Correlaciones para la caracterización mecánica de paneles CSM

El deep soil mixing (DSM) no es un método reciente, una de sus primeras aplicaciones fueron las columnas DSM, del cual existen normas y guías de diseño como el manual Deep Mixing for Embankment and Foundation Support (FHWA, 2013). Sin embargo, la aplicación del deep soil mixing como sistema de sostenimiento en excavaciones (CSM) es reciente, con solo 15 años. Una de las investigaciones más importantes desarrolladas sobre el CSM fue realizado por Denies et al. (2012b). Ellos elaboraron un programa de ensayos y recolectaron información de 38 proyectos llevados a cabo en Bélgica, para determinar las principales características de los paneles CSM.

En los ensayos de resistencia de compresión no confinada (UCS) se utilizó dos tipos de muestras. El primer tipo de muestras se elaboraron bajo condiciones controladas en un laboratorio, con probetas con una relación de altura-diámetro igual a 1 y curadas entre 7 a 200 días. El segundo tipo de muestras se obtuvieron de los paneles de prueba de CSM. Algunas de estas muestras fueron extraídas con un equipo perforador, luego de 14 días de la ejecución de los paneles. En las otras muestras el proceso fue distinto; primero se introdujeron muestreadores cilíndricos media hora después de la ejecución, y posteriormente se extrajeron a los 14 días de endurecimiento de los paneles. Los resultados obtenidos se muestran en la Tabla 1 y Tabla 2.

**Tabla 1.** Máximos y mínimos valores de UCS en función del tipo de suelos en muestras elaboradas.

UCS	Suelos arenosos	Suelos limosos	Suelos arcillosos
Valor mínimo UCS	1.28	0.66	0.65
Valor máximo UCS	32.07	12.63	12.69

*Nota:* De *SOIL MIX WALLS as retaining structures-mechanical characterization*, por Denies et al. (2012b).

**Tabla 2.** Resultados del ensayo UCS obtenidos en muestras perforadas y húmedas.

Puntos de estudio	Muestras perforadas	Muestras húmedas
	UCS (Mpa)	
Sitio 1- Panel CSM 1	2.47	2.61
Sitio 1- Panel CSM 2	1.66	1.85
Sitio 2- Panel CSM 1	3.98	3.68
Sitio 2- Panel CSM 2	4.99	3.64

*Nota:* De *SOIL MIX WALLS as retaining structures-mechanical characterization*, por Denies et al. (2012b).

Los resultados mostrados indican una mayor resistencia en las probetas de suelo arenoso, mientras que las probetas de suelo arcilloso son las que presentaron menor resistencia. De las muestras obtenidas de los paneles de CSM se observó una menor resistencia en los primeros metros, el valor de UCS aumentaba con la profundidad hasta un punto en el cual la resistencia era uniforme. Finalmente, Denies et al. (2012b) plantearon correlaciones para determinar el valor de UCS, de acuerdo al tipo de suelo a los 28 días. Ello se planteó a través de ensayos de resistencia a la compresión ejecutados para tiempos menores (4 a 7 días).

$$UCS_{28 \text{ días}} = 2.0 * UCS_{4 \text{ días}} \quad (1)$$

$$UCS_{28 \text{ días}} = 1.4 - 1.5 * UCS_{7 \text{ días}} \text{ (arcilla y limo)} \quad (2)$$

$$UCS_{28 \text{ días}} = 1.5 - 2.0 * UCS_{7 \text{ días}} \text{ (arena)} \quad (3)$$

El módulo de elasticidad (E) se determinó a través de ensayos de compresión no confinada, en probetas con una relación altura-diámetro igual a 2. El módulo E se estableció de acuerdo a los esfuerzos y deformaciones medidas del ensayo UCS (Denies et. al., 2012b). Los investigadores establecieron dos ecuaciones, la ecuación 4 aplica únicamente para una diferencia entre dos puntos de deformaciones menores a 10 micrómetros, mientras que la ecuación 5 se estableció para un determinado rango de resistencia UCS.

$$E = \frac{\sigma_{30\%UCS} - \sigma_{10\%UCS}}{\varepsilon_{30\%UCS} - \varepsilon_{10\%UCS}} \quad (4)$$

$$E = 1482 * UCS^{0.8} \quad 1.5MPa < UCS < 35MPa \quad (5)$$

Para la determinar la resistencia a la tracción (T) se realizaron ensayos de tracción indirecta (Ta) (Método Brasileño). Luego de graficar los resultados experimentales obtenidos en ensayos de resistencia a la compresión no confinada (UCS) y ensayos de resistencia a la rotura por tracción (T), Denies et al. (2012b) plantearon la siguiente correlación :

$$T_a = 0.08 - 0.15 UCS \quad (6)$$

en donde  $UCS < 0.2 MPa$

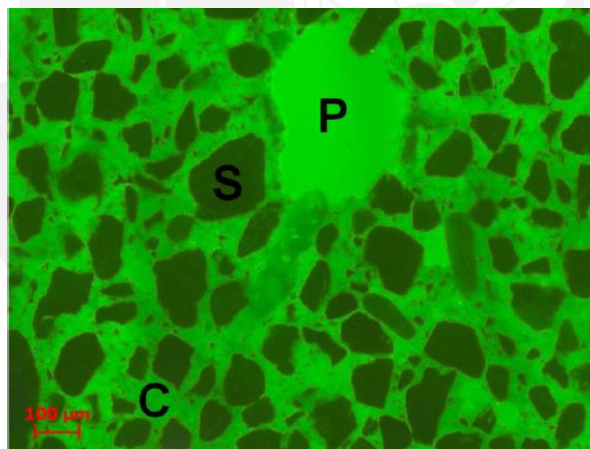
Donde, de acuerdo al Eurocódigo:

$$T_a = 0.9 * T \quad (7)$$

El ensayo de velocidad de pulso ultrasónico fue desarrollado para determinar la velocidad de ondas longitudinales ( $V_p$ ). Los resultados mostraron que las probetas extraídas de paneles CSM tienen características discontinuas y no homogéneas. Asimismo, el estudio determinó que la velocidad de pulso ultrasónico y el ensayo UCS pueden considerarse como buenos indicadores de la homogeneidad del CSM. Teóricamente,  $V_p$  se expresa en función de las propiedades elásticas ( $E$ ), de la densidad del material ( $\rho$ ) y del número de Poisson ( $\nu$ ). Para paneles CSM se recomienda valores de Poisson entre 0.30 a 0.40.

$$V_p = \sqrt{\frac{E*(1-\nu)}{\rho*(1+\nu)*(1-2\nu)}} \quad (8)$$

La porosidad en probetas DSM mostró valores que variaban entre 25% a 65% para todos los tipos de suelo. Debido a los altos valores obtenidos, la investigación de Denies et al. (2012b) desarrolló un análisis petrográfico. La *Figura 5* muestra un ejemplo de un análisis microscópico en una sección de corte de una probeta DSM, en donde P representa los poros, S los granos de arena y C la mezcla de lechada endurecida.



*Figura 5:* Análisis microscópico de una probeta de DSM. Fuente: Denies et al. (2012b).

Los poros representan alrededor del 2.4% del área superficial con un ancho que varía entre 10 a 200 micrómetros. Entonces, los altos valores de porosidad se deben a alta capilaridad de los poros, que a su vez se encuentra asociada con la alta relación de agua-cemento W/C utilizada en la ejecución de los paneles CSM.

Los ensayos de permeabilidad desarrollados en las muestras de DSM muestran un coeficiente de conductividad hidráulica que varía entre  $10^{-8}$  a  $10^{-12}$  m/s, aplicado para cualquier tipo de suelo. Por ello, se comprobó que el método CSM asegura el sellado y la retención del agua.

Otras correlaciones como la resistencia al corte y el módulo de elasticidad secante fueron planteadas en la investigación desarrollada por (Topolnicki & Trunk, 2006), tales ecuaciones se muestran a continuación:

Esfuerzo cortante ( $\tau$ ):

$$\tau = 0.40 * UCS \text{ a } 0.5 * UCS \quad \text{para } UCS < 1MPa \quad (9)$$

$$\tau = 0.30 * UCS \text{ a } 0.35 * UCS \quad \text{para } 1 < UCS < 4MPa \quad (10)$$

$$\tau = 0.2 * UCS \quad \text{para } UCS > 4MPa \quad (11)$$

Módulo de elasticidad secante ( $E_{50}$ ):

$$E_{50} = 50 * UCS \text{ a } 300 * UCS \quad \text{para } UCS < 2MPa \quad (12)$$

$$E_{50} = 300 * UCS \text{ a } 1000 * UCS \quad \text{para } UCS > 2MPa \quad (13)$$

#### **2.4.2. Características estructurales de paneles CSM**

El reforzamiento estructural de los paneles CSM consiste en la inserción de perfiles de acero de vigas de sección H o I dentro de la mezcla del suelo-cemento cuando este se encuentra en estado no endurecido. Estas vigas tienen como función resistir las fuerzas cortantes y los momentos de flexión que se generan durante la excavación. Asimismo, se recomienda que cada panel tenga como refuerzo dos vigas de acero.

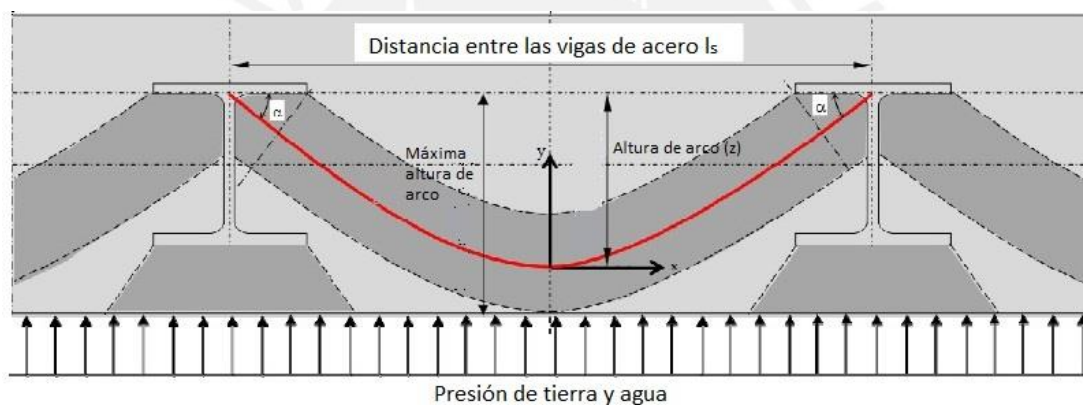
Respecto a las dimensiones de los paneles CSM, en Bélgica y Holanda (Denies et al., 2012b) se han logrado profundidades de instalación mayores a 20 m. Asimismo, las longitudes típicas de los paneles CSM varían entre 2.2 a 2.8 m con un espesor aproximado de 55 cm. Además, la superposición entre paneles debe ser de al menos 10 cm.

Asimismo, para muros de retención diseñados para resistir las presiones de tierra y las presiones de agua, en donde es importante que los muros de CSM posean una permeabilidad baja, no se recomienda la inyección de bentonita a la lechada durante el proceso de ejecución. Ello debido a que la bentonita disminuye la permeabilidad del material y tiene un impacto negativo en la resistencia del material mezclado del suelo (Denies et al., 2015).

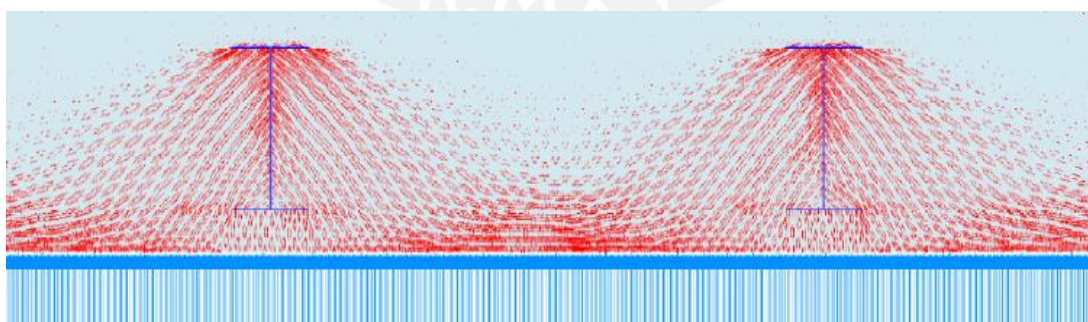
Recientes estudios han demostrado que la resistencia a flexión es contribuida por los perfiles de acero y en menor cuantía por el material de la mezcla del suelo. Las investigaciones realizadas por Denies et al. (2014; 2015) indican que la rigidez de los elementos depende del momento a flexión aplicado, es decir, a mayor momento a flexión sobre los paneles, la rigidez del elemento será menor. Además, la rigidez de un muro con refuerzos de vigas de acero es mayor que la rigidez considerando únicamente el refuerzo. Inclusive, los valores de momentos

a flexión aplicados sobre los paneles CSM fueron entre 1.8 a 3 veces mayor que los momentos aplicados únicamente sobre las vigas de acero. De igual forma, los esfuerzos en fluencia en los paneles CSM fueron mayores en un 20% a 70% que los esfuerzos aplicados sobre los perfiles de acero, ello debido a la contribución de resistencia del material de mezcla de suelo.

En el diseño estructural de muros CSM se visualiza que los refuerzos en el muro dan como resultado una distribución de fuerzas en forma de arco a lo largo del muro. El efecto de arco permite transmitir las presiones del terreno y del agua desde el material de suelo mezclado hacia las vigas mediante fuerzas de compresión (*Figura 6*). De esta forma no se generan fuerzas en tracción sobre el material de mezcla de suelo. Luego, los perfiles de acero transfieren las cargas actuantes hacia la fundación del muro. Ello se consigue debido a la alta rigidez que poseen estos elementos para poder transmitir cargas sin deformación (Dik, 2017). La *Figura 7* muestra un análisis numérico elaborado por Denies et al. (2016), en donde se visualiza la distribución de las fuerzas de compresión a lo largo del arco.



*Figura 6:* Distribución de las fuerzas de compresión a los perfiles de acero a través del efecto arco. Fuente: Denies et al. (2016).



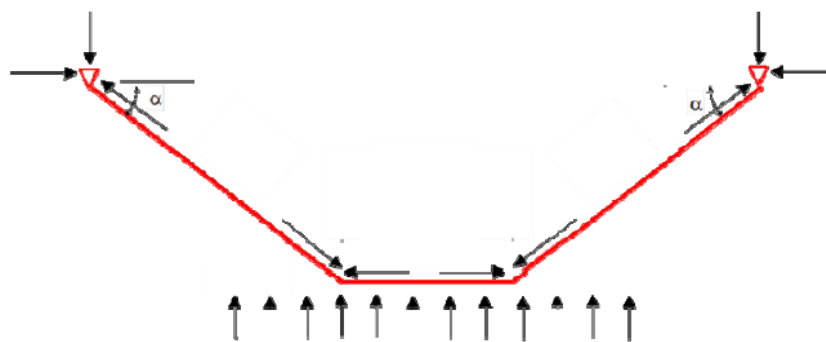
*Figura 7:* Modelamiento de las fuerzas de compresión en un muro CSM. Fuente: Denies et al. (2016).

El efecto de arco se genera siempre y cuando se cumpla la siguiente expresión brindada por el Eurocódigo 2 (EN 1992-1-1):

$$l_s < 3H \quad (14)$$

Donde  $l_s$  representa la distancia entre los perfiles de acero y  $H$  es la altura máxima disponible para el desarrollo del efecto arco (Denies, et al., 2015).

Asimismo, la guía del Eurocódigo 2 indica una serie de pasos para analizar el comportamiento del efecto arco. El primer paso consiste en asumir una función parabólica, como la línea roja de la *Figura 6*, en el cual el ángulo “ $\alpha$ ” se itera de tal forma que cumpla la ecuación indicada anteriormente. Luego, se evalúa el desarrollo de los esfuerzos que se generan en el muro de suelo mezclado. Ello se realiza para verificar los esfuerzos a compresión generados por el efecto arco utilizando un modelo de armadura o *truss mode*, como se muestra en la *Figura 8*.



*Figura 8:* Modelo *truss* utilizado para la verificación de los esfuerzos en el arco. Fuente: Nicolas Denies, et al. 2015.

La rigidez a flexión ( $EI$ ) es un parámetro muy importante en el diseño de los muros CSM ya que permite estimar los desplazamientos horizontales y los momentos a flexión. Denies, et al. (2015) desarrollaron dos ecuaciones para determinar la rigidez a flexión en los paneles CSM, la primera de ellas se basa en un proceso iterativo mientras que la segunda corresponde a un enfoque simplificado.

El primer método toma en consideración el agrietamiento parcial generado en los muros de suelo mezclado bajo esfuerzos de tracción. Además, los autores plantearon un proceso iterativo para determinar la ubicación del eje neutro en el muro como se muestra en la ecuación 15.

$$EI_{real} = \frac{EI_1 + EI_2}{2} \quad (15)$$

Donde  $EI_1$  representa la rigidez a flexión del material de suelo mezclado en estado no agrietado y  $EI_2$  representa la rigidez a flexión del material de suelo mezclado agrietado.

El segundo método considera de forma práctica la ubicación del eje neutro en el medio de la viga de acero, y determina la rigidez a flexión como la suma entre la rigidez del acero y la rigidez de la zona en compresión del material de suelo mezclado (ecuación 16).

$$EI_{real} = EI_s + EI_M * (b_{cl} * \frac{(H_{SM})^3}{3}) \quad (16)$$

Donde  $EI_s$  es la rigidez a flexión de la sección de acero,  $EI_M$  es la rigidez a flexión del material de suelo mezclado,  $H_{SM}$  es el espesor del muro y  $b_{cl}$  es el ancho efectivo el cual se determina con la siguiente expresión:

$$b_{cl} = L/4 \quad (17)$$

Donde  $L$  es la distancia entre dos puntos del diagrama de momento flector, en el cual el momento flector toma el valor de cero.

Los ensayos llevados a cabo por Denies et al. (2014) en paneles CSM elaborados a escala real muestran que el material de suelo mezclado contribuye a la resistencia brindada por los perfiles de acero. Por lo cual, los autores plantean que esta ganancia de resistencia debería considerarse en el diseño de paneles temporales de CSM. Los resultados de este programa de ensayos se muestran en la **Tabla 3**, la cual proporciona valores de momento flector en función de los perfiles de acero y del valor UCS del material de suelo mezclado. Además, la **Tabla 3** se elaboró para paneles con espesores de 55 cm y de uso temporal.

**Tabla 3.** Momento flector en un panel CSM en una viga de refuerzo tipo IPE S235

	Resistencia de un muro de mezcla de suelo in términos del momento flector									
	IPE180	IPE200	IPE220	IPE240	IPE270	IPE300	IPE330	IPE360	IPE400	IPE450
M(Rd,a,el)	33.2	43.4	56.7	71.9	95.8	125.3	158.7	202.7	257	336
M(Rd,a,pl)	37.8	49.3	64.2	81.3	108.2	141.5	179.2	228.8	291	382
M(Rd,2 MPa)	46.2	58.4	74.3	92.2	120.4	155	193.6	244.1	307.2	398.8
M(Rd,5 MPa)	56.2	69.4	86.1	105	134.6	170.6	210.2	261.8	326	418.8
M(Rd,8 MPa)	64.2	78	95.4	114.9	145.4	182.4	222.7	275.1	340.2	434.2

*Nota:*

M(Rd,a,el) es el momento flector obtenido del método elástico y considerando solo la resistencia del acero. M(Rd,a,pl) es el momento flector obtenido del método plástico y considerando solo la resistencia del acero. M (Rd,2 MPa) es el momento flector considerando la contribución de resistencia del material de suelo mezclado, entre paréntesis el valor de UCS. De *Design and quality control of soil mix walls for earth and water retaining structures*, por Denies et al. (2015).

Otro aspecto importante a considerar en el diseño estructural es la adherencia entre el perfil de acero y el material de suelo mezclado. De igual forma que en el diseño estructural de concreto armado, en el cual se toma en consideración la interacción entre los elementos de acero y concreto, en el caso de los muros CSM esta interacción se tomará en consideración para aplicaciones temporales, en donde, el valor máximo de adherencia entre ambos elementos esta limitado por la siguiente expresión:

$$\tau_{rd} = 0.1 * UCS \quad (18)$$

La ventaja de considerar la adherencia entre los perfiles de acero y el material de suelo mezclado es la reducción de los esfuerzos aplicados en las vigas, el cual varía entre 15 a 40% (Denies, et al., 2015).

### ***2.4.3. Clasificación del muro CSM de acuerdo a su función***

Los muros de sostenimiento elaborados a partir de la técnica CSM se pueden dividir en 4 categorías de acuerdo a la función de retención. Las categorías se diferencian según su uso (temporal o permanente) y de acuerdo a las presiones a las cuales están sometidos (presión de tierra o presión de agua-tierra).

La primera categoría se denomina Función A, la cual corresponde a muros temporales que reciben únicamente las presiones del suelo o terreno. Los diseños relacionados a esta categoría tienen la posibilidad de considerar la adherencia entre la viga de acero y el material de suelo mezclado, la formación del efecto arco en el cálculo estructural y la contribución de la rigidez del material de suelo mezclado en el cálculo de la rigidez a flexión del muro.

La segunda categoría corresponde a la Función B, la cual se aplica para muros permanentes que reciben solo las presiones del empuje del terreno. En este caso, la adherencia entre los elementos del muro, el efecto arco y la contribución de la rigidez a flexión del material de suelo mezclado se considera siempre y cuando el muro CSM posea una protección de pantalla o barrera en el lado de corte. Asimismo, debido a que el muro será diseñado para un uso permanente, se debe evaluar el fenómeno del creep, la durabilidad del material de suelo mezclado, los asentamientos y el efecto de carga dinámicas o sísmicas (Nicolas Denies, et al., 2015).

La categoría Función C es similar a la Función A; la diferencia consiste en que los muros de esta categoría reciben presiones tanto de los empujes del terreno como empujes del agua, es decir, estos muros corresponden a excavaciones bajo el nivel freático. Algunas consideraciones importantes en este tipo de muros corresponden a la determinación de la permeabilidad del muro y del material de suelo mezclado. Nicolas Denies, et al. (2015) recomiendan para muros que tengan como función retener el flujo de agua, una permeabilidad del material de suelo mezclado menor a  $10^{-8}$  m/s y una permeabilidad del muro CSM menor a  $10^{-7}$  m/s.

La última categoría corresponde a la Función D, la cual corresponde a muros permanentes que reciben presiones de empuje tanto del terreno como del agua. En adición a los requerimientos mencionados para los muros de Función B y Función C, la resistencia del material de suelo mezclado (UCS) deberá ser mayor a 0.5 MPa. Ello debido principalmente a

que el muro debe tener una resistencia adecuada para evitar la erosión interna del material de suelo mezclado por acción del flujo del agua (Denies, et al., 2015).

## **2.5. Métodos de elementos finitos (MEF)**

### ***2.5.1. Definición e introducción a los métodos de elementos finitos***

La solución de los problemas en ingeniería se puede realizar a través de los métodos analíticos o los métodos numéricos. Los métodos analíticos se expresan a través de una fórmula o ecuación que toma en consideración las distintas variables del problema. La mayoría de los métodos analíticos se basan en la teoría de la elasticidad, es decir, consideran al cuerpo o estructura como un elemento semi-infinito, homogéneo, isotrópico y linealmente elástico. Sin embargo, existen problemas en ingeniería, en donde no se disponen de métodos analíticos o su aplicación no es del todo adecuado. Por tal motivo, en muchos casos se recurre a soluciones numéricas para la resolución de estos tipos de problemas. Entre los métodos numéricos que se aplican con mayor frecuencia en la ingeniería civil se encuentran los métodos de elementos finitos (MEF) (Deméneghi, 2000).

Los métodos de elementos finitos (MEF) permiten obtener una solución numérica aproximada sobre un cuerpo o dominio, sobre el cual están definidas determinadas ecuaciones diferenciales que caracterizan su comportamiento (Moreno, s.f.). Este sólido se divide en un sistema equivalente de cuerpos pequeños denominados elementos, que a su vez su ensamble representa el cuerpo original (Pezzotti & Antico, 2007). Los cálculos se realizan a través de una malla de puntos que sirven para discretizar el dominio en elementos finitos (Moreno, s.f.). Estos puntos son denominados nodos, y representan las incógnitas del problema, como por ejemplo los desplazamientos.

El procedimiento de cálculo consiste en determinar las cargas actuantes sobre el cuerpo y calcular la matriz de rigidez de cada elemento, con lo cual se obtienen los desplazamientos en los nudos de los elementos (Pezzotti & Antico, 2007a). Estos desplazamientos se interpolan a los puntos de Gauss, en donde se evalúan las tensiones de cada elemento. Posteriormente, se determinan las deformaciones a través de la derivada de los desplazamientos. Luego, por medio de un modelo constitutivo se determinan las tensiones, las cuales se integran en fuerzas nodales. Finalmente, se deberá comprobar el equilibrio con las condiciones de borde (Sfriso, 2004). Si el problema no alcanza el equilibrio, es decir no converge a una solución, se deberá aumentar el número de iteraciones, luego del cual se podrá analizar el nuevo incremento de carga (R. Brinkgreve, 2004). La solución general de un problema, además de satisfacer el equilibrio, debe garantizar algunas consideraciones teóricas como la compatibilidad, la selección

adecuada de un modelo constitutivo del material y tomar en cuenta las condiciones de contorno (David Potts et al., 2002).

En la resolución de los problemas de elementos finitos se realizan simplificaciones de cálculo como la idealización geométrica, la cual es necesaria para simplificar la geometría o las condiciones de contorno de un problema geotécnico. Los problemas como el análisis de muros de retención, de cimentaciones continuas y la estabilidad de taludes, generalmente tienen una dimensión muy larga ( $z$ ), en comparación con las otras dos direcciones ( $x$  e  $y$ ). Esta condición se denomina deformaciones en el plano, en la cual las secciones transversales son las mismas y no se consideran las deformaciones perpendiculares a esta sección. Asimismo, otra simplificación que se toma en cuenta en cimentaciones circulares es la condición axi-simétrica. Esta condición se analiza utilizando coordenadas circulares ( $r$  y  $z$ ), y no se toman en cuenta los desplazamientos angulares ( $\theta$ ) (David Potts et al., 2002). Finalmente, existe una tercera idealización denominada tensión plana, en la cual la dirección del espesor del elemento es mucho menor que las otras dos direcciones. Un ejemplo de tensión plana son las placas o discos sometidos a fuerzas en sus planos (Moreno, s.f.).

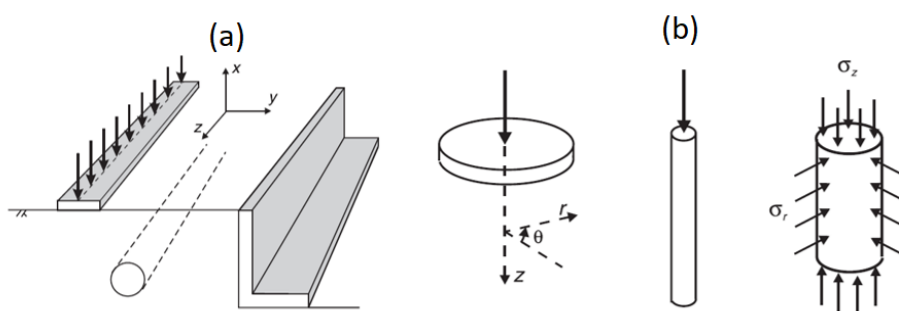


Figura 9: Idealización geométrica. (a) Condición deformación plana; (b) Condición axi-simétrica. Fuente: Potts et al. (2002).

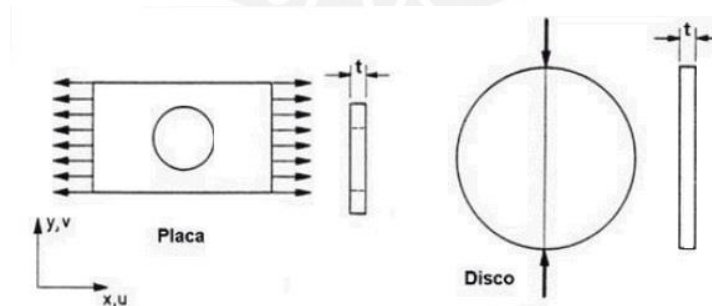


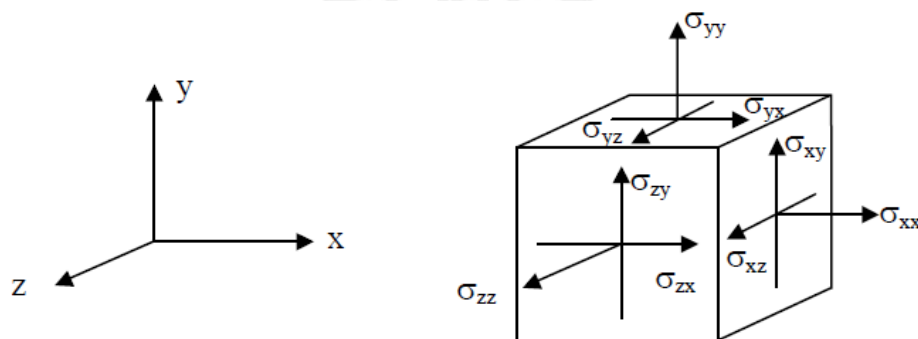
Figura 10: Idealización geométrica de tensión plana. Fuente: Moreno (s.f.).

### 2.5.1. Programa MEF: Plaxis

Plaxis es un programa de elementos finitos, desarrollado para el análisis de deformaciones, estabilidad e infiltración aplicado en la ingeniería geotécnica. Este programa trata de solucionar

problemas complejos ingenieriles que requieren avanzados modelos constitutivos para la simulación del suelo y de la roca con un comportamiento no lineal, anisotrópico y que varía con el tiempo (Brinkgreve et al., 2019). La interfaz de este programa incluye cuatro subprogramas *Input* (Entrada), *Calculations* (Cálculos), *Output* (Resultados) y *Curves* (Curvas).

El programa Plaxis está basado en un modelo geométrico en 2D, ubicado en el plano X-Y, en donde la dirección Z es perpendicular a este plano. Sin embargo, los esfuerzos o tensiones se representan a través de un modelo geométrico en 3D como se muestra en la *Figura 11*. Además, este programa toma como asunción a los esfuerzos a compresión con valores negativos y a los esfuerzos a tracción con valores positivos (R. Brinkgreve, 2004).



*Figura 11:* Sistemas de coordenadas y representación de los esfuerzos actuantes. Fuente: Brinkgreve (2004).

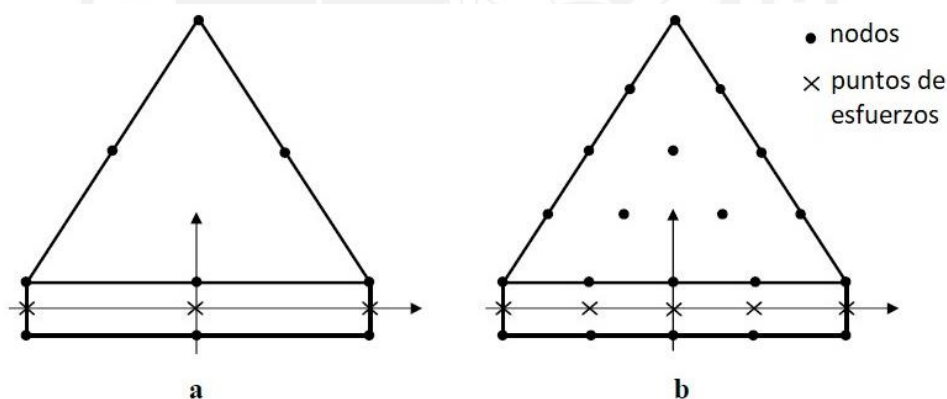
El primer subprograma de Plaxis corresponde al módulo *Input* o entrada, en donde se define la geometría, las cargas y las condiciones de contorno, las propiedades de los materiales, la generación de la malla y las condiciones iniciales. La creación del modelo geométrico es el primer paso para generar el modelo de elementos finitos del problema a resolver. El modelo geométrico está constituido por puntos y líneas, los cuales son introducidos por el usuario, mientras que los dominios son generados por el propio programa.

Luego se aplican las cargas y las condiciones de contorno; las cargas pueden ser cargas puntuales, cargas repartidas y cargas distribuidas, estas representan las fuerzas actuantes sobre el problema geotécnico. Las condiciones de contorno o la prescripción de desplazamientos son las consideraciones especiales que toma el modelo, con lo cual se controla y restringe el desplazamiento de determinados puntos (Brinkgreve, 2004).

Posteriormente, se definen las propiedades de los materiales y del suelo, en este paso se caracterizan los materiales, el modelo constitutivo y el tipo de comportamiento del material. La caracterización del material se alcanza a través de los ensayos realizados en laboratorio y en campo. El modelo constitutivo del material nos indica el comportamiento de esfuerzo-

deformación del suelo o de la roca bajo la aplicación de determinadas cargas. Entre los modelos constitutivos que se encuentran en el programa Plaxis, sobresalen el Modelo elástico lineal, el Modelo de Mohr Coulomb, el Modelo de roca fracturada (*Jointed Rock model*), el Modelo de suelo con endurecimiento (*Hardening Soil model*) y el Modelo para suelo con ablandamiento (*Softening Soil model*) (R. Brinkgreve, 2004). El comportamiento del material hace referencia a la condición del suelo en el momento de la falla, este puede ser consolidado-drenado (CD), consolidado-no drenado (CU) y no consolidado- no drenado (UU).

Después de haber definido la geometría del modelo y las propiedades de los materiales, se realiza la generación de la malla. El programa Plaxis cuenta con un programa automático generador de la malla a través de la triangulación. Esta malla está conformada por elementos triangulares, los cuales pueden tener 15 nodos o 6 nodos tal como se muestra en la *Figura 12*. El triángulo de 15 nodos proporciona una gran exactitud; sin embargo, presenta un rendimiento lento. En cambio, el triángulo de 6 nodos es también preciso, pero no se recomienda en modelos axi-simétricos debido a la complejidad de la geometría. Finalmente, luego de generar la malla, se especifican las condiciones de esfuerzos y la configuración inicial mediante la generación de las presiones intersticiales y las tensiones efectivas iniciales (Brinkgreve, 2004).



*Figura 12:* Distribución de los nodos y puntos de tensión. (a) Figura triangular con 6 nodos; (b) Figura triangular con 15 nodos. Fuente: Brinkgreve (2004).

El módulo *Calculations* o cálculos de Plaxis se centra especialmente en los análisis de deformación. Este programa permite realizar cuatro tipos de cálculos, por ejemplo, los cálculos plásticos, los análisis de consolidación, los análisis de seguridad y los cálculos dinámico. Además, en esta fase se definen que tipos de cargas se activarán para un determinado momento, de esta forma se trata de simular las etapas de construcción (Brinkgreve, 2004). Asimismo, en este módulo se deben definir determinados puntos en donde se evaluarán los desplazamientos y las deformaciones (Casusol, 2020). El funcionamiento de este módulo es a través de

iteraciones hasta que el modelo alcance el equilibrio, esto se aplica para cada nuevo incremento aplicado.

Los principales resultados del módulo *Output*, los cuales se obtienen de la fase de cálculo, son los desplazamientos en los nodos, y los esfuerzos totales y efectivos en los puntos de esfuerzos. Además, el programa permite obtener los esfuerzos aplicados en elementos estructurales. Asimismo, en el módulo *Curves*, Plaxis grafica las curvas de fuerza-desplazamiento, los diagramas de esfuerzo-deformación y las trayectorias de esfuerzos en los puntos previamente definidos en la fase de cálculos. Estos resultados son muy útiles ya que determinan el comportamiento global y local en los puntos críticos del problema (Brinkgreve, 2004).

## **2.6. Análisis de deformaciones**

### **2.6.1. Método de Peck (1969)**

En el año de 1969, R. B. Peck propuso una de las primeras metodologías para determinar el máximo asentamiento en trasdós de un muro de sostenimiento aplicado a suelos arcillosos. Su metodología se basó en la recolección de data de casos históricos en donde se utilizaron pantallas de pilas como muros de sostenimiento (Sanhueza, 2008). En la *Figura 13* se visualiza el gráfico elaborado por Peck (1969), el cual indica el máximo movimiento vertical con respecto a la distancia con la pantalla, ambos valores se encuentran en función a la profundidad de excavación.

El gráfico presenta tres zonas, las cuales están en función de la estratigrafía del terreno y de las condiciones de la excavación. La zona I corresponde a arcillas con consistencia blanda a dura. La zona II concierne únicamente a arcillas con consistencia de muy blanda a blanda. Además, esta zona es aplicable cuando hay presencia del mismo estrato, pero con limitado espesor bajo el fondo de excavación o cuando el estrato de arcilla posee un espesor considerable, pero el número de estabilidad es menor al número de estabilidad crítica. De igual forma, la zona III corresponde a arcillas con una consistencia que varía desde muy blanda a blanda y hay presencia de un espesor considerable de este tipo de suelo bajo el fondo de excavación. Asimismo, el número de estabilidad debe ser mayor al número de estabilidad crítica en el análisis de rotura de fondo.

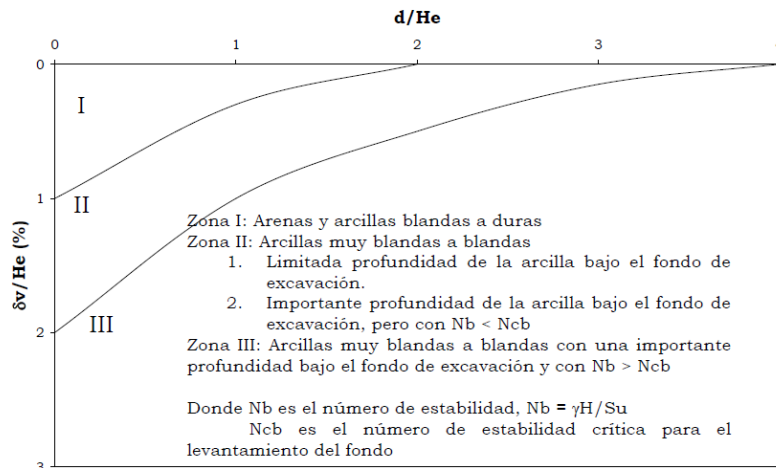


Figura 13: Método de Peck para determinar el asentamiento en superficie. Fuente: Peck (1969).

### 2.6.2. Método de Clough y O'Rourke (1990)

Clough & O'Rourke (1990) propusieron un método para determinar los desplazamientos verticales y los desplazamientos horizontales en base a la información que obtuvieron en muros de sostenimiento de proyectos anteriores. Ellos establecieron tres curvas para determinar los asentamientos en el terreno de acuerdo a tipo de suelo y a la consistencia en el caso de suelos finos. En la Figura 14 se muestran los perfiles triangulares para suelos arenosos y suelos arcillosos con consistencia rígida. La zona de influencia definida para el cálculo de los asentamientos corresponde a 3 veces la profundidad de excavación (He) en arcillas de consistencia rígida, y 2 veces la profundidad de excavación (He) en el caso de suelos arenosos.

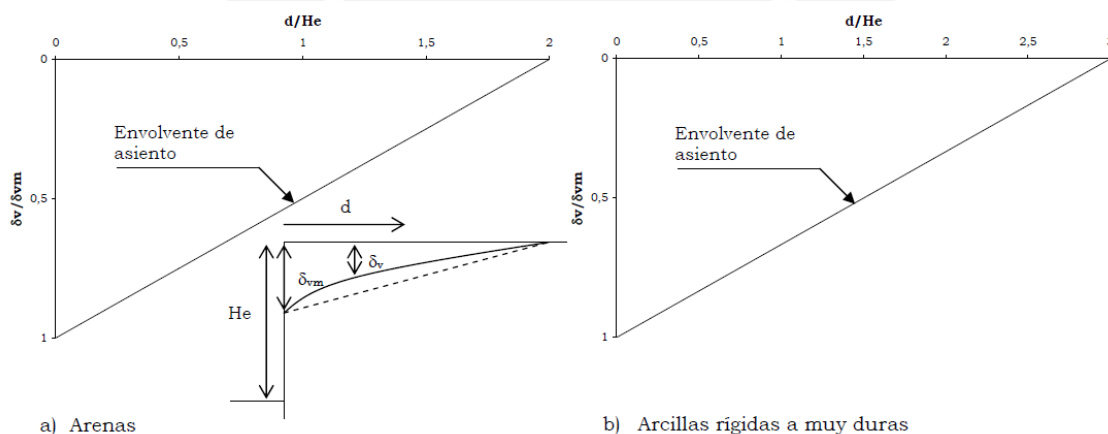


Figura 14: Asentamientos en trasdós de pantallas. (a) Suelos arenosos; (b) suelos arcillosos. Fuente: Clough & O'Rourke (1990).

Además, para estratigrafías de terrenos de arcillas con consistencia variable entre blanda a media, Clough & O'Rourke (1990) propusieron un gráfico trapezoidal como se muestra en la

Figura 15. En tal figura se observa que el máximo asentamiento ocurre a una distancia variable entre 0 a 0.75 He. Asimismo, la zona de influencia corresponde a 2 veces el valor de He.

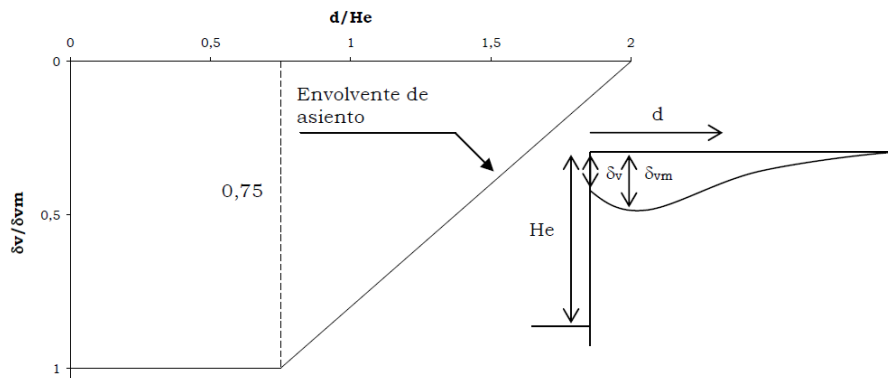


Figura 15: Asentamientos en arcillas blandas. Fuente: Clough & O'Rourke (1990).

Finalmente, Clough & O'Rourke (1990) establecieron un último gráfico con el cual se puede determinar los máximos desplazamientos horizontales, el cual se muestra en la Figura 16. Tal gráfico se encuentra en función del factor de seguridad por rotura de fondo (FOS) y de la rigidez del sistema, el cual se establece mediante la siguiente ecuación:

$$\text{Rigidez} = \frac{E \cdot I}{\gamma_w \cdot h_{avg}^4} \quad (19)$$

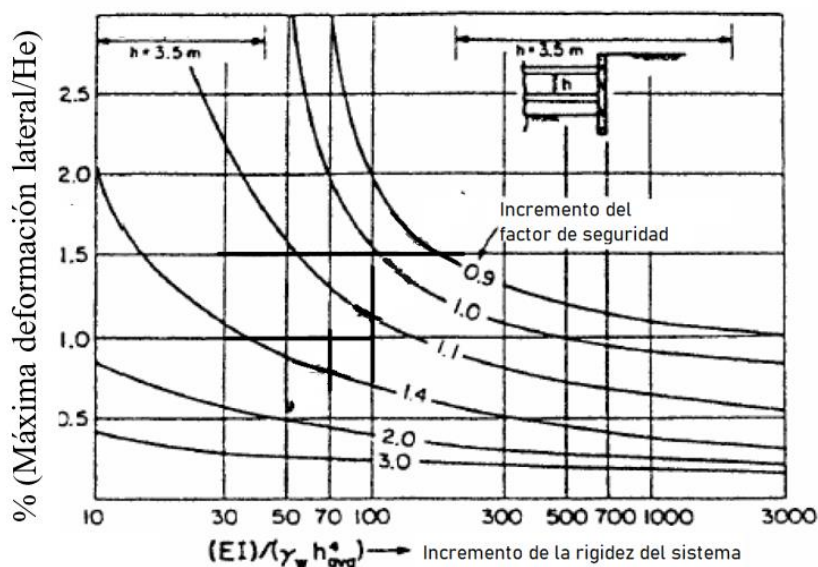


Figura 16: Máximos desplazamientos horizontales en pantallas. Fuente: Clough & O'Rourke (1990).

De la Figura 16, se visualiza que, en los suelos arenosos y en las arcillas rígidas, el máximo desplazamiento horizontal  $\delta_{hmax}$  corresponde a 0.2% He. Asimismo, para arcillas con consistencia blanda a media es necesario determinar el factor de seguridad de rotura de fondo

(FOS). Para valores de  $FOS < 1.2$ , el  $\delta_{hmax}$  es mayor a 2% He, mientras que para valores de  $FOS > 2$ , el  $\delta_{hmax}$  es menor a 2% He.

### **2.6.3. Método de Fernie & Suckling (1996)**

Los autores Fernie & Suckling (1996) propusieron un enfoque semi-empírico para predecir los movimientos laterales en muros de sostenimiento construidos sobre suelos rígidos en Reino Unido. Para ello tomaron en consideración el estudio realizado por Clough & O'Rourke (1990), en el cual observaron que la gráfica propuesta por estos autores no era de aplicabilidad para materiales arcillosos de alta rigidez, como los que se encuentran en el Reino Unido. Asimismo, el factor de seguridad de rotura de fondo en suelos UK son mayores al máximo propuesto por Clough & O'Rourke (1990), el cual era igual a 3. Por ello, Fernie & Suckling (1996) desde 1980 recopilaron información para justificar el uso de un método semi-empírico para el cálculo de subsidencias en pantallas.

A manera de resumen, los resultados conseguidos por Fernie & Suckling (1996) muestran valores máximos de desplazamiento horizontal que oscilan entre 0.15% H y 0.2% H, en donde H es la máxima profundidad de excavación. Respecto a las deformaciones verticales, los autores recomiendan en promedio el valor de 0.15% H.

### **2.6.4. Método de Hsieh y Ou (1998)**

Hsieh & Ou (1998) establecieron un método para determinar el perfil de asentamiento en trasdós de un muro de sostenimiento a través de observaciones realizadas en 10 pantallas construidas sobre arcillas blandas en Taipei (Sanhueza, 2008). Como la zona de influencia de los asentamientos aumentaba con la profundidad máxima de excavación ( $H_e$ ), los autores establecieron un rango de influencia aparente (AIR) a través de la siguiente ecuación:

$$AIR = (H_e + H_p) * \tan\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \leq (H_e + H_p) \quad (20)$$

En donde  $H_p$  es la profundidad de empotramiento de la pantalla en el terreno. Asimismo, Hsieh & Ou (1998) establecieron dos tipos de perfiles de asentamiento, uno trilineal y otro cóncavo, ambos normalizados al máximo asentamiento ( $\delta_{vmax}$ ). La selección del gráfico dependerá del tipo de deformada que presente la pantalla. El tipo de deformada se clasifica en ménsula ( $A_s \leq 1,6 A_c$ ) y en cóncava ( $A_s > 1,6 A_c$ ). La definición de las áreas  $A_c$  y  $A_s$  se muestra en la *Figura 17*.

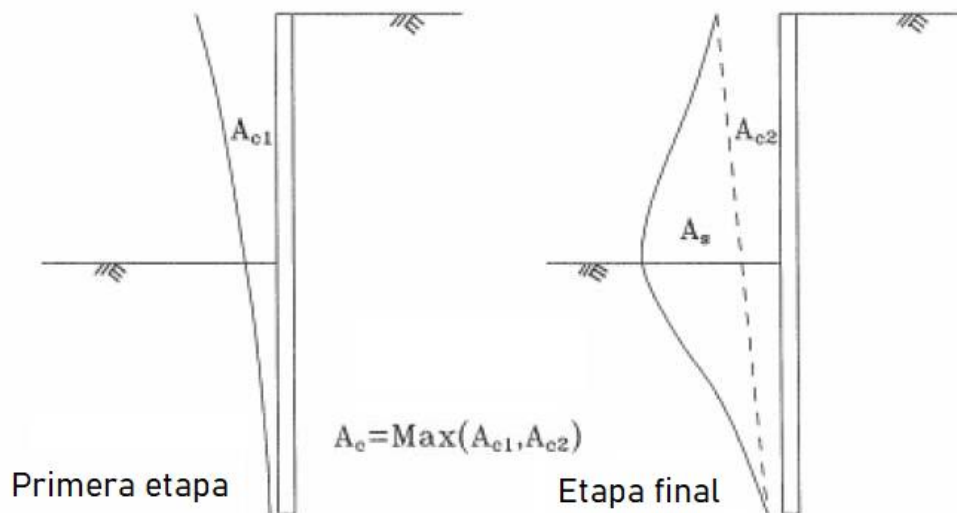


Figura 17: Clasificación según el tipo de deformada de la pantalla. Fuente: Hsieh & Ou (1998).

La Figura 18 y Figura 19 se indican los perfiles de asentamientos trilineal y cóncava, respectivamente. La Figura 18 aplica cuando la deformada del muro pantalla es en forma de ménsula, mientras que la Figura 19 corresponde a deformadas cóncava. Finalmente se propone como correlación que el asentamiento máximo es el 80% del máximo desplazamiento horizontal.

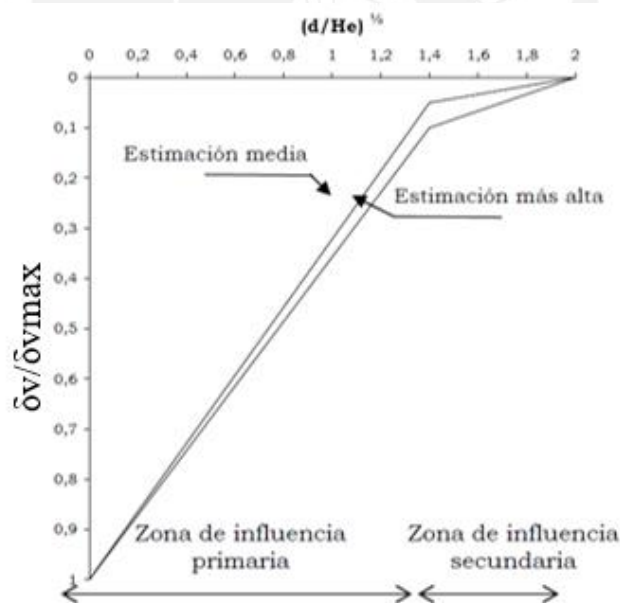


Figura 18: Perfil de asentamiento trilineal. Fuente: Hsieh & Ou (1998).

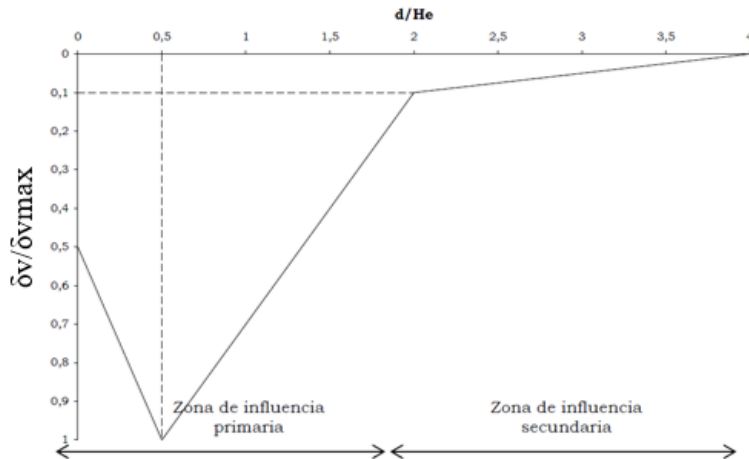


Figura 19: Perfil de asentamiento cóncavo. Fuente: Hsieh & Ou (1998).

### 2.6.5. Método de Oteo et al. (2003)

Oteo et al. (2003) propusieron un método empírico para estimar las subsidencias generadas en la superficie debido a las excavaciones subterráneas realizadas durante la ampliación del Metro de Madrid. En la Figura 20 se visualiza un esquema estratigráfico propuesto por Oteo et al. (2003), en donde se observa que no se toma en cuenta la profundidad máxima de excavación sino la distancia vertical máxima entre apoyos ( $H_0$ ). Este esquema presenta dos gráficos: el primero corresponde al cálculo de los asentamientos en trasdós del muro pantalla, mientras que el segundo gráfico indica lo máximos movimientos horizontales en el muro de sostenimiento.

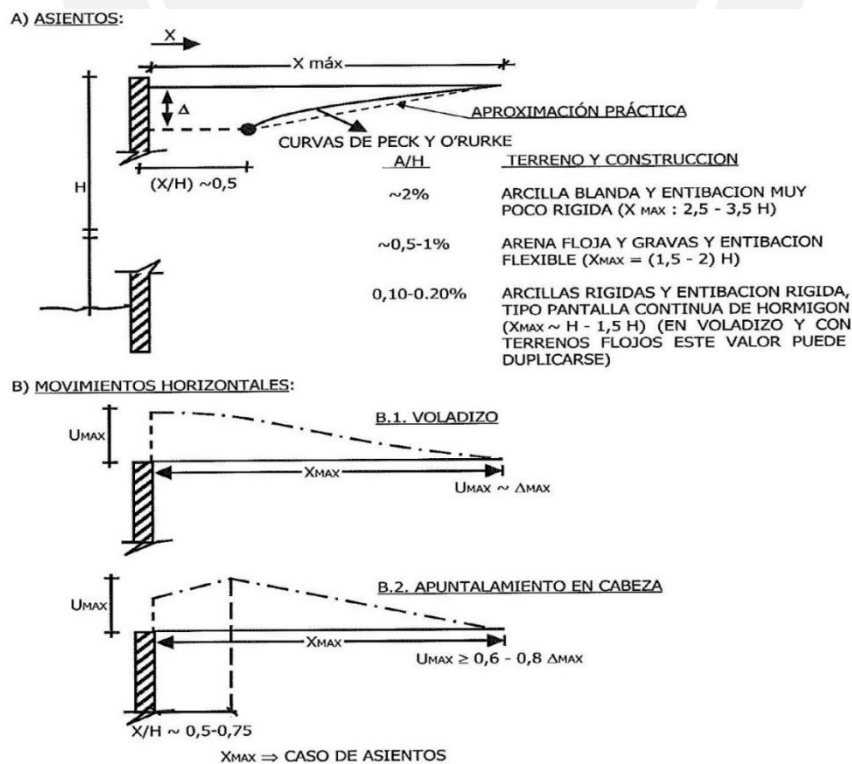


Figura 20: Deformaciones máximas. (a) Verticales; (b) horizontales.

Fuente: Oteo et al. (2003)

En la **Tabla 4** se muestran las recomendaciones realizadas por Oteo et al. (2003) para estimar los desplazamientos horizontales admisibles y los asentamientos admisibles que se deben presentar en una pantalla.

**Tabla 4:** Valores admisibles de desplazamientos horizontales y asentamientos.

Suelo	Desplazamiento Horizontal/Ho (%)	Asentamiento/Ho (%)
Arcilla blanda	2.5-3.5	2.0
Arena floja y grava	1.5-2.0	0.5-1.0
Arcilla rígida	1.0-1.5	0.1-0.2

*Nota:* De *Sobre los sistemas y parámetros geotécnicos de diseño en la ampliación del Metro de Madrid*, por Oteo et al. (2003).

## 2.7. Análisis de filtración

### 2.7.1. Inestabilidad hidráulica por sifonamiento

La inestabilidad hidráulica por sifonamiento se analiza cuando el nivel freático se encuentra ubicado por encima del fondo de excavación y cuando la estratigrafía del terreno corresponde a suelos granulares. El flujo ascendente de agua proveniente desde trasdós del muro de sostenimiento anula las tensiones efectivas mediante la reducción de la resistencia del suelo ubicado en el fondo de excavación. Cuando ocurre esta situación, el gradiente hidráulico es crítico y su valor se define mediante la siguiente expresión:

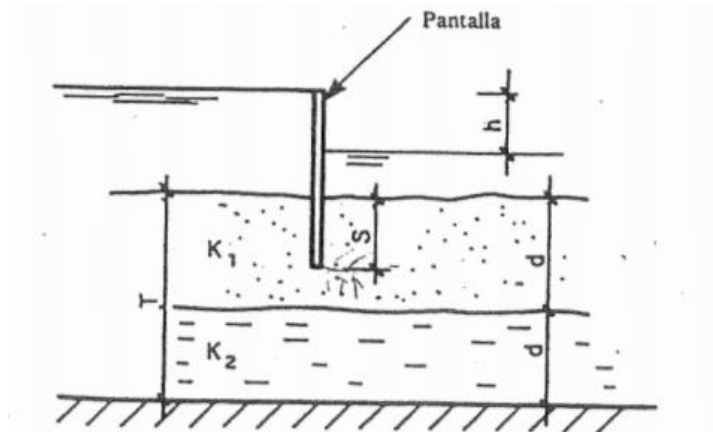
$$i_c = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{agua}} - 1 \quad (21)$$

En donde  $\gamma_{sat}$  corresponde al peso específico saturado del suelo. El gradiente crítico debe compararse con el gradiente hidráulico obtenido de la red de infiltración, asimismo, se recomienda un factor de seguridad del orden de 1.5 a 2.0 (Rodríguez et al., 1995). Existen otras alternativas para determinar el gradiente hidráulico, una de ellas es la propuesta por Montalar (2009) y se muestra en la Ecuación 22:

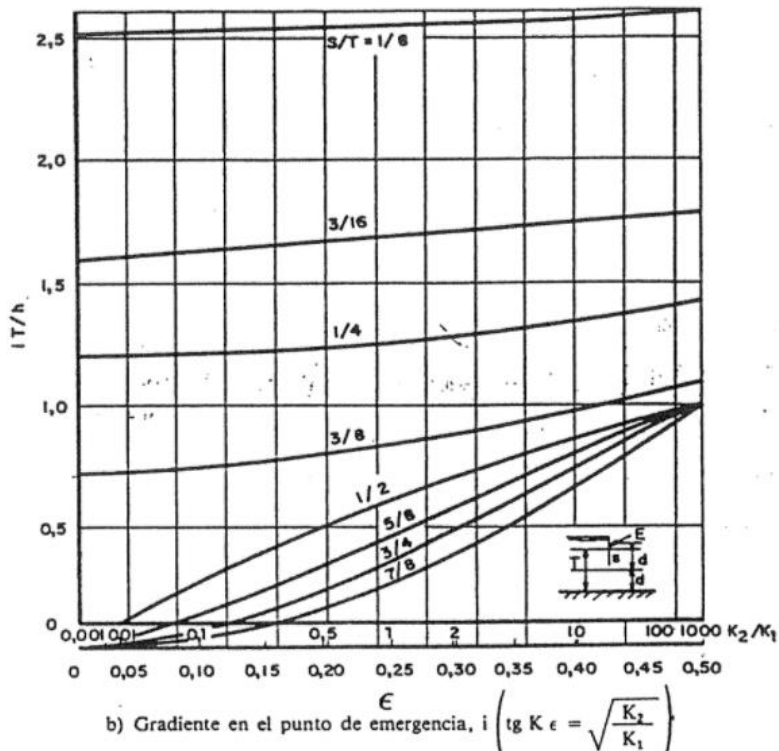
$$i = \frac{\Delta H}{e + e * \left(1 + \frac{\Delta H}{e}\right)^{1/3}} \quad (22)$$

Donde  $\Delta H$  es la diferencia entre el nivel de superficie y el fondo de excavación y “e” representa el empotramiento de la pantalla en el terreno. La metodología propuesta por Rodríguez et al. (1995) es otra forma de estimar el gradiente hidráulico (i) de forma práctica. Los autores se basaron en el empleo de un ábaco, el cual se muestra en la *Figura 22*, el cual

permite determinar el valor de  $i$  mediante los coeficientes de permeabilidad  $K_1$  y  $K_2$  de las posibles capas situadas por debajo del fondo de excavación, como se muestra en la *Figura 21*.



*Figura 21:* Consideraciones de la geometría del terreno para el cálculo del gradiente hidráulico. Fuente: Rodríguez et al. (1995).



*Figura 22:* Ábaco para el cálculo del gradiente hidráulico. Fuente: Rodríguez et al. (1995).

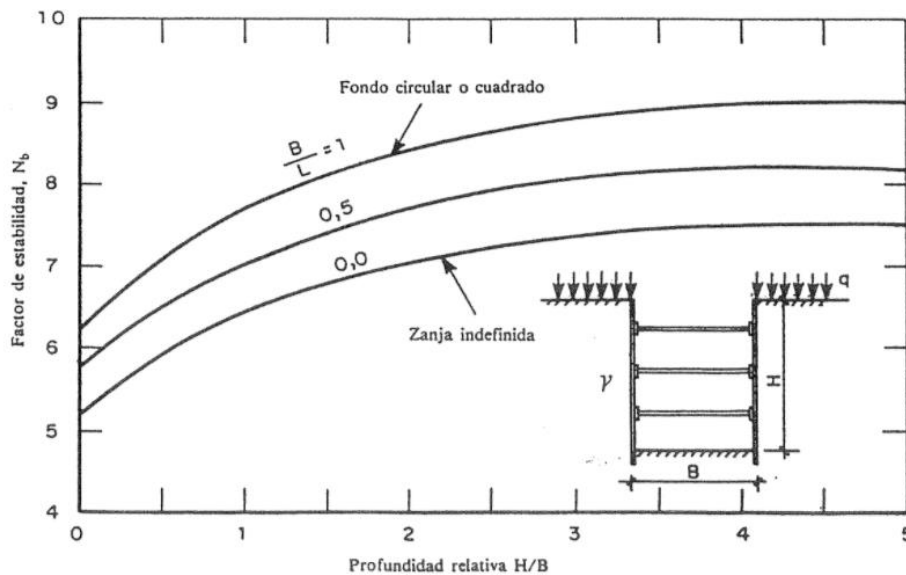
### 27.2. Inestabilidad hidráulica por rotura de fondo

La inestabilidad hidráulica por rotura de fondo se presenta cuando el terreno ubicado por debajo del fondo de excavación corresponde a estratos de suelos finos posicionados encima de estratos suelos granulares. Las gravas y arenas al presentar elevados coeficientes de permeabilidad generan la aparición de excesivas presiones tangenciales en las zonas laterales (Rodríguez et al., 1995).

El factor de seguridad para prevenir la rotura de fondo se determina mediante la Ecuación 23:

$$F = \frac{c_u * N_b}{\gamma * H + q} \quad (23)$$

Donde  $C_u$  es la cohesión sin drenaje de la arcilla, el valor de  $q$  corresponde a la sobrecarga aplicada a nivel superficie y  $N_b$  es el factor de inestabilidad adimensional que depende de la geometría de la excavación, tal como se muestra en la *Figura 23*. Se recomienda valores de  $F$  mayores a 1.5 (Rodríguez et al., 1995). Sin embargo, cuando el estrato del fondo de excavación es una arcilla blanda, resulta complicado obtener un factor de seguridad mayor a 1.5, por lo cual se deben analizar posibles soluciones para evitar la rotura de fondo. Por ejemplo, una alternativa es la extensión de las pantallas hasta alcanzar un estrato de arcilla firme, como también se pueden utilizar posos disipadores que alivien la presión intersticial.



*Figura 23:* Ábaco para determinar el factor de estabilidad  $N_b$ .

Fuente: Rodríguez et al. (1995).

# CAPÍTULO 3

## MÉTODOLOGÍA

### 3.1. Enfoque y diseño de la investigación

El enfoque de la presente investigación corresponde a uno cuantitativo, el cual se caracteriza por ser secuencial y probatorio. Asimismo, a través de la recolección de información y literatura se formularon diversas hipótesis y planteamientos acerca de la aplicación del CSM como sistema de sostenimiento de excavaciones. Estas hipótesis se corroborarán a través del modelado de un muro de CSM en un programa de elementos finitos.

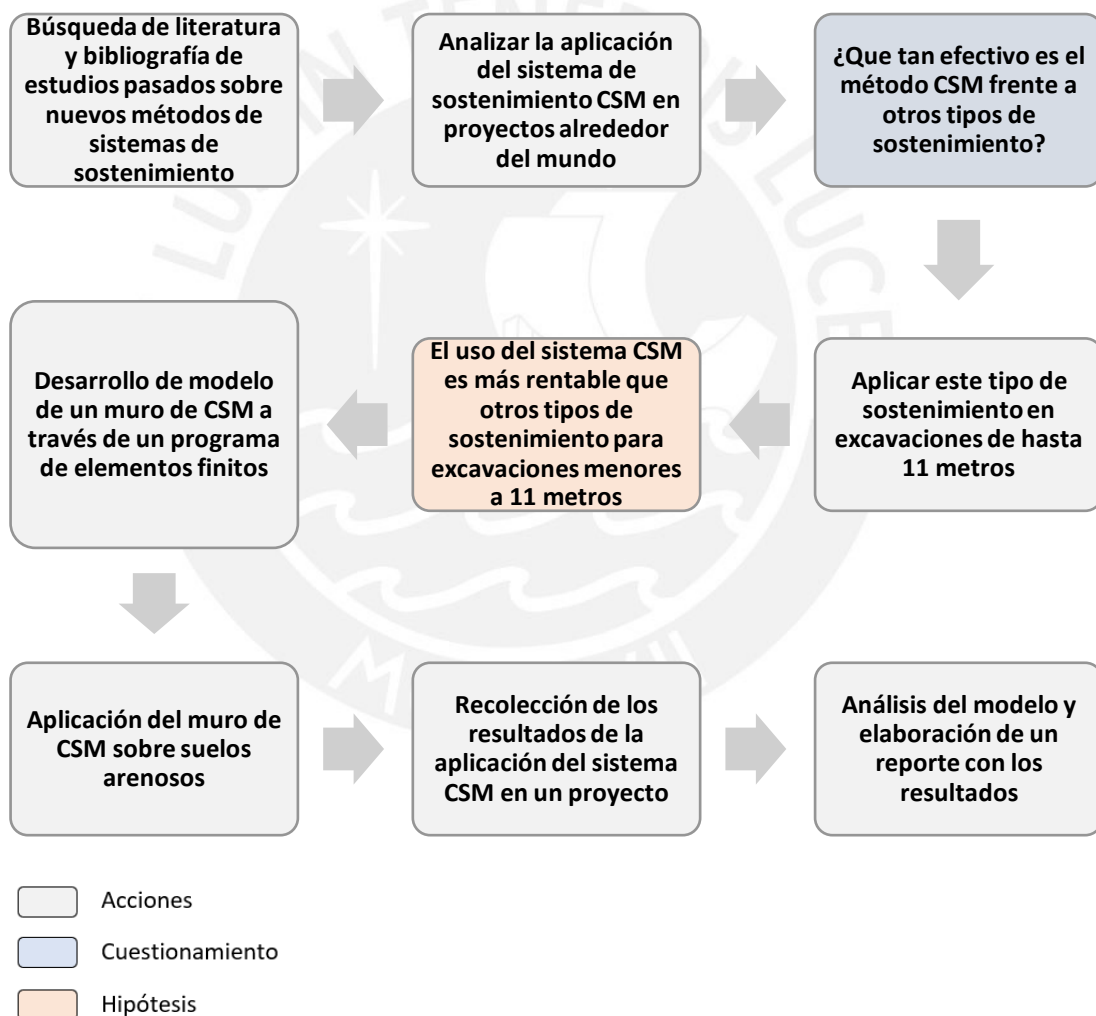


Figura 24: Diagrama de flujo de la presente investigación. Fuente: Propia.

El diseño de la investigación a realizar corresponde a una metodología no experimental. Ello debido a que no se manipularán las variables como las propiedades del suelo. Además, en esta investigación se plantean hipótesis y se busca llegar a conclusiones a través de los estudios

realizados en un proyecto en donde se aplicó el método de CSM como sistema de sostenimiento. Asimismo, el tipo de investigación no experimental corresponde a una investigación transversal ya que se analizarán en un momento único para un determinado proyecto los resultados obtenidos con la aplicación del método CSM.

### **3.2. Flujo de un proyecto de *deep soil mixing***

Los procedimientos de diseño geotécnico del deep soil mixing, son diferentes en comparación con otros sistemas de sostenimiento y métodos de mejoramiento de terreno. En la *Figura 25* se muestra el flujo de actividades que se realiza antes, durante y después de la aplicación del deep soil mixing (Masaaki, 2003). En tal gráfico los cuadros de color blanco indican las funciones propias del cliente o del propietario; las actividades relacionadas al diseño geotécnico se ubican en los cuadros de color marrón; las actividades relacionadas a la ejecución de paneles y controles de calidad se indican a través de los cuadros de color plomo y los cuadros en negro señalan las actividades que se realizan a través de la experiencia adquirida y en base a los datos disponible de proyectos en donde se aplicaron la metodología del deep soil mixing.

La *Figura 25* nos indica, además, los controles de calidad y las acciones que se llevan a cabo para verificar la calidad de los paneles de CSM aplicado en un proyecto. La calidad del método CSM dependerá de factores como el tipo de suelo, la cantidad de aglutinante utilizado en la mezcla suelo-cemento, la presencia de interferencias en el terreno etc. El control de calidad (QC) y el aseguramiento de la calidad (QA), deben cumplir con los requisitos del diseño geotécnico del método del deep soil mixing. Ello no se podrá lograr si solo se realiza un control del proceso durante la ejecución de los paneles de CSM ya que también se deben involucrar las actividades antes y después de la aplicación del método. (Terashi & Kitazume, 2011).

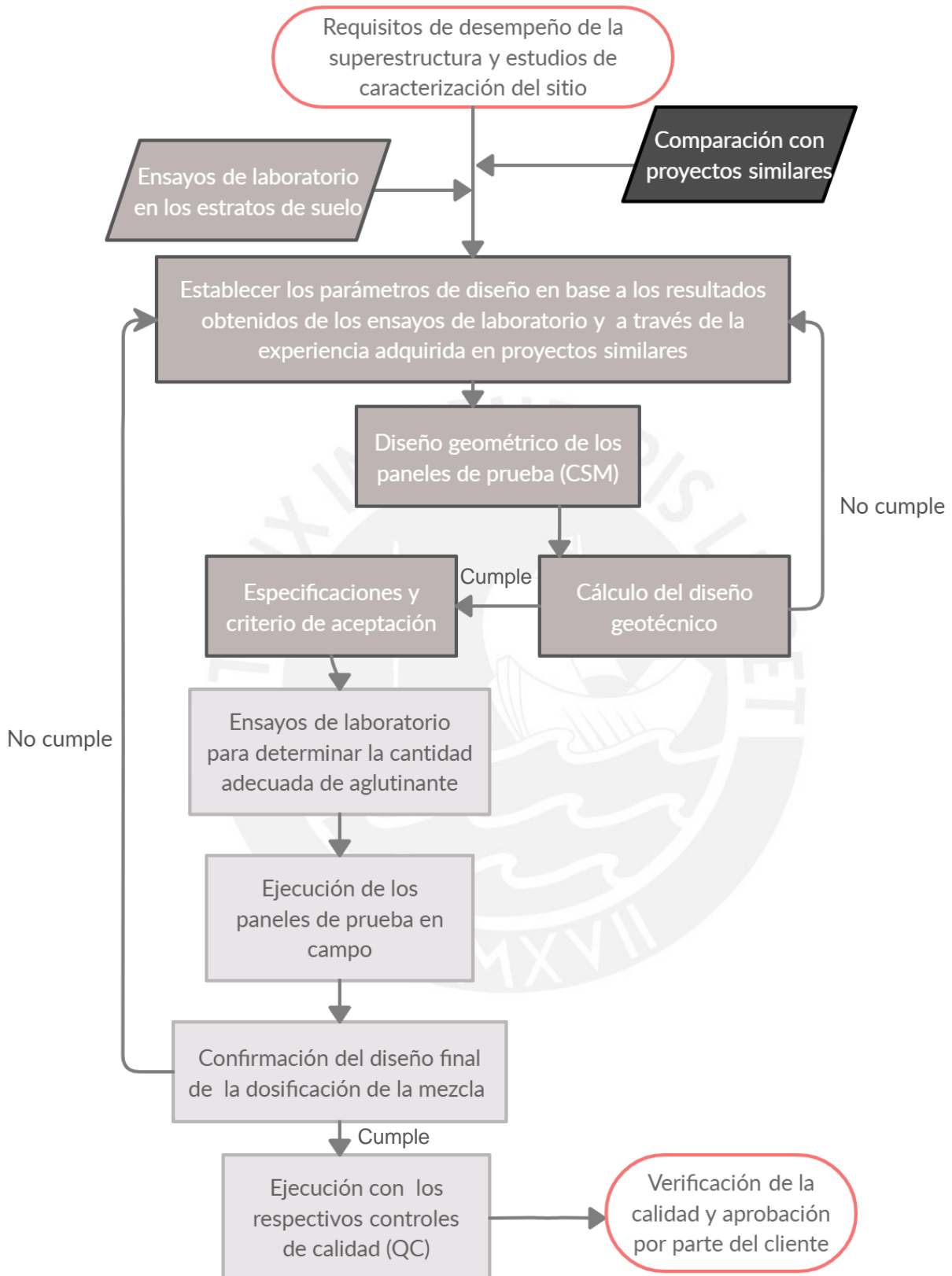


Figura 25: Flujo de trabajo de un proyecto de *deep soil mixing*. Fuente: M. Terashi & Kitazume (2011).

El primer recuadro de la *Figura 25* indica los requisitos de la superestructura que se proporcionan en base al desempeño esperado de la estructura. Asimismo, la caracterización del sitio se realiza mediante la determinación del perfil del terreno y de las propiedades del suelo (M. Terashi & Kitazume, 2011).

La siguiente etapa consiste en determinar las propiedades del terreno natural y asumir los parámetros de diseño para la mezcla suelo-cemento. Ello se realiza en base a los resultados de ensayos de laboratorio y en base a la experiencia adquirida con proyectos similares. El diseño de la geometría de los paneles de pruebas se realiza tomando como referencia proyectos locales en los cuales se implementó dicho método (Terashi & Kitazume, 2011).

El diseño geotécnico hace referencia al patrón de instalación de los paneles, la profundidad de aplicación y el grado de sostenimiento de la estructura. En la etapa de especificaciones y criterios de aceptación, se definen los criterios basados en la calidad del suelo mezclado y se define la precisión admisible que deben poseer los paneles en su instalación en obra (Terashi & Kitazume, 2011).

Los ensayos de laboratorio en muestras de suelo-cemento se planifican de igual forma que los ensayos realizados para la caracterización del suelo. Esta etapa es importante ya que brinda información para planificar la ejecución de los paneles de prueba en obra y determinar la mezcla de diseño del aglutinante (Terashi & Kitazume, 2011).

La etapa de ejecución de los paneles de prueba en campo busca confirmar las suposiciones realizadas para el diseño geotécnico. El diseño del proceso final busca determinar el diseño final de la mezcla suelo-cemento y el procedimiento de ejecución de los paneles en el proyecto. Además, en esta etapa se determinará los requerimientos mínimos de resistencia para asegurar una adecuada calidad de la mezcla suelo-cemento y también los controles de calidad para la instalación adecuada de los paneles CSM en obra (Terashi & Kitazume, 2011).

La ejecución con los controles de calidad (QC) se basa en el monitoreo de los procesos de construcción durante la ejecución de los paneles CSM. Mientras que el aseguramiento de la calidad (QA) se verifica por medio de los datos registrados del monitoreo y a través de la investigación mediante ensayos en paneles de CSM. Además, el seguimiento del comportamiento de los paneles CSM nos brinda información de la validez del diseño y del proceso geotécnico (Terashi & Kitazume, 2011).

### 3.3. Modelo constitutivo *Hardening Soil Small Strain (HSS)*

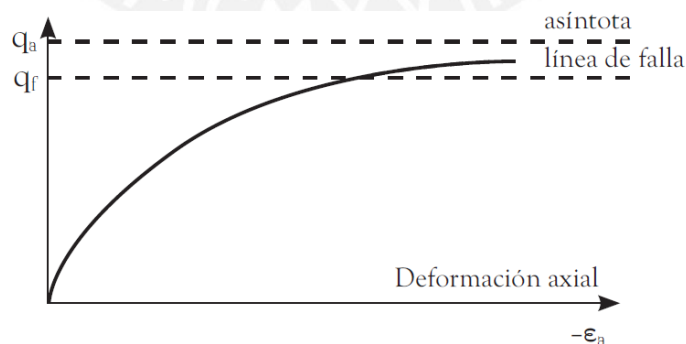
Para un adecuado análisis con elementos finitos, es importante definir un modelo constitutivo que trate de representar el comportamiento real del suelo. De esta forma, de acuerdo al modelo constitutivo seleccionado, se tendrá que realizar ensayos de laboratorio o en ensayos en campo para obtener los parámetros necesarios del modelo (Potts & Zdravkovic, 2001).

El modelo constitutivo *Hardening Soil* se utiliza usualmente en los modelamientos de sistemas de sostenimiento, el cual es una variante elastoplástica del modelo hiperbólico. El modelo constitutivo hiperbólico modela el decrecimiento de la rigidez en el suelo conforme se desarrollan las deformaciones plásticas. Los principales aportes del modelo *Hardening Soil* consisten en el uso de la teoría de la plasticidad en vez de la teoría de la elasticidad, considera el fenómeno de la dilatancia e introduce una superficie de fluencia el cual varía en el espacio “*yield cap*” (Brinkgreve, 2002; Nieto et al., 2009).

La formulación del modelo de *Hardening Soil* (HS) parte de una relación hiperbólica del gráfico de deformación axial ( $\epsilon_a$ ) vs esfuerzo desviador ( $q$ ), el cual se obtiene de los ensayos triaxiales. Esta relación hiperbólica se representa mediante la siguiente ecuación:

$$\epsilon_a = \frac{1}{2 \cdot E_{50}} * \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad \text{para } q < q_f \quad (24)$$

Donde  $q_a$  es el valor asintótico de la resistencia al corte del suelo,  $E_{50}$  es el módulo de rigidez correspondiente al 50% del esfuerzo desviador en la falla y  $q_f$  es el esfuerzo desviador en la falla obtenido del modelo constitutivo Mohr Coulomb (Brinkgreve, 2002; Nieto et al., 2009). Esto se representa gráficamente en la *Figura 26*.



*Figura 26:* Relación hiperbólica de esfuerzo vs deformación para ensayo CD. Fuente: Nieto et al. (2009).

Otros parámetros que se deben considerar en el modelo constitutivo HS se muestran en la **Tabla 5**.

**Tabla 5.** Parámetros del modelo *Hardening Soil*.

Parámetro	Descripción	Por defecto	Unidades
c	Cohesión		kPa
$\phi$	Ángulo de fricción interna		°
$\psi$	Ángulo de dilatancia		°
Eref50	Rigidez secante en ensayos triaxiales		kPa
Erefoed	Rigidez tangente en cargas edométricas		kPa
m	Potencia de la dependencia de la rigidez		
Erefur	Rigidez en descarga-recarga	Erefur=3*Eref50	kPa
$\nu_{ur}$	Relación de Poisson en descarga-recarga	$\nu_{ur}=0.2$	
p ref	Tensión de referencia para las rigideces	p ref=100	kPa
K0 nc	Coficiente de presión lateral de tierras	K0 nc=1-sen $\phi$	
Rf	Relación de falla (qf y qa)	Rf=0.9	

*Nota:* De *Plaxis version 8 Materials Models Manual*, por Brinkgreve (2002) .

El modelo constitutivo *Hardening Soil* se subdivide en dos grupos. El primero corresponde al modelo *Hardening Soil Standard*, el cual considera los parámetros mostrados en la **Tabla 5** y su análisis se realiza considerando el estado límite de servicio. El segundo subgrupo se denomina *Hardening Soil Small Strain (HSS)*, este modelo caracteriza al suelo cuando posee un comportamiento muy rígido para deformaciones pequeñas. El modelo HSS agrega a los parámetros mostrados en la **Tabla 5**, el módulo cortante inicial ( $E_0^{ref}$ ) y la deformación de corte umbral ( $\gamma_{0.7}$ ). El módulo  $E_0^{ref}$  hace referencia al módulo de corte con deformaciones muy pequeñas ( $\epsilon < 10^{-6}$ ) y el módulo  $\gamma_{0.7}$  representa la deformación por corte cuando el módulo de corte se ha reducido aproximadamente un 70% (De Leon, 2014). Además, este modelo se utiliza en el modelamiento de problemas de ingeniería con recarga y descarga como las excavaciones y los túneles. Una de las ventajas del modelo HSS es la reducción de la rigidez conforme aumenta las deformaciones por corte. Por tal motivo, el modelo constitutivo HSS se utilizará en el modelamiento del terreno del presente trabajo de investigación.

### 3.3. Ensayos de laboratorio

Los ensayos de laboratorio son importantes en la caracterización y en la determinación de las principales propiedades del suelo, como las propiedades de resistencia, las propiedades mecánicas y las propiedades hidráulicas. Si bien la presente investigación no tiene como alcance desarrollar ensayos de laboratorio, la realización de estos es muy importante en todo proyecto geotécnico. Además, los parámetros que se obtienen tanto de los ensayos de laboratorio y de los ensayos geotécnicos en campo son útiles para definir los parámetros en un modelo constitutivo.

Los ensayos de caracterización del suelo permiten determinar las propiedades físicas de los materiales. Entre estos ensayos se encuentran el ensayo de humedad, los ensayos de límite de Atteberg, el ensayo de peso específico relativo de los sólidos, el ensayo de granulometría y el ensayo de peso unitario. A través de los ensayos de granulometría y límites de Atteberg es posible clasificar al suelo tomando como referencia la clasificación SUCS. La **Tabla 6** muestra los ensayos realizados para la caracterización de un suelo y la **Tabla 7** indica los principales resultados obtenidos de las propiedades físicas de un estrato de suelo.

**Tabla 6.** Programa de ensayos para la caracterización de una muestra de suelo

Ensayos de caracterización	Norma de referencia	Unidades
Contenido de humedad	ASTM D 2216	%
Peso específico de sólidos	ASTM D 854	-
Peso unitario volumétrico	ASTM D 7263-09	kN/m <sup>3</sup>
Análisis granulométrico por tamizado	ASTM D 6916	%
Límite líquido (LL)	ASTM D 4318	%
Límite plástico (LP)	ASTM D 4318	%

**Tabla 7.** Resultados de las propiedades físicas del material de estudio

Ensayos de caracterización	Unidades	Resultado
Contenido de humedad	%	45
Peso específico de sólidos	-	2.7
Peso unitario volumétrico	kN/m <sup>3</sup>	17.5
Porcentaje de grava	%	12.0
Porcentaje de arena	%	75.0
Porcentaje de finos	%	13.0
Límite líquido (LL)	%	42
Límite plástico (LP)	%	25
Índice de plasticidad (IP)	%	17
Peso unitario seco	kN/m <sup>3</sup>	12.1
Peso unitario saturado	kN/m <sup>3</sup>	17.9
Relación de vacíos	-	1.16
Porosidad (n)	-	0.54
Clasificación SUCS	-	SP

Dentro de los ensayos para determinar las propiedades de resistencia de una arena, el ensayo más adecuado es el ensayo triaxial. Este ensayo se clasifica de acuerdo a las condiciones de drenaje y permite estimar las propiedades como la cohesión (c) y el ángulo de fricción ( $\phi$ ) de una muestra de suelo. Como el suelo en análisis consiste de una arena mal gradada (SP), el ensayo triaxial más adecuado para este tipo de suelo es el ensayo consolidado drenado. Este ensayo permite la consolidación total de la muestra durante la aplicación de la presión de confinamiento y, asimismo, permite el drenaje durante la aplicación del esfuerzo desviador. Como el drenaje sucede durante todo el ensayo, hay disipación de la presión de poros y

medición constante del cambio de volumen. Otro parámetro que se obtiene de los ensayos consolidados drenados en el ángulo de dilatancia ( $\psi$ ). Este parámetro representa una ganancia de la resistencia especialmente en suelos granulares densos o arcillas preconsolidadas.

Los parámetros elásticos como el módulo de Young ( $E$ ) y la relación de Poisson ( $\nu$ ) se obtienen a través del ensayo consolidado drenado. Por un lado, el modelo de Young se obtiene por medio de la gráfica  $q$  vs  $\epsilon_a$ . Además, no es conveniente utilizar el módulo de elasticidad de la curva inicial, en cambio se recomienda usar el módulo de elasticidad correspondiente a la pendiente de la recta entre el origen y el punto ubicado al 50% de la resistencia máxima (Nieto et al., 2009). Por otro lado, la relación de Poisson se obtiene a través de la medición de las deformaciones unitarias obtenidas del ensayo CD.

El parámetro de módulo de rigidez odométrico  $E_{ref-oed}$  se obtiene a través del ensayo triaxial drenado. Este ensayo permite estimar la variación del volumen conforme aumentan las presiones efectivas. El módulo odométrico se obtiene de la gráfica variación de presión vs deformación unitaria axial. En la **Tabla 8** se muestran los resultados de los ensayos anteriormente descritos, los cuales se utilizarán en el modelo constitutivo Hardening Soil Small Strain. Los resultados mostrados fueron tomados como referencia de ensayos triaxiales drenados en el suelo de la arena de Berlín (Truty, 2008).

**Tabla 8.** Resultados de los parámetros obtenidos para el modelo constitutivo HSS

Parámetro	Descripción	Unidades	Resultado
$c$	Cohesión	kPa	1
$\phi$	Ángulo de fricción interna	°	35.0
$\psi$	Ángulo de dilatancia	°	5.0
$E_{50}^{ref}$	Rigidez secante en ensayos triaxiales	kPa	45000
$E_{oed}^{ref}$	Rigidez tangente en cargas edométricas	kPa	45000
$m$	Potencia de la dependencia de la rigidez		0.55
$E_{ur}^{ref}$	Rigidez en descarga-recarga	kPa	180000
$\nu_{ur}$	Relación de Poisson en descarga-recarga		0.2 (por defecto)
$p_{ref}$	Tensión de referencia para las rigideces	kPa	100
$K_0^{nc}$	Coefficiente de presión lateral de tierras		0.426 (por defecto)
$R_f$	Relación de falla ( $q_f$ y $q_a$ )		0.9 (por defecto)

*Nota: De Hardening Soil Model with Small Strain Stiffness, por Truty (2008)*

### 3.4. Caso de estudio

En esta investigación se desarrollará el proceso de modelización de una excavación con muros de sostenimiento en Plaxis. Para lo cual se proponen dos soluciones, la primera de ellas corresponde al sistema de sostenimiento con muros pantallas y la segunda alternativa corresponde al uso de muros de CSM. Por un lado, en el caso del análisis de la estructura de retención con muros pantallas, se consideró una sección de muro de 0.5 m de espesor con un  $f'c$  igual a  $350 \text{ kg/cm}^2$ . Asimismo, esta solución propone la construcción de una sección típica de muros con una longitud de empotramiento de las pantallas en el terreno de entre 4 a 5 m. Con respecto al modelamiento de los muros pantallas, al tratarse de elementos de concreto armado, estos serán modelados como materiales elásticos. Asimismo, los muros pantallas van acompañados de anclajes dispuestos a profundidades de 3 a 8 m medidos desde el nivel del terreno. La **Tabla 9** indica las longitudes libres y de empotramiento en el terreno de las pantallas, mientras que la **Tabla 10** señala la disposición de los anclajes en los muros. En el análisis técnico de los muros pantallas con los muros CSM, únicamente se comparará la sección más crítica del proyecto, es decir, en donde se generan más deformaciones.

**Tabla 9:** Dimensiones de los muros pantallas utilizados en el análisis

Longitudes muros pantalla			
Muro	Altura total (m)	Empotramiento (m)	Longitud libre (m)
4	16.35	5.1	11.25

**Tabla 10:** Ubicación de los anclajes temporales en los muros pantallas

Disposición de anclajes			
Muro	Profundidad (m)	Angulo de inclinación (°)	Longitud (m)
4	3.05	25	11.30
4	7.65	25	11.30

Por otro lado, en el análisis de los muros de retención con la alternativa de CSM, las dimensiones de los paneles rectangulares a considerar fueron de 2.40m de ancho y 0.55m de espesor. De igual forma que los muros pantallas, en la solución con muros CSM se consideraron anclajes, los cuales están ubicados a distintas profundidades como lo indica la **Tabla 11**. Estos anclajes temporales serán utilizados para disminuir las deformaciones en el talud de corte hasta que se construyan las losas de los niveles inferiores. Igualmente, que en los muros pantallas, los muros CSM serán modelados como un material elástico. Además, la altura libre y el empotramiento del muro será de acuerdo a la **Tabla 9**.

**Tabla 11:** Ubicación de los anclajes en el muro de CSM

Muro	Disposición de anclajes		
	Profundidad (m)	Angulo de inclinación (°)	Longitud (m)
4	2.90	25	11.30
4	5.80	25	11.30
4	8.65	25	11.30



# CAPÍTULO 4

## APLICACIÓN DEL CUTTER SOIL MIXING EN PROYECTOS ALREDEDOR DEL MUNDO

### ***4.1. Caso de estudio: Hotel Montaigne***

Este caso de estudio hace referencia a la construcción de la estructura de sostenimiento de los niveles subterráneos ejecutados como parte de la ampliación del Hotel Montaigne, ubicado en la ciudad de Cannes, Francia. La estructura de sostenimiento consistió en muros de suelo-cemento contruidos con la tecnología del CSM. Algunos de los principales motivos de la selección de este método fueron las condiciones geotécnicas y geológicas del terreno, la presencia de un elevado nivel freático y la cercanía a construcciones existentes.

La excavación tenía un área de 300m<sup>2</sup> y colindaba con calles y construcciones urbanas existentes, además, la profundidad de la excavación fue en promedio 9m. La principal preocupación en el diseño de los muros de retención fue la de garantizar pequeñas deformaciones durante y después de los trabajos de construcción, así como reducir la entrada de agua al interior de la excavación. Para ello se utilizaron muros de CSM reforzados con vigas de acero verticales y apuntalamientos horizontales en dos niveles de la excavación. El uso de las vigas como refuerzo vertical se optó debido a que aseguran una excavación vertical con una mínima interferencia en las edificaciones vecinas y, además, funciona como elemento estructural restringiendo el pandeo (Denies & Huybrechts, 2012c). En la *Figura 27* se muestra el perfil del terreno en conjunto con los parámetros resistentes y elásticos, asimismo, en la imagen se indica la ubicación del nivel freático y los apuntalamientos horizontales.

La construcción de los muros de CSM se realizó superponiendo paneles, los cuales tenían una sección de 2.40 m de longitud, un espesor de 0.55m y una altura igual a 12m. Para reducir el flujo del agua dentro de la excavación, los paneles de CSM penetraron 3.0 m por debajo de la profundidad de la excavación y se empotraron en el sustrato de arenisca. Asimismo, los paneles de CSM fueron reforzados con vigas de acero espaciados cada 1.10m, es decir dos vigas por panel. La solución incluyó también un muro de concreto armado de 0.15 m de espesor, ejecutado desde el fondo de la excavación contra el muro de CSM. Los paneles de CSM fueron diseñados para soportar, junto con el muro de concreto y los micropilotes

realizados como los principales elementos de cimentación, los esfuerzos verticales totales transmitidos desde la estructura permanente del edificio (Denies & Huybrechts, 2012c).

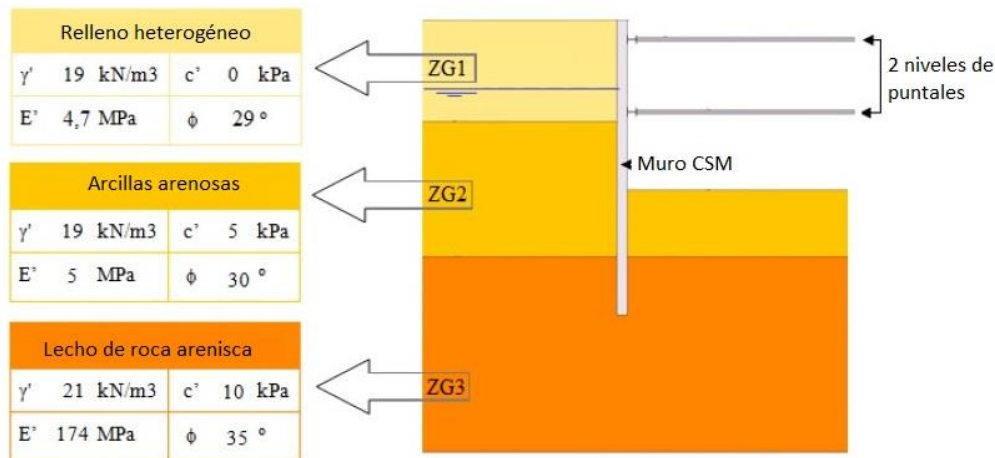


Figura 27: Parámetros geotécnicos y representación de una sección de la excavación. Fuente: Peixoto et al. (2012).

Para el análisis del muro de sostenimiento de CSM se utilizó el programa de elementos finitos PLAXIS. La simulación se realizó con un modelo Hardening-Soil y la estructura se simuló como un elemento de viga lineal unidimensional. Los resultados muestran una deformación de 2.0 mm en la parte superior del muro de CSM y una deformación máxima de 18.5 mm. El control de calidad en obra se realizó a través de ensayos de resistencia a la compresión en muestras extraídas desde los paneles CSM, para ello se consideraron tiempos de curados de 7, 24 y 28 días (Denies & Huybrechts, 2012c). Los resultados obtenidos se muestran en la **Tabla 12**.

**Tabla 12.** Resultados del ensayo de resistencia de compresión no confinada

Curado (días)	Resistencia a la compresión no confinada (Mpa)
7	5
14	7
28	7.8

Fuente: Peixoto et al. (2012).

La ejecución de los muros de contención de CSM como parte de la ampliación del Hotel Montaigne, muestran que el uso de esta nueva tecnología posee ventajas técnicas, económicas y ambientales. De este modo, el CSM asegura mínimas vibraciones durante la construcción, lo cual es muy adecuado en proyectos que colindan con edificaciones existentes. Además, durante la excavación, los paneles CSM permitieron la reducción de la entrada de agua al interior de la

excavación y se obtuvieron valores bajos de desplazamiento, lo cual demuestra el excelente desempeño de esta solución geotécnica.

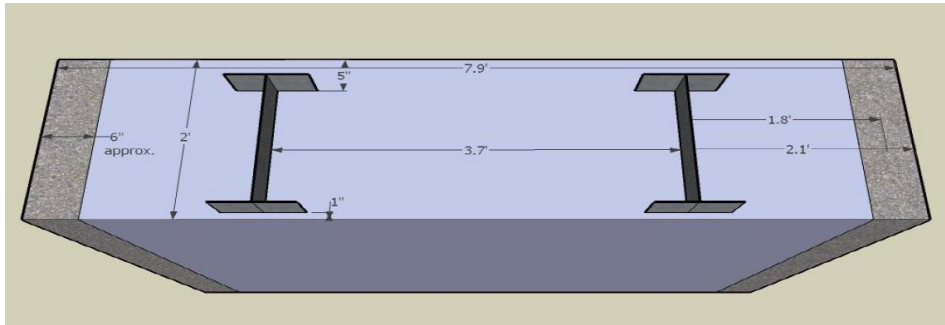
#### ***4.2. Caso de estudio: Caso histórico del edificio de la Avenida Elliot***

Una de las primeras aplicaciones del CSM en los Estados Unidos fue la construcción de muros de sostenimiento permanentes para un edificio de oficinas ubicado en el centro de Seattle. Este proyecto requirió una excavación de 17.4 m y contaba con un nivel freático, ubicado a una profundidad de 0.6 m, medido desde el nivel de la superficie. El método de CSM fue seleccionado debido a su menor costo y a su rapidez de construcción en comparación con otros métodos.

La estratigrafía del terreno consistía de 3 a 4.5 m de arena gravosa suelta en conjunto con presencia de obstrucciones de madera y concreto. Bajo este estrato, se encontró un depósito de arena de 3 a 6 m con una densidad relativa que variaba entre suelta a mediamente densa. Finalmente, debajo del estrato de arena se encontró un depósito de arcilla glacial sobreconsolidada con consistencia dura y con un número de golpes de SPT entre 20 a 30. La profundidad de este último estrato se extendía hasta 50 m por debajo del nivel de la superficie. Asimismo, en el proyecto se encontró que el agua subterránea estaba contaminada con hidrocarburos y solventes clorados (Lopez et al., 2009).

Entonces, el sistema de sostenimiento no solo debería tener como función garantizar la estabilidad de la excavación sino también asegurar que el fondo de la excavación se encontrara seca y sin filtraciones, es decir, libre de contaminantes. En este proyecto fue importante limitar el bombeo de agua subterránea contaminada, debido a su alto costo y a los problemas de asentamientos que podría generar en las edificaciones vecinas, por el descenso del nivel freático.

Por los motivos anteriormente descritos, se seleccionó el método de CSM ya que cumplía con los requerimientos técnicos del proyecto. Los muros de CSM, tal como se muestra en la *Figura 28*, consistían en paneles rectangulares de 0.6 m de espesor, con una longitud de 2.4 m y con dos vigas por panel (Lopez et al., 2009).



*Figura 28:* Detalle de la sección de un panel de CSM. Fuente: Lopez et al. (2009).

Los paneles estaban empotrados 2.3 m sobre la arcilla dura sobreconsolidada, ello no generó mayor inconveniente debido a que las ruedas del corte de la maquinaria del CSM atraviesan todo tipo de suelo. De este modo se controlaban las filtraciones sobre el fondo de excavación. Para el diseño final del sistema de sostenimiento de la excavación, se utilizaron anclajes con una longitud variable entre 17 a 33 m.

El programa de control de calidad en este proyecto consistió en la realización de ensayos de resistencia a la compresión y ensayos de permeabilidad sobre muestras extraídas in situ de muros de CSM. Por un lado, en total se realizaron 28 ensayos de permeabilidad obteniendo como resultado un coeficiente de permeabilidad igual a  $4 \times 10^{-7} \text{ m/s}$ , el cual resultó ser menor que el establecido como límite de  $5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ . Por otro lado, los resultados de los ensayos de compresión indican que en muestras curadas por 28 días la resistencia obtenida fue mayor que el valor establecido como límite inferior de 1.38 MPa.

La aplicación del CSM en la construcción del edificio de oficinas ubicado en Seattle nos muestra que esta tecnología funciona adecuadamente sin generar filtraciones que perjudiquen el proyecto y logra resistencias mayores que las exigidas. El método resultó ser rápido y rentable en comparación con otros sistemas de sostenimiento por lo cual debe ser considerado como una alternativa viable en excavaciones profundas.

#### **4.3. Caso de estudio: Estacionamiento subterráneo Futurlagos**

La construcción de estacionamientos subterráneos es una necesidad en muchas ciudades debido a la ventaja de aprovechar al máximo la superficie del terreno. En este sentido, este caso de estudio describe la ejecución de un muro de sostenimiento para la construcción de un estacionamiento subterráneo ubicado en la ciudad de Lagos, Portugal.

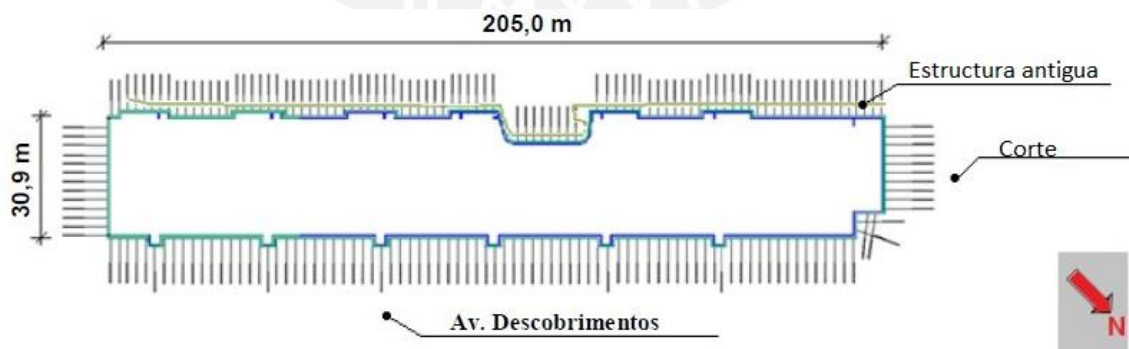
La solución inicial planteada consistió en la construcción de un sistema de sostenimiento con muros de pilotes de concreto armado, con diámetro de 800 mm y espaciados cada 1.0 m. Además, esta solución incluía un tratamiento del terreno a través de la aplicación de columnas

de jet grouting construidos sobre las filas de pilotes y con un nivel de anclajes sobre la parte superior del muro de pilotes (Peixoto et al., 2012). En el contexto de las técnicas de mejora de terreno, uno de sus principales objetivos es el desarrollo de nuevas soluciones que sean técnicamente y económicamente más atractivas con un menor impacto ambiental. Por tal motivo, se seleccionó el uso del CSM como muro de sostenimiento temporal para la excavación del estacionamiento subterráneo Futurlagos.

El área de excavación fue de 6335 m<sup>2</sup> con una profundidad máxima de 6.0 m y con dos niveles de estacionamientos subterráneos. Los muros de sostenimiento de la excavación consistían de paneles de CSM reforzados con vigas verticales de acero y un nivel de anclajes ubicados en la parte superior del muro. Para la evaluación de las condiciones del terreno se realizaron 12 perforaciones en conjunto con ensayos SPT, además, se instalaron piezómetros y se ejecutaron pruebas de bombeo.

El terreno estaba compuesto por un estrato de arena con un espesor de 6.0 m, el cual tenía un valor de  $N_{SPT}$  igual a 13 y debajo de este estrato se encontró la presencia de roca sedimentaria calcarenita. Asimismo, el nivel freático se encontraba cercano a la superficie, con una profundidad de 2.0 m.

Los paneles de CSM contaban con un espesor de 0.60 m y una altura de 9.0 m; en total se utilizaron 262 paneles intercalando los paneles primarios y los secundarios. Asimismo, en la parte superior del muro de CSM se ejecutaron en total 196 anclajes pretensados. Además, para la etapa definitiva se construyó un muro de concreto armado apoyado contra los paneles de CSM. La *Figura 29* y la *Figura 30* muestran la solución estructural definitiva para la construcción del muro de sostenimiento.



*Figura 29:* Vista de planta de la excavación. Fuente: Peixoto et al. (2012).

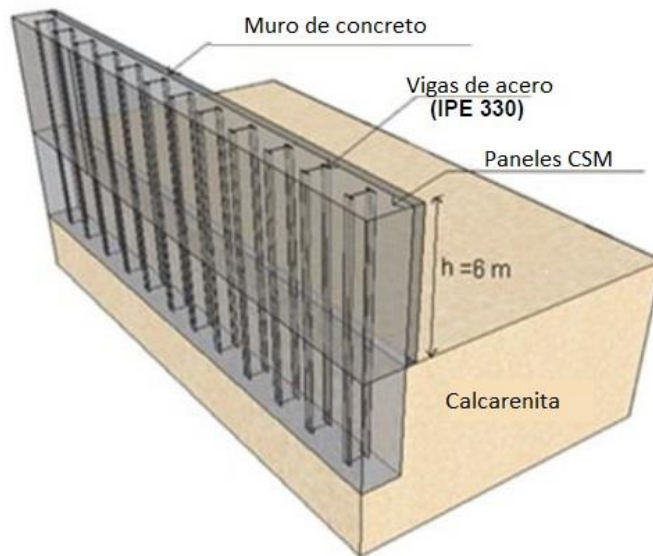


Figura 30: Solución estructural del muro de sostenimiento. Fuente: Peixoto et al. (2012).

Los resultados obtenidos como parte del control de calidad de los paneles de CSM muestran una resistencia a la compresión de 3.1 MPa, una resistencia a la tracción de 0.3 MPa y un módulo de elasticidad igual a 2.9 GPa. También en el proyecto se estableció un plan de monitoreo para controlar los movimientos horizontales y verticales del muro. Las mediciones obtenidas de los tres inclinómetros, colocados detrás de los muros de sostenimiento, se muestran en la Figura 31. De los resultados se observa que el máximo desplazamiento en intradós fue de 3 mm mientras que la máxima deformación en trasdós fue de 16 mm, ambos valores por debajo del valor límite.

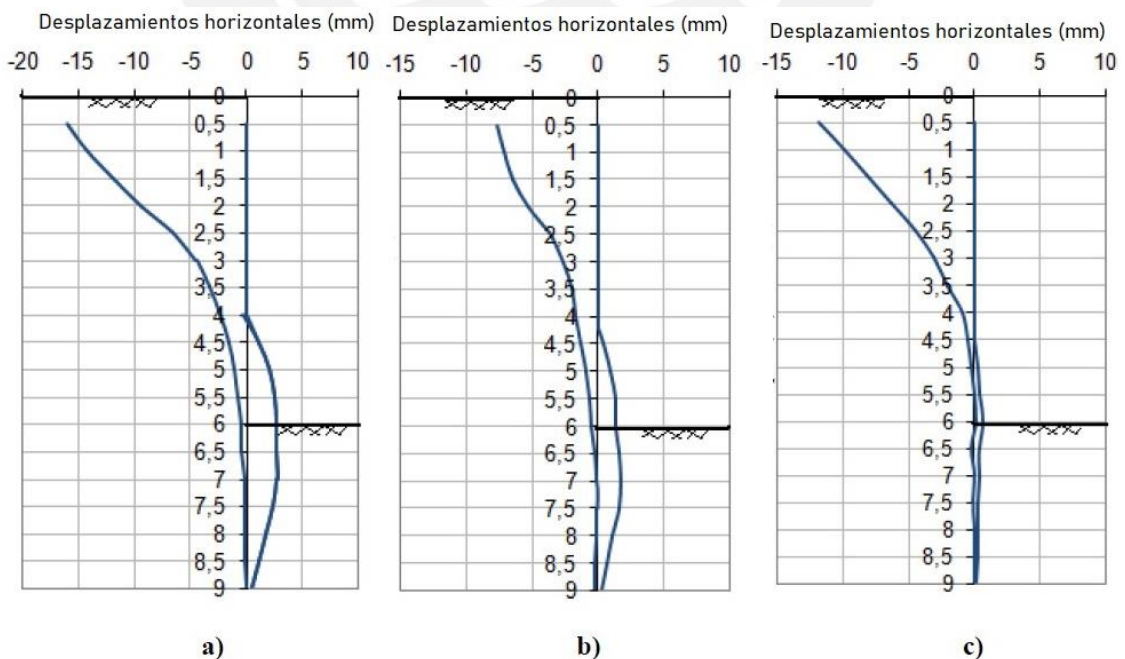


Figura 31: Envoltura de los desplazamientos horizontales. (a) Inclinómetro I1; (b) Inclinómetro I2; (c) Inclinómetro I3. Fuente: Peixoto et al. (2012).

Entonces, la aplicación del CSM como parte del sistema de sostenimiento de un estacionamiento subterráneo aplicado en Lisboa, muestra un comportamiento satisfactorio de este método en términos de estabilidad y deformación. Cabe destacar el buen rendimiento del CSM a pesar del elevado nivel freático, además, los desplazamientos horizontales obtenidos durante el proceso de excavación fueron valores bajos.



# CAPÍTULO 5

## PROCESOS CONSTRUCTIVOS Y MAQUINARIA

### 5.1. Proceso constructivo

El proceso constructivo del CSM empieza con el posicionamiento de la cabeza del cortador sobre el eje del muro. Esto se recomienda especialmente cuando se utiliza un sistema colgante para sujetar el cortador.

Luego, el cortador es introducido en el terreno y al mismo tiempo se agrega una lechada auto endurecible que puede incluir lodos bentoníticos. La lechada aglutinante se descarga a través de una boquilla ubicada entre las ruedas del equipo cortador (Arnold et al., 2011). En esta fase, la matriz del suelo es destruida por las ruedas de corte de la maquinaria. La acción de los dientes combinada con las placas de corte situadas justo por encima de las ruedas, sirven para desarrollar una masa de suelo completamente mezclada y en lo posible homogénea (Keller Group, s. f.).

Después de alcanzar la profundidad de diseño, el equipo cortador es extraído mientras se agrega nuevamente la lechada auto endurecible. La adición de este aglutinante adicional mientras se desarrolla la extracción y combinada con la alta velocidad de rotación de las ruedas de corte, sirve para mezclar aún más el suelo con la lechada y crear un producto in situ bien mezclado.

Para propósitos estructurales se pueden insertar elementos de refuerzo dentro del muro suelo-cemento (Denies & Huybrechts, 2012c). Estos elementos, que usualmente son vigas con sección H, se instalan en los paneles frescos, es decir, aún no endurecidos. La distancia entre vigas y el tipo de sección a utilizar depende básicamente de las cargas aplicadas (Bauer, 2009).

Finalmente, los muros de CSM son formados superponiendo una serie de paneles primarios y secundarios. De este modo, en la ejecución de los paneles secundarios es necesario realizar un corte sobre los paneles primarios. El método de ejecución se denominará “fresh-in-fresh” cuando el corte de los paneles secundarios se realiza sobre las juntas frescas del panel primario. En cambio, el método de ejecución se denominará “hard-in-hard” cuando los paneles primarios se construyen sobre los paneles primarios ya endurecidos. La *Figura 32* muestra el proceso de construcción de un panel de CSM, mientras que la *Figura 33* muestra la secuencia de los métodos de ejecución de los paneles de CSM.

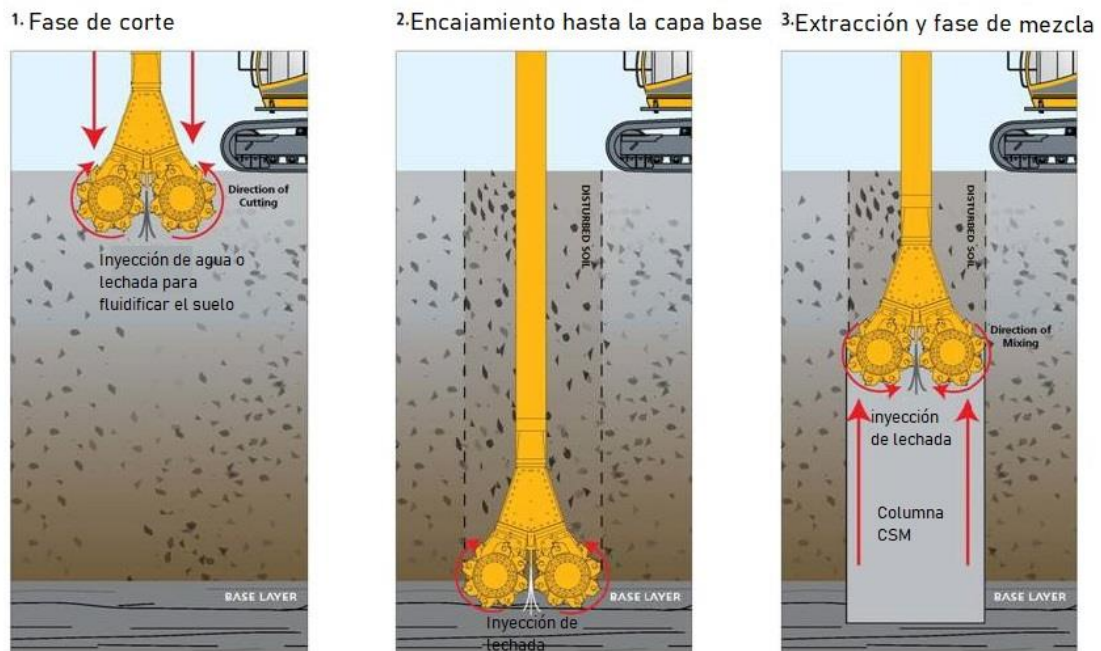


Figura 32: Esquema de la construcción de un panel de CSM. (1) Fase de corte descendente; (2) Fase de corte descendente hasta la profundidad de diseño; (3) Fase de corte y mezclado ascendente. Fuente: Denies & Huybrechts (2012c).

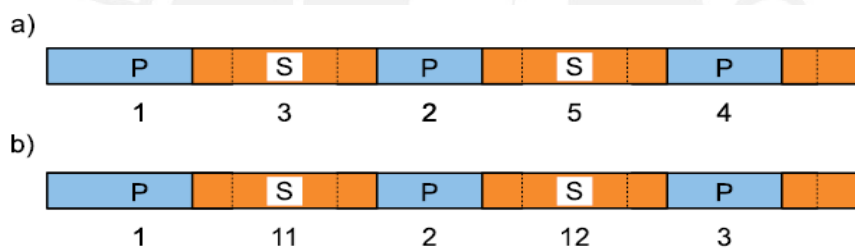


Figura 33: Secuencia de construcción de un muro continuo de CSM. (a) Método “fresh-in-fresh”; (b) Método “hard-in-hard”. Fuente: Arnold et al, (2011).

## 5.2. Sistemas de construcción

### 5.2.1. Sistema de una sola fase

El procedimiento del sistema de construcción de una sola fase empieza con la etapa de perforación descendente en la cual, además del corte, se realiza el mezclado, el licuado y la homogeneización del suelo mientras se bombea un aglutinante, que generalmente es lecha de cemento o bentonita, y aire comprimido. Como regla general, aproximadamente el 70% del volumen total de lechada se bombea durante esta fase. El reflujo del suelo y la lechada aglutinante se recolecta en la zanja excavada o se almacena en un estanque para luego ser retirado (Figura 34).

En la etapa de extracción del cortador, el volumen restante de aglutinante es inyectado y mezclado con el suelo. Algunas de las ventajas de este sistema es la rápida velocidad de

extracción del equipo. Asimismo, este sistema aplica preferentemente en suelos uniformes con un rango de profundidad menor de 20 m.

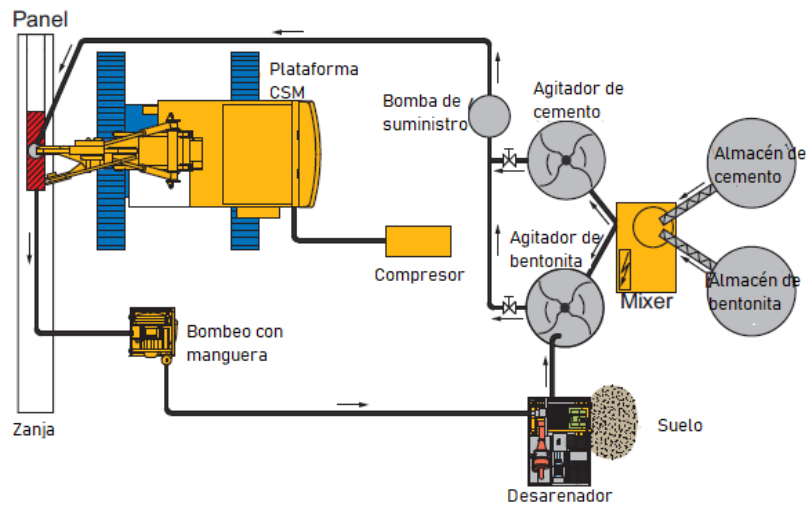


Figura 34: Procedimiento del sistema de una fase. Fuente: Bauer (2009).

### 5.2.2. Sistema de dos fases

Este sistema de dos fases consiste, al igual que el de una fase, en la licuación y homogenización durante la etapa descendente, además, del bombeo de lechada de cemento o bentonita. Sin embargo, la diferencia radica en el reflujó de suelo y aglutinante. En el sistema de dos fases el reflujó se bombea a una planta de desarenado a través de una manguera de bombeo. En la planta, el suelo se separa de la lechada, la cual luego es bombeada de regreso al equipo cortador (Figura 35).

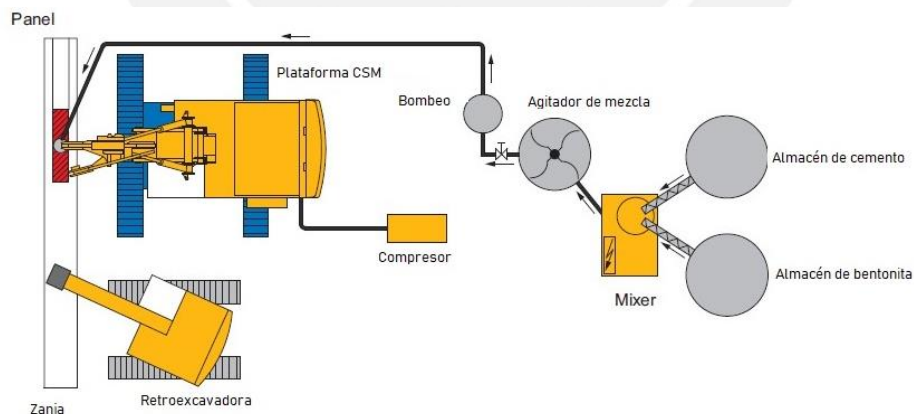
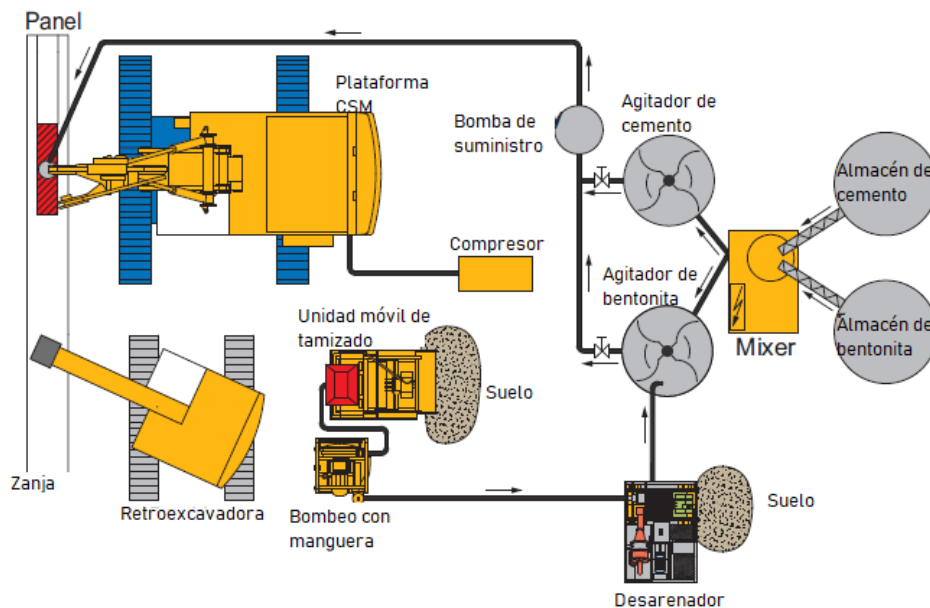


Figura 35: Procedimiento del sistema de dos fases sin uso de la retroexcavadora. Fuente: Bauer (2009).

Cuando el reflujó se vuelve demasiado pesado para el bombeo, puede ser retirado por medio de una retroexcavadora desde la zanja a una unidad móvil de tamizado donde ocurre la

separación primaria. Con el uso de una bomba de manguera, la fracción de fluido se bombea luego a la unidad de la planta de desarenado para su posterior tratamiento (*Figura 36*).



*Figura 36:* Procedimiento del sistema de dos fases con uso de la retroexcavadora. Fuente: Bauer (2009).

El siguiente paso es similar al sistema de una fase. Se lleva a cabo el movimiento ascendente del equipo cortador, mientras se aplica la lechada de cemento. La velocidad de extracción y el flujo de aglutinante se ajustan para asegurar que la cantidad total calculada de aglomerante se mezcle con el suelo. La ventaja de este método consiste en aprovechar al máximo el reflujó de lechada aglutinante, el cual mediante el proceso de separación descrito vuelve a ser reutilizado. Además, el sistema de dos fases se aplica para condiciones de suelos difíciles y grandes profundidades.

### 5.3. Equipos y maquinaria

El equipo cortador del CSM o también denominado como plataforma, se muestra en la *Figura 37*, este consiste esencialmente de dos ruedas de corte; las cajas de engranaje, las cuales son accionados por motores hidráulicos que impulsan las ruedas; y una boquilla, por donde se expulsa la lechada durante la penetración de las ruedas de corte en el terreno (Arnold et al., 2011). En el mercado actual, existen dos tipos de plataforma de cabezales de corte y mezcla, el BCM 5 y el BCM 10, ambas poseen distintas características que se indican en la **Tabla 13**. Además, las dimensiones de los paneles de CSM se ven condicionadas por la plataforma que se utilice (Bauer, 2009).

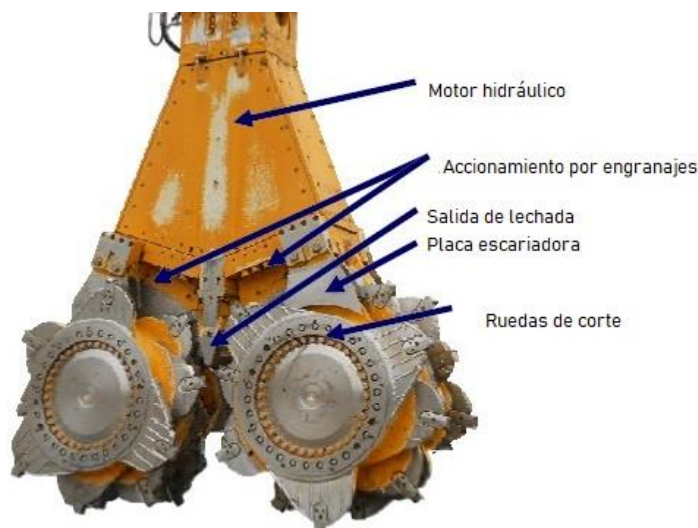


Figura 37: Cabezal de mezcla del CSM (BCM). Fuente: Leach & Gerressen (2015).

**Tabla 13.** Dimensiones y especificaciones técnicas del BCM 5 y BCM 10

Características	BCM 5	BCM 10
Torque	0-50 kN*m	0-100 kN*m
Velocidad de rotación	0-40 rpm	0-30 rpm
Altura (m)	2.35	2.80
Longitud del panel (m)	2.40	2.80
Ancho del panel (mm)	550-1000	640-1200
Peso (incluido las ruedas)- kg	5200	8200

*Nota:* De Cutter soil mixing, por Bauer 2009.

Las ruedas del BCM son diseñadas para aflojar y destruir la matriz del suelo. De acuerdo al tipo de suelo se necesitará una mayor o menor capacidad de corte y de igual forma una mayor o menor cantidad de números de dientes por rueda. En total un juego de ruedas consta de cuatro filas de dientes de corte. En el caso de los suelos sueltos a densos no cohesivos, gravas y suelos cohesivos se utilizan ruedas con cuatro soportes de dientes por fila de dientes. Estos tienen una buena capacidad de mezclado. En cambio, en suelos muy densos o duros se utilizan ruedas con tres soportes de dientes por fila de dientes. Estos se caracterizan por su buena capacidad de corte (Bauer, 2009).

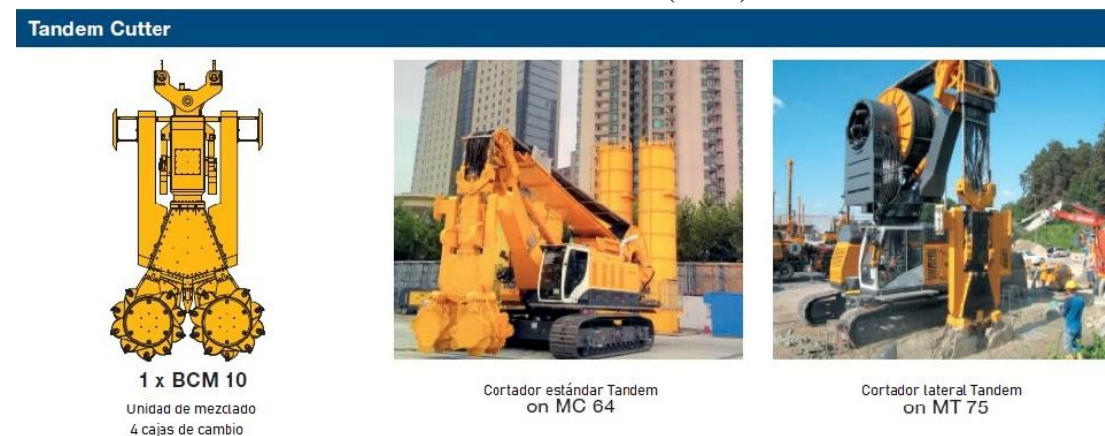
Las dos cajas de engranajes posicionadas dentro de la plataforma BCM, están conectadas a un montaje especial, que a su vez está conectada a una barra robusta denominada Kelly o suspendida mediante cables. La barra Kelly está conectada al mástil del equipo de perforación, de donde se proporcionan las fuerzas de empuje y de extracción de la plataforma BCM (Denies & Huybrechts, 2012c). Además, las barras Kelly pueden tomar una forma redondeada o rectangular, la principal diferencia entre ambas consiste en la profundidad de perforación que pueden alcanzar en el terreno y el tamaño de la plataforma que sostienen. Por ejemplo, las

barras redondeadas Kelly tienen un diámetro de 368 mm y se utilizan para plataformas pequeñas y para profundidades menores a 20 m. En cambio, las barras rectangulares Kelly, con una sección de 600\*340 mm, son más robustas y se usan para mayores profundidades (Bauer, 2009).

El sistema de cables suspendidos es utilizado principalmente en la construcción de muros de gran profundidad (Leach & Gerressen, 2015). Los cables se encargan de sostener la plataforma y a su vez se sostienen por medio de un sistema, el cual está compuesto por una máquina base, un sistema de manipulación de mangueras, un brazo y una unidad de mezcla. Las plataformas que sostienen los cables suspendidos se denominan Quattro Cutter (*Figura 38*) y Tandem Cutter (*Figura 39*), la diferencia entre ambos es la cantidad de ruedas de corte que tienen implementados. Por ejemplo, la plataforma Quattro Cutter tiene implementado cuatro ruedas de corte mientras que la plataforma Tandem Cutter únicamente dos. Asimismo, ambas plataformas cuentan con dos variantes, una denominada estándar y la otra recibe el nombre de cortador lateral. Las principales características técnicas de las cuatro plataformas descritas se presentarán en la **Tabla 14**.



*Figura 38:* Plataforma Quattro Cutter y sus variantes estándar y cortador lateral.  
Fuente: Fuente: Bauer (2009).



*Figura 39:* Plataforma Tandem Cutter y sus variantes estándar y cortador lateral.  
Fuente: Fuente: Bauer (2009).

**Tabla 14.** Especificaciones técnicas de la plataforma Quattro Cutter y Tandem Cutter.

Características	Quattro Cutter		Tandem Cutter	
	Estándar	Cortador lateral	Estándar	Cortador lateral
Sistema de manejo de mangueras y brazo	no giratorio	giratorio	no giratorio	giratorio
Altura total de la plataforma (m)	6.60-8.10	8.60	6.60-8.10	8.60
Ancho de trabajo (m)	8.00	4.50 (min)	8.00	4.50 (min)
Máxima profundidad (m)	60	60	80	80
Potencia instalada (kW)	2x205	2x205	2x205	2x205

*Nota:* De *Cutter soil mixing*, por Bauer 2009.

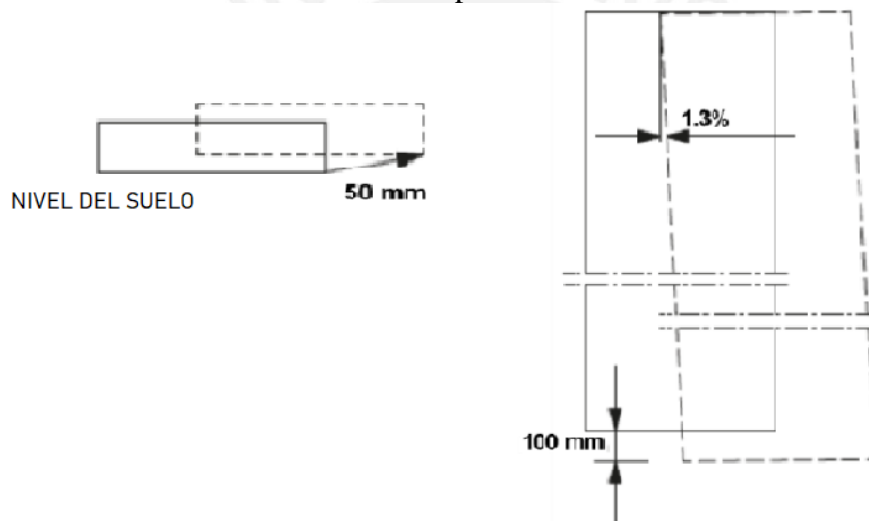
#### 5.4. Control de calidad de los muros de suelo mezclado (MSW)

El Instituto Belga de Investigación y Construcción (BBRI) en el año 2009 llevo a cabo el proyecto “Soil Mix”, en el cual realizaron numerosas pruebas en muros de suelo mezclado (MSW), como los sistemas CSM, CVR C-mix y TSM. A través de tal investigación se establecieron pautas para la fase de ejecución y algunos requisitos en cuanto a la calidad de los materiales DSM, las dimensiones características, las tolerancias de desplazamientos permitidas y la capacidad portante de los elementos (Denies et. al., 2012a). En general hay tres aspectos importantes en el control de calidad de un muro de suelo mezclado: el seguimiento de la ejecución, las tolerancias geométricas y el control de calidad de las propiedades del material (Denies, et al., 2015).

El seguimiento de la ejecución se logra a través del monitoreo de los parámetros de producción. El equipo del CSM incluye un sistema de control electrónico denominado B-Tronic. Este sistema monitorea, controla y registra los parámetros de producción como: la profundidad, la cantidad y presión de la lechada, la inclinación del BCM en las dos direcciones, la velocidad de rotación de las ruedas cortadoras, la presión en la zanja a la altura de la cabeza y parámetros generales del BCM (Bauer, 2009). En la ejecución de los muros de suelos mezclado, se recomienda el uso de un dispositivo de guía para posicionar el BCM en el terreno. Además, la superposición entre los paneles primarios y secundarios deberá ser mayor a 10 cm. En general el uso de la tecnología del CSM es aplicable para todo tipo de suelo, sin embargo, no se recomienda su aplicación en turbas.

Las tolerancias geométricas para la construcción de un muro de suelo mezclado y para el posicionamiento de los refuerzos de acero son los siguientes:

- El alineamiento horizontal de los paneles de suelo mezclado deberá estar distanciado como máximo 50 mm de la ubicación planificada con respecto a la parte superior de los paneles.
- El alineamiento vertical de los paneles de suelo mezclado estará distanciado como máximo 100 mm de la ubicación planificada con respecto a la parte inferior de los paneles.
- La desviación con respecto al eje vertical del panel deberá ser como máximo 1.3%.
- La desviación máxima para la alineación vertical de la viga de acero en el elemento de mezcla de suelo es de 50 mm
- El ángulo de rotación de la viga de acero con respecto al elemento de mezcla de suelo deberá ser menor de 5 ° en el plano horizontal.



*Figura 40:* Esquema de la ejecución de las tolerancias de un MSW.  
Fuente: Denies, et al. (2015).

El control de calidad de los elementos construidos con la tecnología del deep soil mixing, dependerá de la función que estos cumplan.

Para muros temporales de suelo mezclado que tienen como función la retención de suelo, se deberá realizar lo siguiente:

- Se extraerá una muestra por cada 150 m<sup>3</sup> de material de deep soil mixing, con un mínimo de 6 muestras.
- La cantidad de inclusiones en el material de deep soil mixing deberá ser menor al 20% del material.
- Se realizará como mínimo el ensayo de resistencia a la compresión uniaxial (UCS).

Para muros temporales o permanentes de suelo mezclado que tienen como función la retención de suelo y agua, se deberá realizar lo siguiente

- Se extraerá una muestra por cada 75 m<sup>3</sup> de material de deep soil mixing, con un mínimo de 12 muestras.
- La cantidad de inclusiones en el material de deep soil mixing deberá ser menor al 20% del material.
- Se realizará como mínimo el ensayo de resistencia a la compresión uniaxial (UCS) y se determinará el módulo de elasticidad.

### **5.5. Ventajas y desventajas del Cutter Soil Mixing**

A través de la investigación desarrollada en la presente tesis, se plantean las principales ventajas del método CSM como:

- Alta productividad en la construcción de sótanos debido a la rapidez de excavación
- Es una aplicación ambiental
- Mitigación de la licuefacción
- Brinda estabilidad en las excavaciones
- El material de suelo mezclado presenta un comportamiento impermeabilizante ya que posee valores de  $10^{-8}$  m/s de coeficiente de permeabilidad
- Las deformaciones presentadas en los muros son mínimas y menores a las admisibles
- El CSM se aplica tanto para excavaciones permanentes y temporales
- El método posee aplicabilidad en todo tipo de suelo
- Se puede implementar cuando el nivel freático es elevado
- El suelo in situ es utilizado como material de construcción
- Se generan pocos desperdicios
- Se pueden conseguir grandes profundidades de hasta 80 metros (como muros pantallas en presas)
- El método CSM no produce impactos en las estructuras existentes cercanas debido a que su ejecución genera mínima vibraciones y bajos ruidos.

- Este método se puede utilizar en la renovación o rehabilitación de antiguas construcciones y en el encapsulamiento de sitios contaminados.
- La herramienta de mezcla (BCM) del CSM es más eficiente que en el método de las columnas tangentes o secantes DSM, ya que se optimiza la energía de mezcla como el aglutinante.
- El equipo del CSM realiza una instrumentación completa ya que registra y controla en tiempo real las coordenadas X, Y y Z del cabezal del equipo cortador
- Las ruedas del equipo cortador son capaces de perforar suelos rígidos o densos e incluso lechos de roca.
- El método CSM no requiere la compra de agregados

Asimismo, este método posee algunas limitaciones como, por ejemplo:

- Su aplicación en suelos finos como las arcillas genera una menor resistencia del material de suelo mezclado en comparación con los suelos de granos gruesos
- No se recomienda aplicar en suelos con contenido orgánico
- Se debe analizar la velocidad del flujo de agua en suelos de granos gruesos ante una posible erosión del material de DSM
- En proyectos de gran envergadura se recomienda realizar pruebas a gran escala que representen las condiciones reales del CSM
- En excavaciones permanentes, el método CSM debe ir acompañado con otros sistemas de sostenimientos
- No hay una guía normalizada de diseño del método CSM

# CAPÍTULO 6

## CASO DE ANÁLISIS: EXCAVACIÓN CON MUROS PANTALLAS Y CON MUROS DE CSM EN UN TERRENO ARENOSO

### 6.1. Presentación del caso de análisis

Este caso de análisis corresponde al sistema de sostenimiento de una excavación con un promedio de 11.25 m de profundidad, la cual fue realizada sobre un suelo con granulometría arenosa. La exploración desarrollada en campo indica la presencia de un nivel freático ubicado a 4.7 m por debajo del nivel de la superficie. Como solución inicial se planteó el uso de un sistema de sostenimiento en base a muros pantallas en voladizo reforzados con anclajes temporales. Sin embargo, otra posible solución es el sistema de sostenimiento con muros de CSM. Por ello, se analizarán ambos sistemas de sostenimiento como posible solución. La modelización del problema con muros pantallas y muros CSM se desarrolló en el programa Plaxis, considerando el modelo constitutivo Hardening Soil Small Strain para el material suelo.

### 6.2. Modelización de muros de sostenimiento en Plaxis

#### Descripción de la geometría

Como el problema a desarrollar consiste de secciones simétricas, el análisis en el programa Plaxis solo se realizó tomando en cuenta uno de los muros de sostenimiento. Asimismo, en la resolución del problema se consideró la idealización geométrica de deformaciones planas. Esto debido a que el problema consistía de una geometría homogénea, en el cual la dirección perpendicular al modelo posee una longitud muy larga ( $z$ ) en comparación con las otras dos direcciones. Ello permite asumir que las deformaciones perpendiculares a la sección de análisis son nulas y que las cargas son uniformes en la dirección  $z$ .

Los elementos que se utilizaron para la generación del mallado fueron triángulos de 15 nodos, estos elementos permiten proporcionar una mayor precisión en los cálculos de las deformaciones y de los esfuerzos que aparecen en los muros de sostenimiento y en los anclajes. La creación de la estratigrafía del terreno en el modelo se realizó mediante sondeos, los cuales tenían una profundidad mínima igual a la solicitada del problema. La *Figura 41* y la *Figura*

42, ejemplifican el desarrollo de la geometría del problema para las dos alternativas de evaluación.

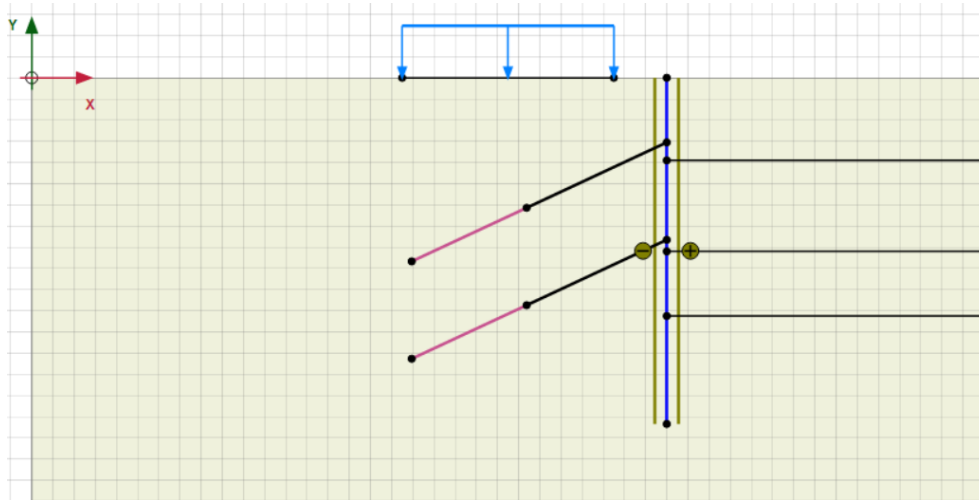


Figura 41: Representación de la geometría del problema de la Sección 4 con muros pantallas.

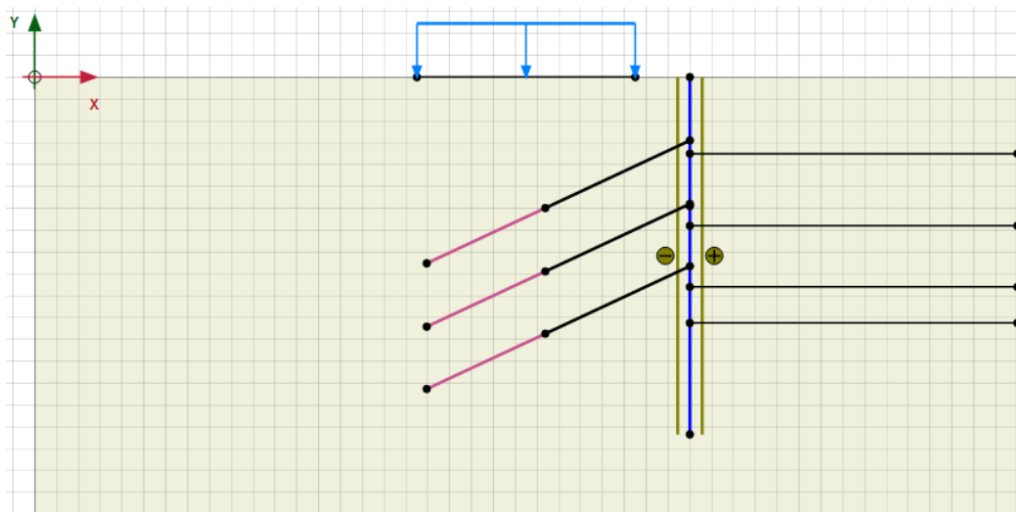


Figura 42: Representación de la geometría del problema de la Sección 4 con muros de CSM.

### **Propiedades de los materiales**

En esta etapa se introducen las propiedades del terreno y de las interfaces. En el caso del material suelo, las propiedades a asignarse corresponden a los resultados obtenidos de ensayos de laboratorio y de ensayos geotécnicos in situ. Para el caso de los muros, las propiedades son obtenidas de la sección del elemento y de información brindada por los proveedores como la resistencia del concreto y el módulo de elasticidad. Las interfaces en el programa Plaxis representan la interacción entre los elementos estructurales como los muros con el suelo. Las interfaces toman valores positivos como negativos; sin embargo, la diferencia de la denominación únicamente se debe para distinguir una de la otra, no poseen ningún efecto en las propiedades del suelo.

La asignación de las propiedades de los materiales como suelo e interfaces se realiza mediante el comando material set, esta interfaz cuenta con cinco parámetros:

**General:** En esta pestaña se introducen el modelo constitutivo del material del suelo (Hardening Soil Small Strain), el tipo de drenaje (Drenada), el peso específico del suelo y el peso específico en condiciones saturadas.

**Parámetros:** En esta pestaña se asignan los parámetros del modelo constitutivo a utilizar, los cuales se obtienen de los ensayos de laboratorio. Los parámetros utilizados en el modelo constitutivo Hardening Soil Small Strain se indican en la **Tabla 8** del capítulo de Metodología.

**Condiciones de agua:** En la resolución de este problema no se contempla un análisis de infiltración, por lo cual estas propiedades se asignaron automáticamente considerando el modelo Van Genuchten y como tipo de suelo una arena.

**Interfaces:** En esta ficha se asignan las propiedades resistentes de las juntas que se ubican entre los muros y el suelo. Para la resolución del problema se seleccionó el comando resistencia manual, el cual reduce las propiedades resistentes de las juntas mediante el parámetro Rinter. Para este análisis se considera un valor de Rinter igual a 0.66, el cual corresponde a valores típicos en muros pantallas.

**Iniciales:** En esta pestaña se introduce el estado tensional inicial del suelo a través del coeficiente de presión lateral del suelo ( $K_0$ ).

Los parámetros del suelo, los cuales corresponden al modelo constitutivo Hardening Soil Small Strain son los que se indican en el capítulo de Metodología.

### **Modelización del muro de sostenimiento**

La representación de los muros en la interfaz de Plaxis se realiza mediante la herramienta Plate. Este comando permite modelizar elementos estructurales con rigidez a flexión y rigidez a esfuerzos normales. Los muros se representan mediante las líneas azules como se muestra en la *Figura 41* y en la *Figura 42*, además, van acompañadas con interfaces a ambos lados. Los muros de sostenimiento se modelan como vigas estructurales, por ello, en la asignación de las propiedades de este elemento, se requiere especificar los valores de EA y EI. A través de los valores EI y EA, el programa automáticamente determina el espesor de placa equivalente, mediante la ecuación 19:

$$d_{equi} = \sqrt{\frac{12 * EI}{EA}} \quad (25)$$

Otro parámetro importante en la asignación de las propiedades de los muros de sostenimiento es el tipo de material. Para el análisis del problema se seleccionó el modelo constitutivo elástico para las alternativas de solución con muros pantallas y con muros CSM. Por un lado, la alternativa con muros pantallas consistía en muros de sostenimiento con un espesor de 0.50 m con una resistencia a la compresión de 350 kg/cm<sup>2</sup>. Por otro lado, la alternativa con muros CSM consistía en muros estructurales de 0.55 m de espesor. Las propiedades de los muros pantallas y de los muros de CSM que se utilizarán en el modelado en Plaxis se indican en la **Tabla 15** y la **Tabla 16**. La caracterización de las propiedades del muro CSM se realizó tomando en consideración una resistencia a la compresión no confinada (UCS) igual a 3.1 MPa, el cual corresponde a valores típicos de resistencia en materiales de suelos arenosos. Finalmente, la rigidez a flexión de los muros CSM se determinó a través de la Ecuación 5.

**Tabla 15:** Propiedades mecánicas de los muros CSM

Elemento muro CSM	
Tipo de material	Elástico
E (kN/m <sup>2</sup> )	2900000
d (m)	0.55
EI (kN/m)	4.02E+04
EA (kN m/m)	1.60E+06

**Tabla 16:** Propiedades mecánicas de los muros pantalla.

Elemento muro pantalla	
Tipo de material	Elástico
E (kN/m <sup>2</sup> )	2.75E+07
d (m)	0.5
EI (kN/m)	2.87E+05
EA (kN m/m)	1.38E+07

Como se detalló en el capítulo de Metodología, ambas soluciones propuestas plantean el uso de un sistema de sostenimiento secundario como los anclajes temporales. Estos son postensados y tienen como función brindar una mayor estabilidad al talud de corte durante la excavación. Luego de la construcción de la losa de cada sótano, los anclajes son destensados y las losas se encargan de recibir los esfuerzos de empuje del terreno. El programa Plaxis, del mismo modo que los muros de sostenimiento, permite definir las propiedades de los anclajes y en especial del bulbo del anclaje mediante los comandos anchors y embedded beam row, respectivamente. En la **Tabla 17** y la **Tabla 18** se indican las propiedades mecánicas de los anclajes y del bulbo del anclaje que se consideraron como parte del modelamiento del problema.

**Tabla 17:** Propiedades mecánicas de los anclajes

Anclajes	
Tipo de material	Elástico
Espaciamiento (m)	1.2
EA (kN m/m)	1.50E+05

**Tabla 18:** Propiedades mecánicas del bulbo de anclaje

Bulbo de Anclaje	
Tipo de material	Elástico
E (kN /m <sup>2</sup> )	8.40E+06
Y (kN/m <sup>2</sup> )	20
Pile type	Predefinido
Predifined pile type	Massive circular pile
Diámetro (m)	0.25
Espaciamiento (m)	1.2
Tskin star max (kN/m)	500
Tskin end max (kN/m)	500

### **Carga y condiciones de contorno**

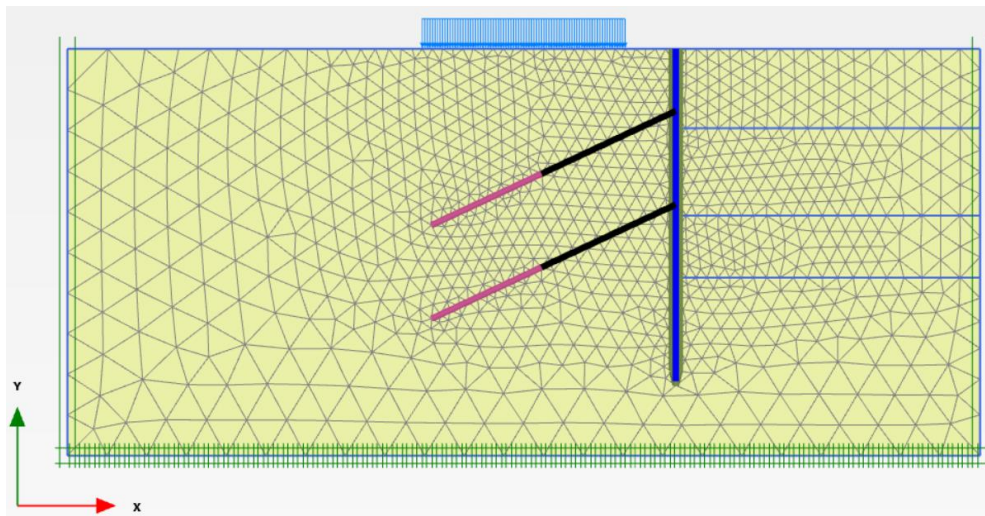
El programa Plaxis permite introducir en el modelo tanto cargas puntuales como cargas distribuidas, las cuales tienen como función representar las fuerzas y esfuerzos a los cuales se encuentran sujetas el terreno de análisis. Las unidades de cargas son fuerzas por unidad de ancho, por ejemplo, para cargas distribuidas las unidades correspondientes son kN/m<sup>2</sup>. En este análisis, se utilizarán cargas distribuidas en una longitud de 15 m con un orden de magnitud de 30 kN/m. Las cargas distribuidas representarán el peso de las edificaciones vecinas que afectan la estabilidad y generan mayores deformaciones en los muros de sostenimiento.

Las condiciones de contorno son prescripciones de desplazamientos que se introducen por defecto en el modelo. En la nueva versión de Plaxis el programa automáticamente asigna las condiciones de contorno con fijaciones estándar  $U_x=U_y=0$ .

### **Generación de malla**

Luego de definir la geometría y asignar las propiedades a los muros de sostenimiento y al estrato de suelo, se realiza el proceso del mallado. Este consiste en discretizar la geometría en elementos finitos. El objetivo final del mallado es determinar las deformaciones presentadas en cada elemento de forma independiente, para luego ensamblarlas y obtener las deformaciones en todo el terreno.

El programa Plaxis cuenta con un generador automático de la malla a través de la triangulación, con lo cual se obtienen mallas conformadas por elementos triangulares. Las mallas a su vez se dividen en cinco niveles de refinamiento, para el presente caso de estudio se utilizará el mallado fino. Asimismo, el programa Plaxis permite refinar más el mallado en determinadas zonas mediante el comando Refine Mesh. Ello es muy útil porque con un mayor refinamiento se puede obtener resultados más precisos. En la *Figura 43* se observa el mallado del problema en análisis, asimismo, se visualiza que la zona de excavación posee un mayor refinamiento, ello con el fin de obtener resultados más certeros.



*Figura 43:* Creación del mallado para la alternativa con muros pantallas

### **Condiciones iniciales**

Luego de realizar el mallado, el siguiente paso corresponde en definir las condiciones iniciales del problema. En esta etapa se definen las presiones intersticiales del agua y las presiones efectivas. La generación de las presiones intersticiales del agua consiste en definir parámetros de flujo para un análisis de infiltración. El nivel freático está ubicado a una profundidad de 4.7 m debajo del nivel de superficie, por lo cual, durante la excavación será necesario representar en el modelo el rebajamiento del nivel freático. Para ello, el programa Plaxis permite crear diferentes niveles de agua al planteado inicialmente; de esta forma, los cálculos de presión de poros se realizan considerando el nuevo flujo de agua estable. Las presiones efectivas iniciales del terreno se definen mediante el parámetro  $K_0$ , el cual tiene un valor igual a 0.80 y corresponde a una arena densa.

### **Cálculo de deformaciones en el muro de sostenimiento**

El programa Plaxis permite calcular las deformaciones generadas por el empuje del terreno sobre los muros de sostenimiento de una excavación por medio del método de elementos finitos. El cálculo de las deformaciones se realizó para las dos alternativas planteadas,

conservando la misma geometría del terreno, las interfaces, las propiedades del suelo y los modelos constitutivos. El propósito de utilizar las mismas condiciones del terreno, pero con diferentes propuestas de solución se debe a la realización una comparación técnica y económica que se detallará más adelante. Antes de realizar los cálculos respectivos, primero se definen las fases de construcción. En la alternativa con muros pantallas se consideraron siete fases de construcción, en cambio para la alternativa con muros de CSM se consideraron nueve etapas, las cuales se detallarán a continuación:

#### Alternativa: Muro pantallas

- Fase 1: Aplicación de las sobrecargas actuantes en la periferia del terreno
- Fase 2: Construcción de los muros pantallas y reseteo de las deformaciones generadas por las sobrecargas
- Fase 3: Primera excavación del terreno y rebajamiento del nivel freático
- Fase 4: Ejecución de la primera fila de anclajes espaciados a cada 1.2 m
- Fase 5: Segunda excavación del terreno y rebajamiento del nivel freático
- Fase 6: Ejecución de la segunda fila de anclajes espaciados a cada 1.2 m
- Fase 7: Tercera excavación del terreno y rebajamiento del nivel freático

#### Alternativa: Muro CSM

- Fase 1: Aplicación de las sobrecargas actuantes en la periferia del terreno
- Fase 2: Construcción de los muros pantallas y reseteo de las deformaciones generadas por las sobrecargas
- Fase 3: Primera excavación del terreno
- Fase 4: Ejecución de la primera fila de anclajes espaciados a cada 1.2 m
- Fase 5: Segunda excavación del terreno y rebajamiento del nivel freático
- Fase 6: Ejecución de la segunda fila de anclajes espaciados a cada 1.2 m
- Fase 7: Tercera excavación del terreno y rebajamiento del nivel freático
- Fase 8: Ejecución de la tercera fila de anclajes espaciados a cada 1.2 m
- Fase 9: Cuarta excavación del terreno y rebajamiento del nivel freático

Asimismo, Plaxis puede realizar diferentes tipos de cálculo como, por ejemplo, los cálculos plásticos, los cálculos de consolidación y los cálculos en rotura.

- Cálculo plástico: Hace referencia a los cálculos elastoplásticos en donde existe un efecto desacoplado de las variaciones de las presiones intersticiales respecto al tiempo.

-Cálculo de consolidación: Este tipo de cálculo representa el desarrollo de las presiones intersticiales debido a la aplicación de cargas rápidas en suelos finos.

-Cálculo en rotura: Es un tipo de cálculo que determina el factor de seguridad global de la estructura de sostenimiento. El cálculo en rotura consiste en reducir los parámetros resistentes como la cohesión y el ángulo de fricción hasta que el modelo llegue a la inestabilidad.

En este caso práctico se utilizará el cálculo plástico con el objetivo de obtener deformaciones elastoplásticas. Luego de introducir las fases de cálculo, se definen los puntos de evaluación de tensiones, los cuales son útiles para generar las curvas que representan de forma gráfica los resultados obtenidos como las deformaciones, los momentos flectores, las fuerzas cortantes, etc.

### **6.3. Propuesta con muro pantalla**

#### **6.3.1. Análisis de deformaciones**

El programa Plaxis posee un subprograma denominado Plaxis Output, el cual se utiliza para visualizar los resultados obtenidos de los cálculos con los elementos finitos, como los desplazamientos en los nodos y las tensiones en los puntos de tensión (R. Brinkgreve, 2004). En esta sección se mostrarán los resultados obtenidos luego de ejecutar los cálculos en todas las fases de construcción del problema. De este modo, se mostrarán los desplazamientos máximos en el terreno y en el muro de sostenimiento, las tensiones actuantes sobre el terreno y los esfuerzos actuantes en los muros.

El submenú de deformaciones muestra distintas opciones de visualización de los desplazamientos y de las deformaciones del modelo. Uno de los primeros gráficos que se obtiene con este submenú es la malla deformada. Esta se visualiza en la *Figura 44* con una escala amplificada 1 en 50. La malla deformada es un gráfico que representa las deformaciones del terreno y del muro de sostenimiento; asimismo, brinda como resultado el máximo desplazamiento presentado en el modelo. Para la alternativa con muros pantallas, el máximo desplazamiento fue de 0.022 m, el cual se obtuvo a una profundidad de 9.20 m respecto al nivel de superficie.

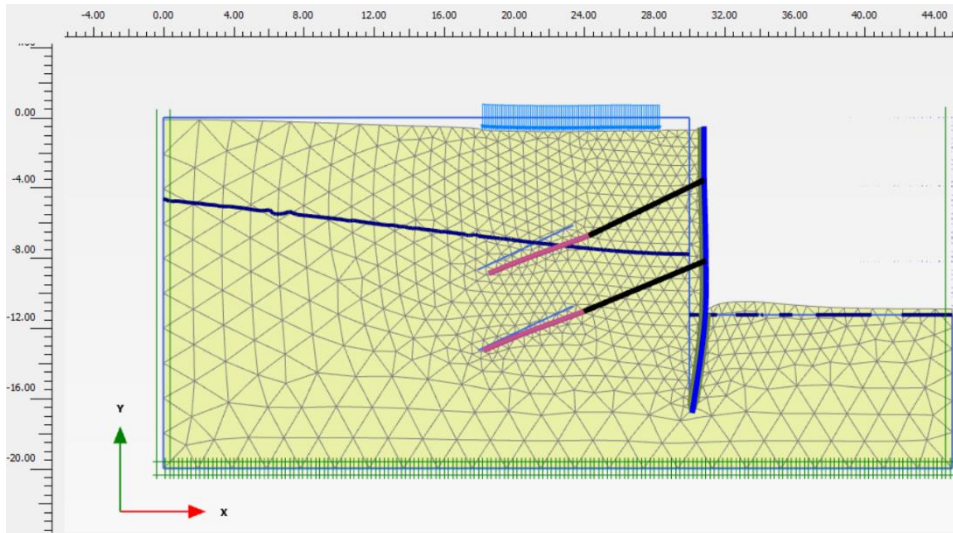


Figura 44: Malla deformada de la alternativa de muro de sostenimiento con pantallas.

Otro gráfico que se obtiene del submenú de deformaciones es el gráfico de desplazamientos. Este representa las deformaciones acumuladas de la geometría en los puntos de tensión al final del cálculo de la fase de construcción actual (R. Brinkgreve, 2004). En la Figura 45 se visualizan mediante sombras de colores el grado de deformación que experimenta el terreno. De esta gráfica se pueda indicar que los mayores desplazamientos en el terreno aparecen en trasdós del muro de sostenimiento y aumentan hacia la superficie. Ello se debe a que el muro pantalla actúa como una viga en voladizo, el cual recibe las cargas de empuje del terreno y las presiones por nivel freático. Sin embargo, parte de estos desplazamientos y deformaciones son retenidos por el uso de anclajes en la pantalla. Esto genera que los mayores desplazamientos en la pantalla no estén ubicados necesariamente a nivel de superficie. Los desplazamientos obtenidos corresponden a la resultante de los desplazamientos en la dirección X y en la dirección Y, ambos determinados en los nodos de cada elemento.

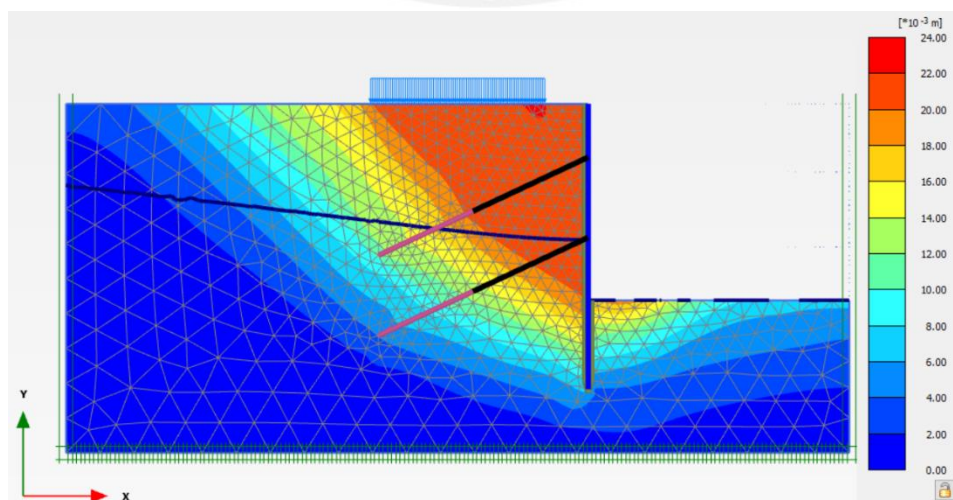
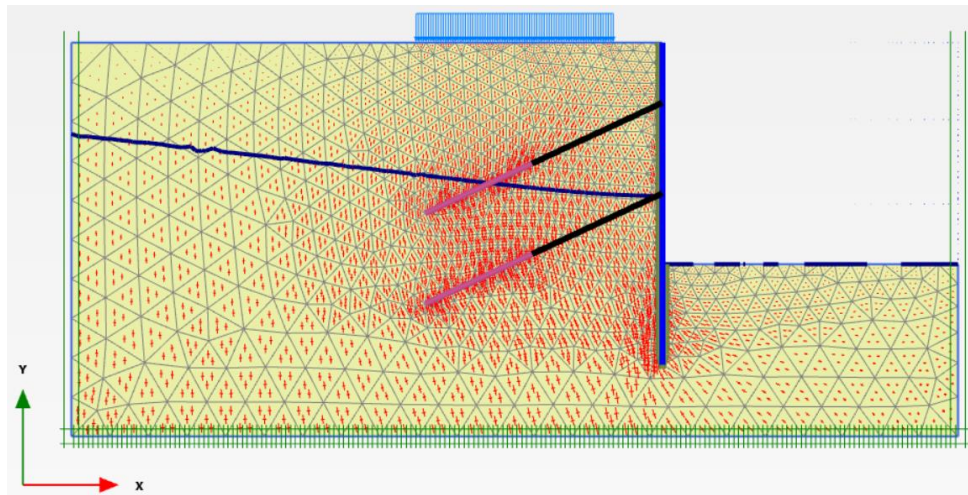


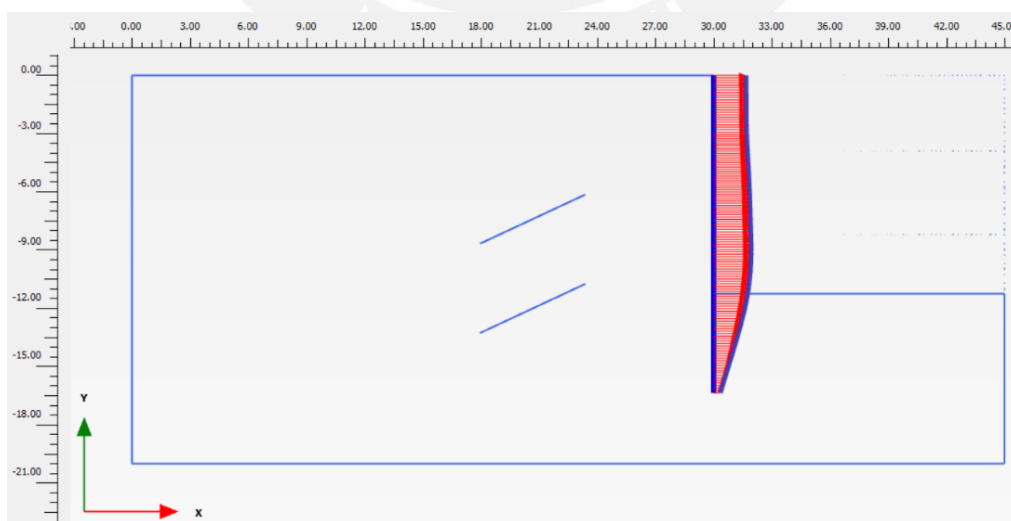
Figura 45: Desplazamientos totales absolutos de la excavación con muros pantallas.

El programa Plaxis también permite mostrar las tensiones efectivas principales en la geometría del modelo mediante cruces en los puntos de tensión de cada elemento. La longitud de cada línea representa la magnitud de la tensión principal y la orientación de dicha línea indica la dirección principal. La *Figura 46* muestra las tensiones efectivas sobre la geometría del modelo.



*Figura 46:* Tensiones efectivas principales ubicados sobre los puntos de tensión.

En la *Figura 47* y en la *Figura 48* se pueden visualizar los desplazamientos máximos generados en las pantallas por efecto del empuje del terreno y los desplazamientos generados en la edificación vecina debido a la excavación del terreno. En forma general los desplazamientos horizontales obtenidos son del orden de magnitud de 19.13 mm en la pantalla y los desplazamientos verticales obtenidos a nivel de superficie fueron de 16.09 mm, los cuales se pueden considerar como deformaciones despreciables.



*Figura 47:* Deformaciones horizontales generadas a lo largo del muro pantalla

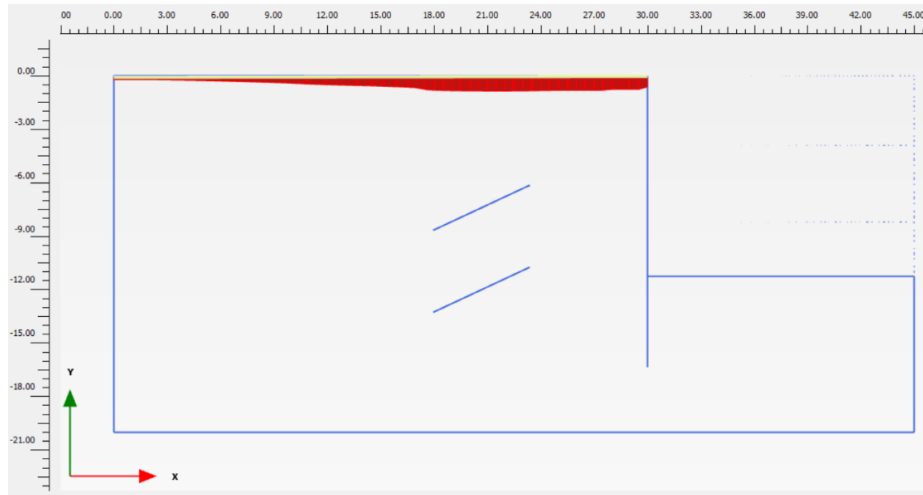


Figura 48: Asentamiento en trasdós del muro pantalla

### 6.3.2. Momentos y fuerzas sobre el muro pantalla

Como se mencionó, el muro pantalla modelado en el programa Plaxis presenta un comportamiento de viga en voladizo. Sin embargo, las fuerzas cortantes y los momentos flectores que actúan sobre el muro son distintos al de una viga en voladizo; esto se debe a la acción de los anclajes sobre el muro. Como se puede visualizar en la Figura 49, la cual muestra las envolventes de los diagramas de fuerza cortante y momento flector, a la altura de los anclajes se generan los mayores momentos y fuerzas. Para esta alternativa de solución, la fuerza cortante máxima fue de  $-106.4 \text{ kN/m}$  en trasdós y de  $156.4 \text{ kN/m}$  en intradós. Asimismo, el momento flector máximo fue de  $-116.1 \text{ kN.m/m}$  en trasdós y de  $237.7 \text{ kN.m/m}$  en intradós.

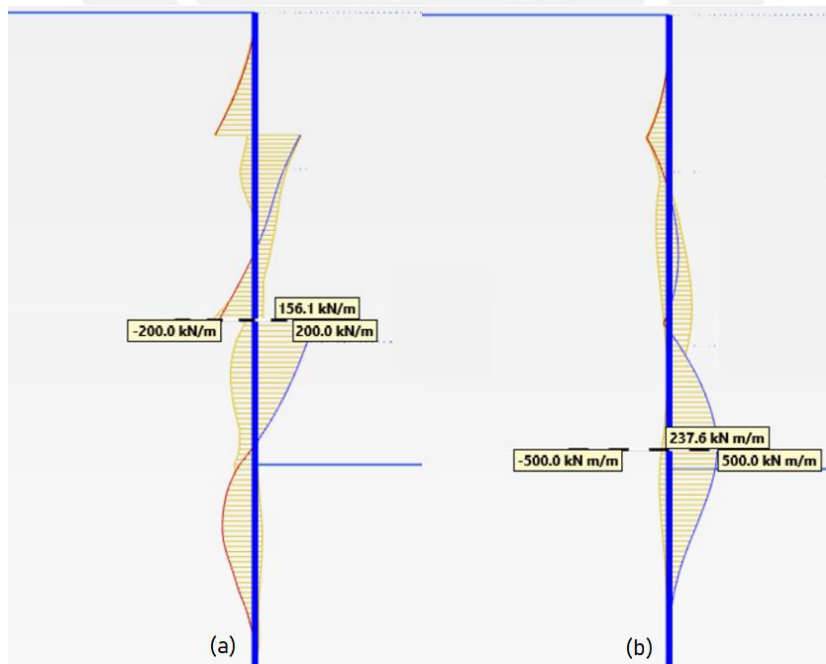
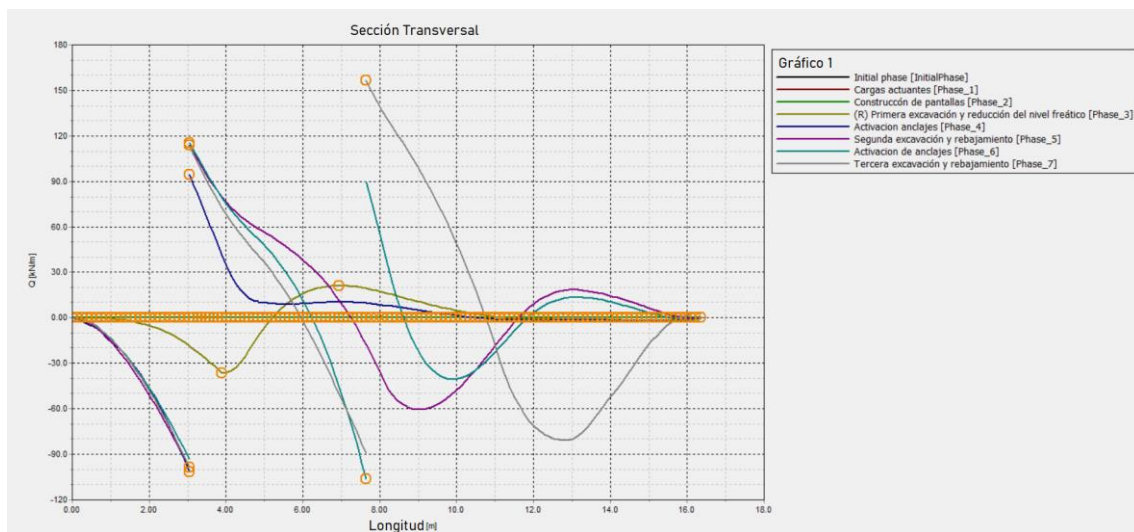
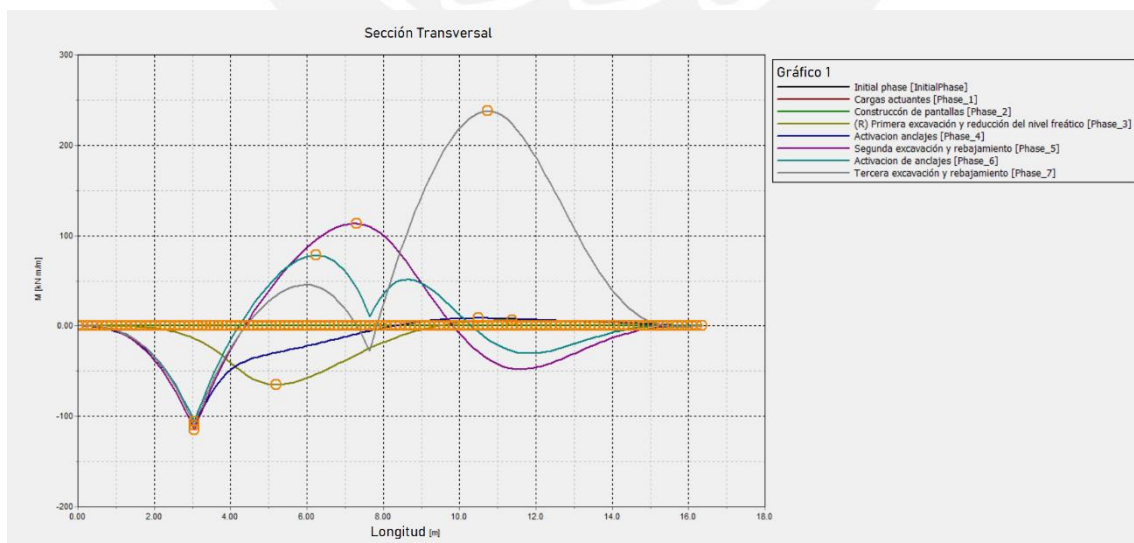


Figura 49: Diagramas en el muro pantalla. (a) Fuerzas cortantes; (b) Momento Flectores.

Asimismo, mediante el subprograma Curvas se obtuvieron la *Figura 50* y la *Figura 51*, en las cuales se visualiza la variación de las fuerzas axiales y de los momentos flectores actuantes sobre el muro a lo largo de las distintas etapas de construcción. Este tipo de gráficos es muy importante debido a que nos permite identificar en qué etapa de construcción las fuerzas y los momentos actuantes son máximos; asimismo, nos ayuda a identificar la ubicación de estos valores máximos en la pantalla. Por ejemplo, en la alternativa con muros pantallas, se observa que la máxima fuerza cortante sucede durante la fase 7, es decir la etapa de tercera excavación y rebajamiento del nivel freático. En cambio, el momento flector máximo ocurre en la fase 3, la cual corresponde a la primer excavación y rebajamiento del nivel freático.



*Figura 50:* Fuerzas cortantes en el muro pantalla por etapa de construcción.

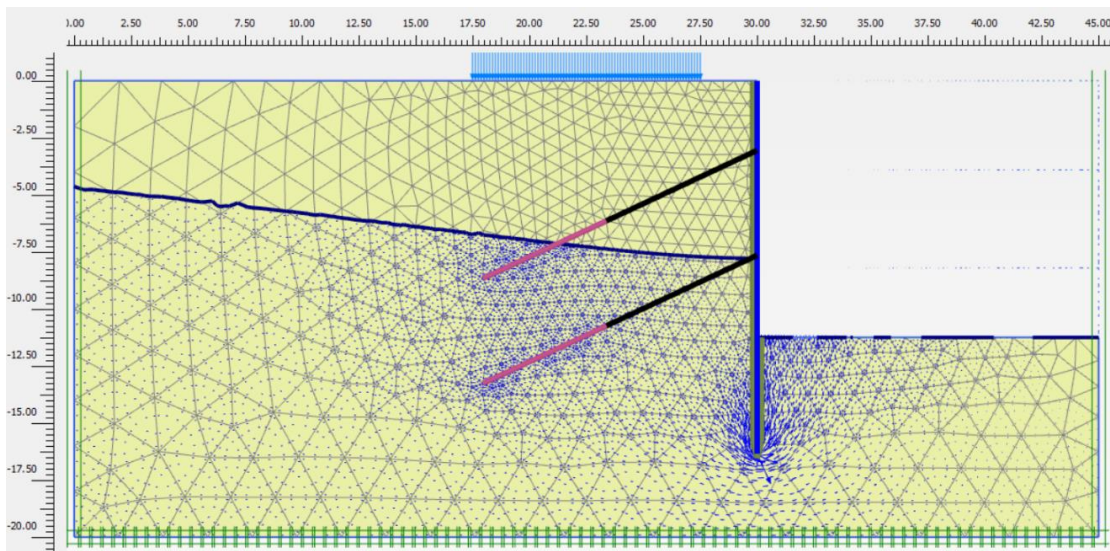


*Figura 51:* Momentos flectores en el muro pantalla por etapa de construcción.

### 6.3.3. Cálculo de filtraciones y comprobación por inestabilidad hidráulica

#### Cálculo de filtraciones

En este apartado se detallará el análisis de infiltración obtenido mediante el programa Plaxis. Como primer resultado se muestra en la *Figura 52* la red de flujo bidimensional. Este gráfico representa mediante flechas de color azul la dirección del flujo de agua desde trasdós a intradós de la pantalla. Asimismo, el programa Output de Plaxis determina de forma automática los valores máximos de caudal de infiltración y gradiente hidráulico, los cuales corresponden a  $10.98 \text{ m}^3/\text{día}$  y 1.540, respectivamente.



*Figura 52:* Red de flujo bidimensional en una excavación con muro pantalla.

#### Comprobación por inestabilidad hidráulica

Las comprobaciones por inestabilidad hidráulica corresponden a la verificación de los fenómenos por sifonamiento y por rotura de fondo. El fenómeno por rotura de fondo ocurre especialmente en suelos cohesivos ubicados encima de estratos de suelos granulares. Este análisis no se realizará debido a que la estratigrafía del terreno corresponde a un suelo granular sin presencia de estratos de suelos finos. El fenómeno por sifonamiento ocurre principalmente en suelos granulares y se produce por el flujo ascendente del agua de trasdós a intradós. El flujo genera la anulación de la resistencia al corte del suelo de fondo de excavación. La **Tabla 19** resume los cálculos llevados a cabo para determinar el factor de seguridad debido al fenómeno de sifonamiento. Para la verificación por sifonamiento se consideró el caso más conservador, es decir, no se tomó en consideración el rebajamiento del nivel freático debido a la acción del flujo de infiltración. Finalmente se obtuvo un factor de seguridad igual a 3.63, el cual al ser mayor que la unidad cumple con la verificación por sifonamiento.

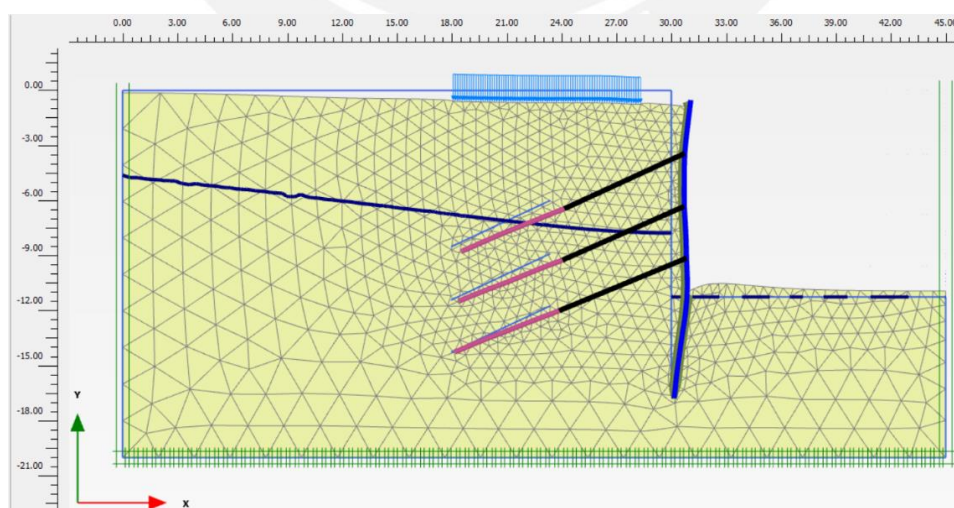
**Tabla 19:** Factor de seguridad por sifonamiento en muro pantalla.

TIPO DE MURO	Peso específico terreno natural kN/m3	Peso específico del agua kN/m3	Peso específico sumergido kN/m3	Pérdida de potencial hidráulico $\Delta h$ m	Empotramiento pantalla e m	Gradiente crítico	Gradiente existente	FS sifonamiento
PANTALLA	18	10	8	6.55	5.1	0.80	0.22	3.63

## 6.4. Propuesta con Cutter Soil Mixing

### 6.4.1. Análisis de deformaciones

El análisis de deformaciones llevado a cabo en Plaxis para la alternativa con muros de CSM es similar a los cálculos realizados con la alternativa con muros pantallas. Las principales diferencias entre ambos métodos consisten en el número de anclajes y las etapas de construcción. Por un lado, la alternativa con muros pantallas contaba con dos filas de anclajes espaciados cada 3.0 m en el muro y con tres fases de excavación de terreno. Por otro lado, la alternativa con muros CSM cuenta con tres filas de anclajes ubicados a lo largo del muro y, además, esta alternativa posee cuatro fases de excavación. Estas diferencias entre ambas alternativas generan resultados distintos como las deformaciones y desplazamientos. Para la alternativa con muros CSM, el máximo desplazamiento fue de 0.026 m, el cual se obtuvo a nivel de la superficie. En la *Figura 53* se visualiza la malla deformada de la alternativa con muros CSM, en donde se puede observar el efecto de empotramiento que generan los anclajes al impedir el desplazamiento del muro.



*Figura 53:* Malla deformada de la alternativa de muro de sostenimiento CSM.

Otro gráfico que se obtiene del submenú de deformaciones es el gráfico de desplazamientos, el cual se detalló líneas arriba. En la *Figura 54* se observa que los mayores desplazamientos

aparecen, de igual forma que en los muros pantallas, en trasdós del muro de sostenimiento y aumentan hacia la superficie. Esto ocurre debido al empotramiento de los muros CSM en el terreno. Asimismo, los anclajes cumplen con la función de restringir los desplazamientos horizontales en las pantallas generados por la presión del terreno y la presión del agua.

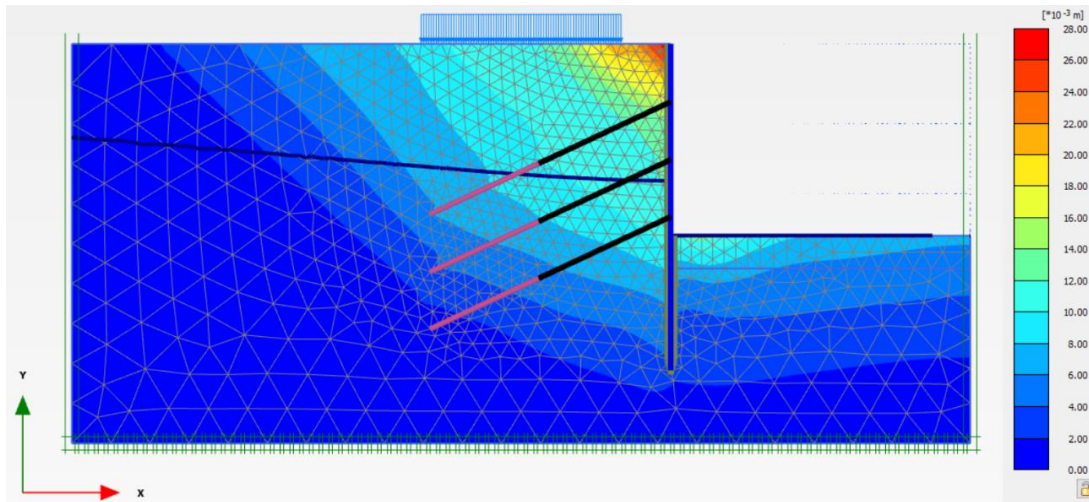


Figura 54: Desplazamientos totales absolutos de la excavación con muros CSM.

En la Figura 55 se muestra las tensiones efectivas principales en la geometría del modelo mediante cruces en los puntos de tensión de cada elemento. Como se observa, las cruces aparecen con mayor intensidad en los bulbos del anclaje y en el empotramiento del muro CSM, lo cual indica que el terreno presenta las mayores tensiones efectivas en dichas zonas.

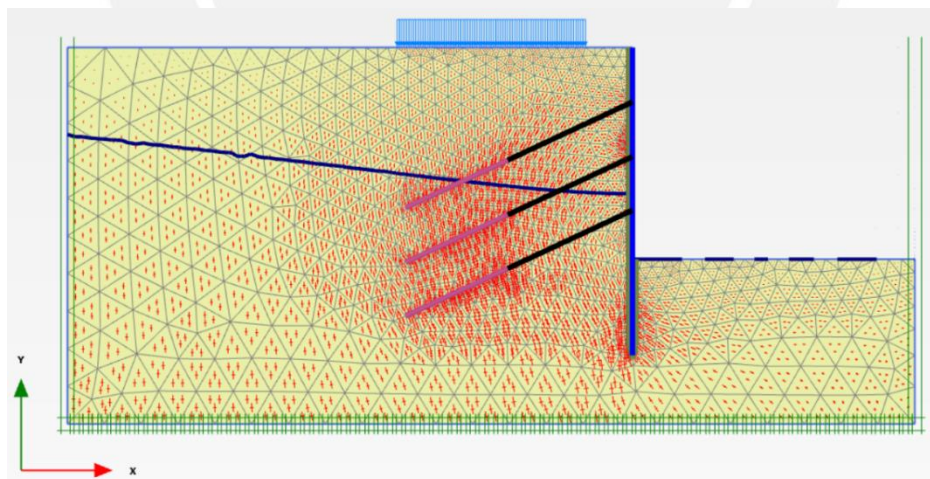
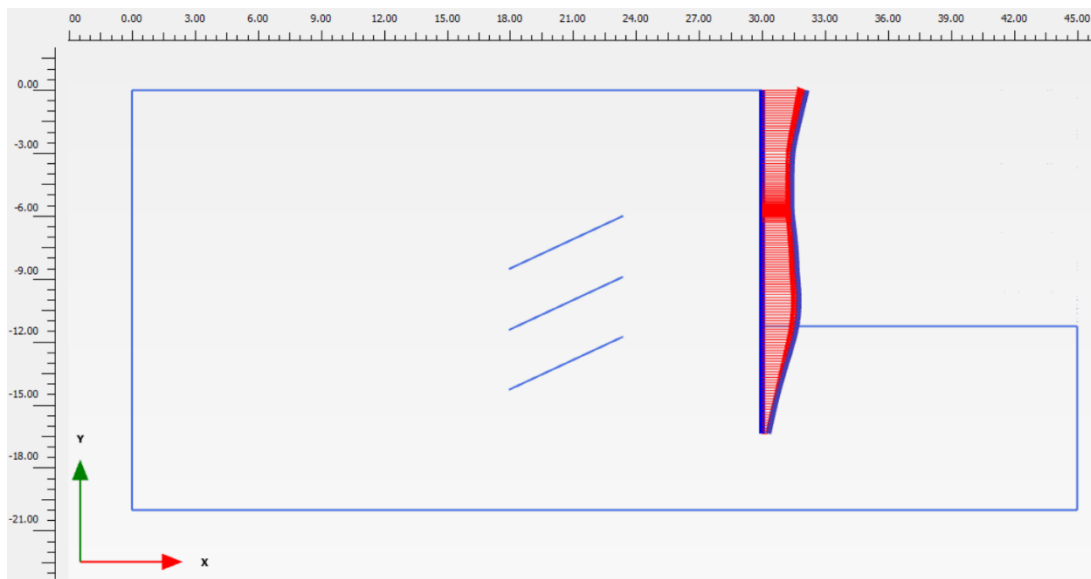


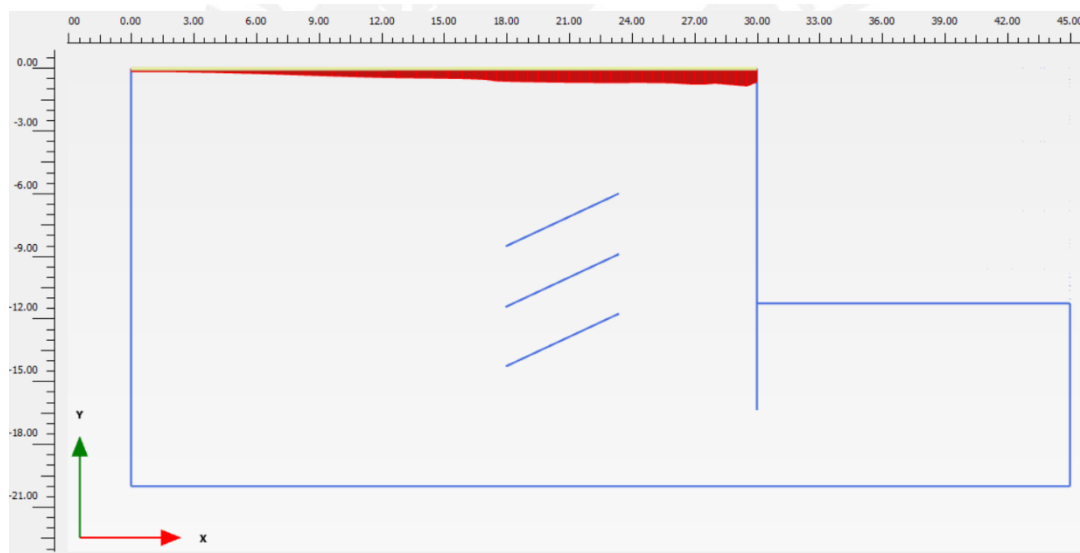
Figura 55: Tensiones efectivas principales ubicados sobre los puntos de tensión.

En la Figura 56 y en la Figura 57 se visualizan los desplazamientos máximos generados en los muros CSM por efecto del empuje del terreno y los desplazamientos generados en la edificación vecina. En forma general los desplazamientos horizontales obtenidos son del orden de magnitud de 21.17 mm en la pantalla (obtenido a nivel de superficie) y los desplazamientos verticales obtenidos a nivel de superficie del terreno fueron de 16.67 mm, los cuales se pueden

considerar como deformaciones despreciables. Para una mejor visualización, la escala de la *Figura 56* y de la *Figura 57* se encuentran amplificadas en 1 a 200.



*Figura 56:* Deformaciones horizontales generadas a lo largo del muro de CSM



*Figura 57:* Asentamiento en trasdós del muro de CSM

#### 6.4.2. Momentos y fuerzas cortantes sobre el muro CSM

Como se visualiza en la *Figura 58* (a) y (b), los máximos valores de momento flector y de fuerza cortante ocurren en determinados puntos en el muro CSM, en donde están ubicados los anclajes. Para esta alternativa de solución, la fuerza cortante máxima fue de  $-105.8 \text{ kN/m}$  en trasdós y de  $110.9 \text{ kN/m}$  en intradós. Asimismo, el momento flector máximo fue de  $-86.07 \text{ kN.m/m}$  en trasdós y de  $63.82 \text{ kN.m/m}$  en intradós.

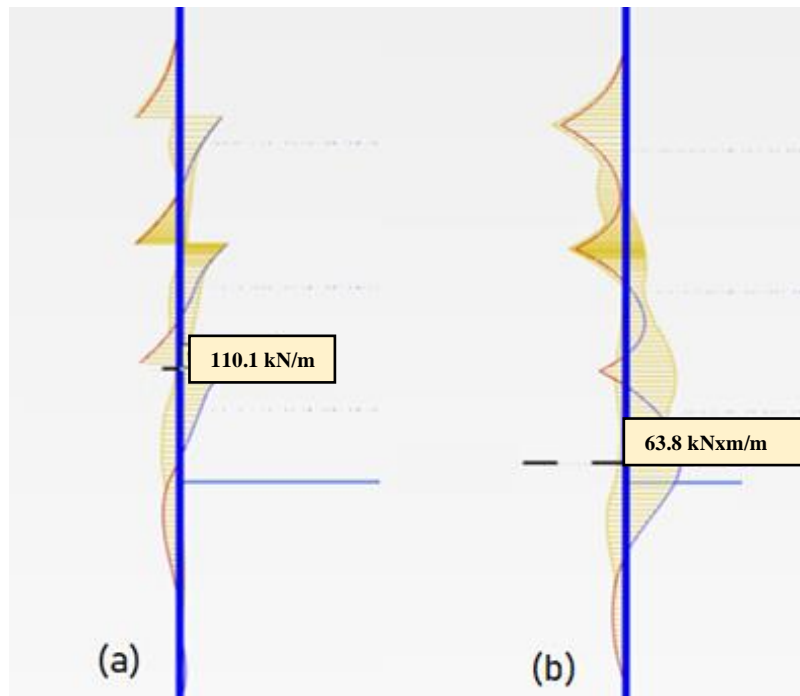


Figura 58: Diagramas en el muro CSM. (a) Fuerzas cortantes; (b) Momento Flectores.

En la Figura 59 y la Figura 60, se visualiza la variación de las fuerzas axiales y de los momentos flectores actuantes sobre el muro CSM a lo largo de las distintas etapas de construcción. En la alternativa con muros CSM, se observa que la máxima fuerza cortante se presenta a una profundidad de 5.8 m y durante la fase 6, es decir en la etapa de activación del segundo nivel de anclajes. En cambio, el momento flector máximo ocurre a una profundidad de 2.9 m correspondiente a la fase 5, la cual es la etapa de la segunda excavación y rebajamiento del nivel freático.

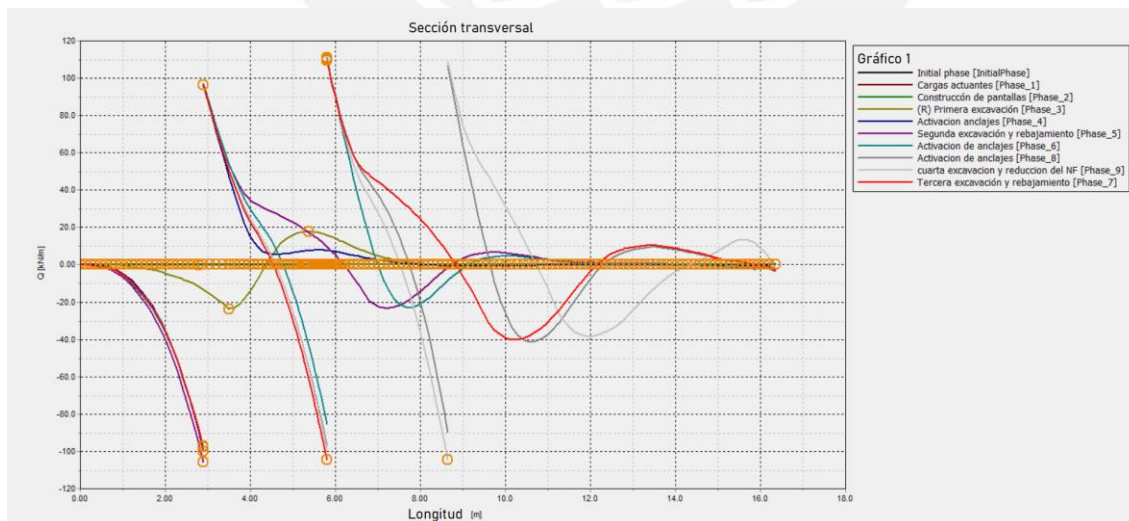


Figura 59: Fuerzas cortantes en el CSM por etapa de construcción

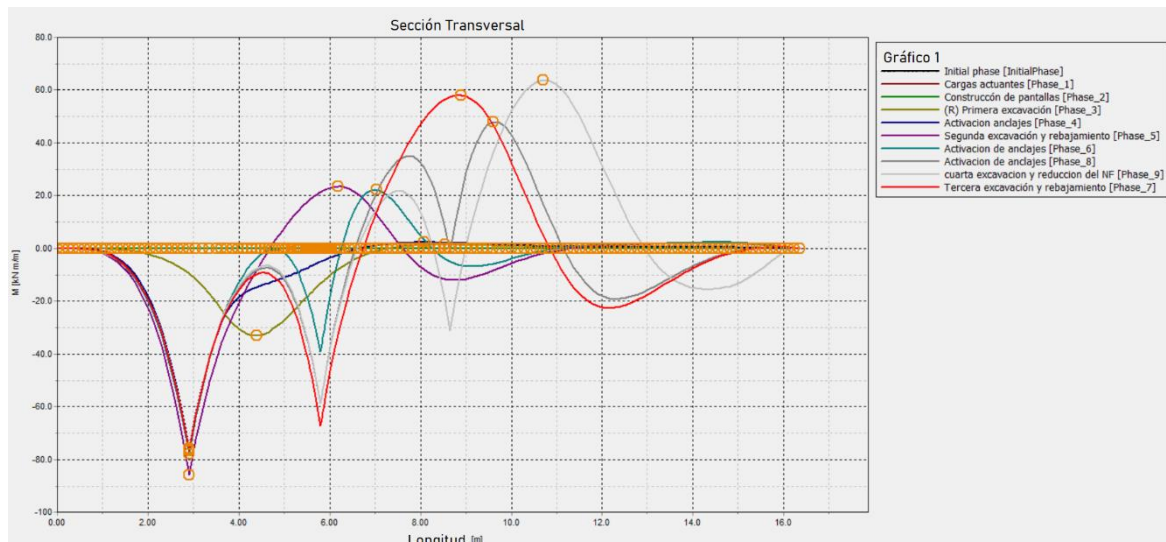


Figura 60: Momentos flectores en el muro CSM por etapa de construcción

### 6.4.3. Cálculo de filtraciones y comprobación por inestabilidad hidráulica

#### Cálculo de filtraciones

De igual forma que en la alternativa con muros pantalla, en sección se detallará el análisis de infiltración obtenido mediante el programa Plaxis. En la Figura 61 se observa la red de flujo bidimensional para la alternativa con muros CSM. Este gráfico representa mediante flechas de color azul la dirección del flujo de agua desde trasdós a intradós de la pantalla. Asimismo, el programa Output de Plaxis determina de forma automática los valores máximos de caudal de infiltración y de gradiente hidráulica, los cuales corresponden a 11.49 m<sup>3</sup>/día y 1.612 respectivamente.

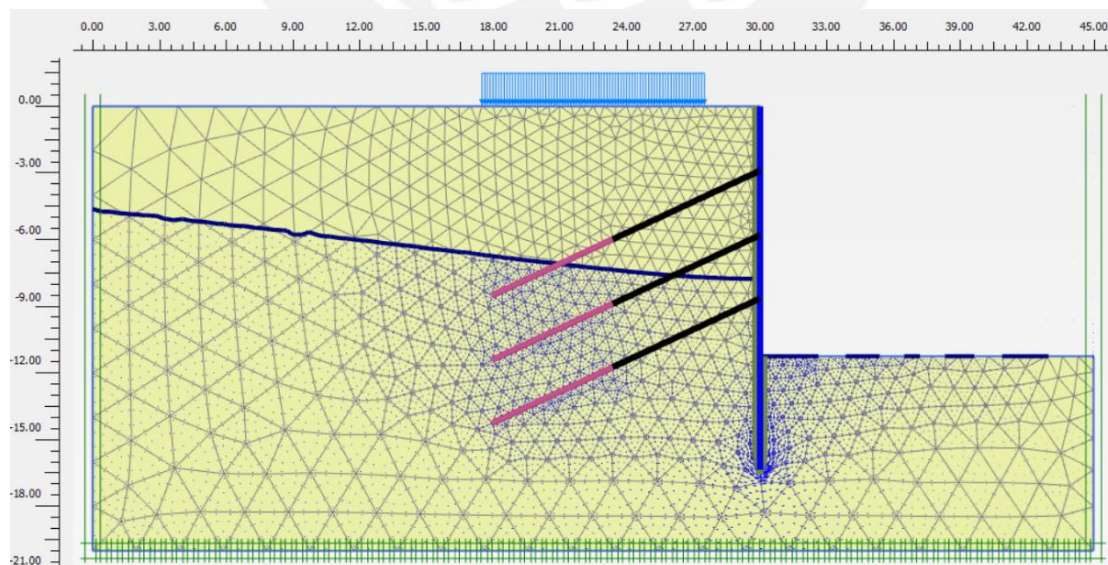


Figura 61: Red de flujo bidimensional en una excavación con muro CSM.

### **Comprobación por inestabilidad hidráulica**

Como se mencionó, si bien existen las inestabilidades hidráulicas por sifonamiento y por rotura de fondo, solo se analizará el fenómeno por sifonamiento. Ello debido a que el fenómeno por rotura de fondo ocurre especialmente en suelos cohesivos ubicados encima de estratos de suelos granulares, y la estratigrafía únicamente está conformada por una arena densa libre de finos. En cambio, como el fenómeno por sifonamiento ocurre principalmente en suelos granulares será necesario comprobar que este tipo de inestabilidad no se presente en la alternativa con muros CSM.

La **Tabla 20** resume los cálculos llevados a cabo para determinar el factor de seguridad debido al fenómeno de sifonamiento. De igual forma que en muros pantalla, en la verificación por sifonamiento se consideró el caso más conservador, es decir, no se tomó en consideración el rebajamiento del nivel freático. Como resultado se obtuvo un factor de seguridad igual a 3.63, lo cual comprueba la verificación por sifonamiento. La similitud de los resultados obtenidos entre ambas alternativas se debe principalmente al uso de la misma geometría, puesto que se consideraron la misma longitud libre del muro y similar longitud de empotramiento en el terreno.

**Tabla 20:** Factor de seguridad por sifonamiento en muro CSM.

TIPO DE MURO	Peso específico terreno natural kN/m <sup>3</sup>	Peso específico del agua kN/m <sup>3</sup>	Peso específico sumergido kN/m <sup>3</sup>	Pérdida de potencial hidráulico $\Delta h$ m	Empotramiento pantalla e m	Gradiente crítico	Gradiente existente	FS sifonamiento
CSM	18	10	8	6.55	5.1	0.80	0.55	3.63

# CAPÍTULO 7

## COMPARACIÓN TÉCNICA Y ECONÓMICA

### 7.1. Comparación económica

#### 7.1.1. Propuesta de diseño con muro pantalla

Para determinar el presupuesto de la alternativa con muros pantallas se evaluó la construcción de un muro de 16.35 m de profundidad con un largo de 24.0 m y un espesor de 0.50m. Asimismo, algunas consideraciones que se tomaron en cuenta para realizar la cotización de la propuesta fueron las siguientes:

- Un muro pantalla con un espesor de 0.50 m, y un ancho de barrette neto de 2.60 m.
- El ancho de la herramienta trench cutter fue de 2.80 m, con una mordida de 0.20 m.
- El rendimiento promedio estimado de ejecución de los barretes fue de 3.50 por día. El costo aproximado de excavación por m<sup>2</sup> fue de \$350.64, no incluye el acero de refuerzo.
- El costo por viga de amarre fue de \$150.65/m, el cual fue tomado de referencia de CYPE Ingenieros (s.f.).
- Los precios por instalación y compra de anclajes fueron obtenidos del estudio llevado a cabo por Rengifo (2015).
- La cantidad de lodo bentonítico a utilizar fue igual al volumen neto de la excavación realizada para la construcción del muro pantalla.
- En esta propuesta se utilizaron en total 2 filas de anclajes espaciados a 1.2m, por lo cual número total de anclajes a considerar fue de 40.

**Tabla 21:** Cotización para la propuesta con muro pantalla.

MURO PANTALLA						
Ítem	Descripción	UND.	Precio Unitario	CANT.	Precio Total	% respecto al precio final
1	Muro pantalla	\$/m <sup>2</sup>	350.64	392.4	\$ 137,591.14	48.3%
2	Anclajes	\$	1137.5	40	\$ 45,500.00	16.0%
3	Viga de coronación	\$/m	150.65	24	\$ 3,615.60	1.3%
4	Concreto premezclado	\$/m <sup>2</sup>	353.81	196.2	\$ 69,417.52	24.4%
5	Lodo bentonítico	\$/m <sup>3</sup>	145.16	196.2	\$ 28,480.39	10.0%
					\$ 284,604.65	

### 7.1.2. Propuesta de diseño con Cutter Soil Mixing

En alternativa con muros CSM, para el presupuesto se consideró la construcción del mismo de sostenimiento que en el caso con muros pantallas, pero con un espesor de 0.50m. Algunas consideraciones importantes para determinar la cotización de esta alternativa fueron las siguientes:

- Un muro de CSM con un espesor de 0.55 m, y un ancho de barrette neto de 2.20 m.
- El ancho de la herramienta trench cutter fue de 2.40 m, con una mordida de 0.20 m.
- El rendimiento promedio estimado de ejecución de los barretes fue de 5 por día.
- El costo aproximado de excavación por m<sup>2</sup> fue de \$209.62, no incluye el acero de refuerzo.
- En la construcción de muros de CSM no se consideran vigas de amarre ya que el equipo encargado del manejo del cortador BCM es muy rígido y limita al máximo los desplazamientos.
- Los precios por instalación y compra de anclajes fueron obtenidos del estudio llevado a cabo por Rengifo (2015).
- La dosificación de la lechada de cemento fue obtenida a través de los valores promedios propuestos por Bauer (2009).
- Asimismo, los precios de cemento, bentonita y agua fueron obtenidos de CYPE Ingenieros (s.f.).
- En esta propuesta se utilizaron en total 3 filas de anclajes espaciados a 1.2m, por lo cual número total de anclajes a considerar fue de 60.

**Tabla 22:** Cotización para la propuesta con muro CSM.

MURO CSM						
Ítem	Descripción	UND.	Precio Unitario	CANT.	Precio Total	% respecto al precio final
1	Muro CSM	\$/m2	209.62	392.4	\$ 82,254.89	43.6%
2	Anclajes	\$	1137.5	60	\$ 68,250.00	36.2%
3	Lechada de cemento	\$/m3	176.8	215.82	\$ 38,156.98	20.2%
					\$ 188,661.86	

## 7.2. Comparación técnica

### 7.2.1. *Discusión del análisis de deformaciones*

En el entorno de excavaciones ejecutadas con sistemas de sostenimientos como los muros pantallas y los muros CSM, se inducen movimientos como consecuencia de la deformación progresiva del muro. Estas deformaciones aumentan a medida que progresa el proceso de excavación. Por tal motivo es necesario evaluar y en algunos casos considerar medidas para limitar el orden de magnitud de estos posibles movimientos, de tal forma que los desplazamientos generados por la excavación resulten menores que los desplazamientos admisibles. De esta manera se preserva la integridad estructural del proyecto y de las edificaciones vecinas.

De igual modo con las deformaciones horizontales en los muros, se inducen deformaciones verticales en el terreno como respuesta a los cambios del estado tensional inicial. Esto genera un reacomodo del estrato de suelo en la zona del trasdós hasta alcanzar una nueva situación de equilibrio.

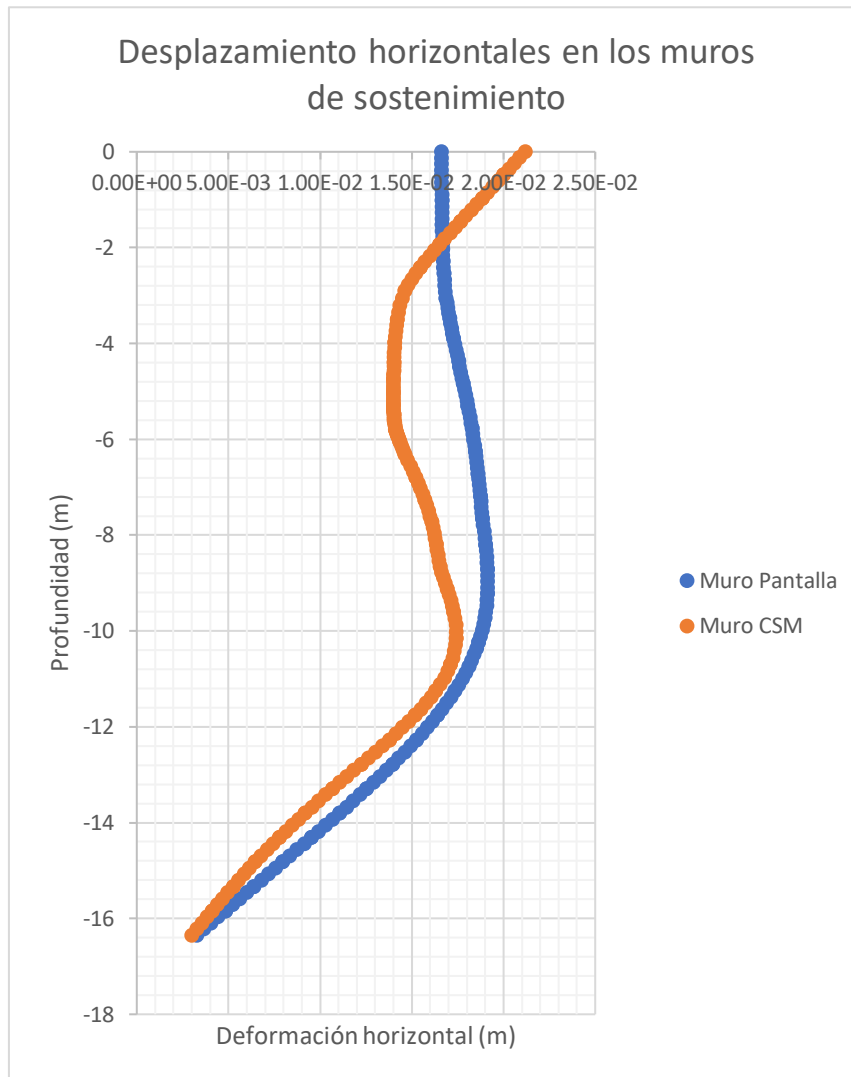
Existen diferentes referencias que determinan las deformaciones máximas horizontales y verticales generadas en los muros de sostenimiento y en el terreno, por ejemplo, algunas de ellas son Peck (1969), Clough & O'Rourke (1990), Hsieh & Ou (1998), Fernie & Sucking (1996), Oteo et al. (2003), entre otros. Sin embargo, para este análisis se utilizarán los valores admisibles considerados en la construcción del Metro de Madrid, debido a que las referencias anteriormente mencionadas son empíricas y presentan limitaciones como el tipo de suelo en análisis y la profundidad máxima de excavación. La **Tabla 23** muestra los valores admisibles de las deformaciones verticales y las deformaciones horizontales consideradas para la construcción del Metro de Madrid. Asimismo, se indican las deformaciones obtenidas para los sistemas de sostenimientos propuestos con muros pantallas y con muros CSM. Además, es importante mencionar que la profundidad de excavación fue de 11.25 m, por ello el valor admisible de la deformación horizontal de los muros de sostenimiento es como máximo el 0.3% de este número, con lo cual se obtuvo un desplazamiento máximo admisible igual a 33.75 mm.

**Tabla 23:** Valores admisibles y deformaciones obtenidas con los sistemas de sostenimiento de muros pantallas y muros CSM.

	Tipo de edificación o estructura	Asiento máximo (mm)	Deformación horizontal máxima (mm)
Valores admisibles	Estructura porticada de concreto armado	20.00	33.75
Valores demandados	Muros pantallas	16.09	19.13
	Muros CSM	16.67	21.17

De los resultados mostrados en la **Tabla 23**, se observa que los asientos máximos obtenidos en trasdós del muro de sostenimiento son menores que el asentamiento máximo admisible, tomado como referencia de la construcción del Metro de Madrid. Esto aplica tanto para los muros pantallas y los muros de CSM, además, se visualiza que el mayor valor de asiento se obtuvo en la alternativa planteada con muros CSM. Ello se debe principalmente a la diferencia entre las dos alternativas de los valores de rigidez a flexión y de rigidez a esfuerzos normales, los cuales a su vez están relacionados con el módulo de elasticidad.

Por ejemplo, en el caso del muro pantalla el módulo de elasticidad fue igual a  $2.75E+06$  kN/m<sup>2</sup>, mientras que en el caso del muro CSM, el valor del módulo de elasticidad fue de  $2.9E+05$  kN/m<sup>2</sup>, esto representa la décima parte del módulo de elasticidad del muro pantalla. La diferencia entre valores se debe a la distinta composición de los materiales que conforman el muro, puesto que el muro pantalla está conformado por concreto armado, en cambio el muro CSM está compuesto por una mezcla de suelo más lechada de cemento. Asimismo, si bien los asentamientos obtenidos son similares, estos hubieran sido de mayor magnitud en la alternativa con muros CSM si solo se hubieran considerado dos filas de anclajes. A modo gráfico se presenta la *Figura 62* en donde se observan los desplazamientos horizontales obtenidos en el muro pantalla y en el muro de CSM.



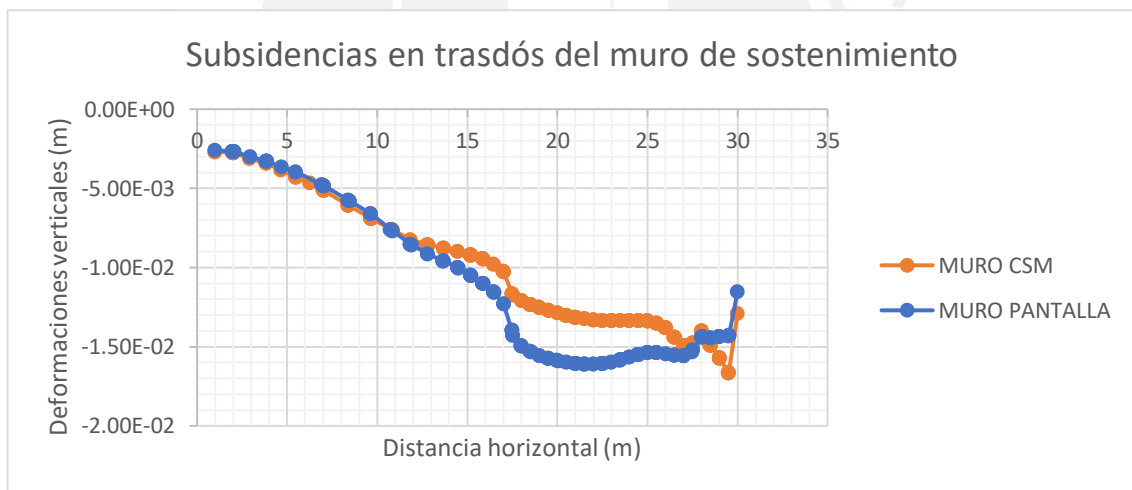
*Figura 62:* Historia de desplazamientos horizontales en el muro pantalla y en el muro de CSM (Configuración final)

De la *Figura 62* se visualiza que el máximo desplazamiento obtenido en el muro de CSM ocurre al nivel de la superficie. Los desplazamientos son uniformes hasta la profundidad de -3.0 m, luego del cual las deformaciones aumentan considerablemente hasta el nivel de la superficie. Esto es ocasionado por la ubicación de las filas de anclajes, los cuales restringen el movimiento horizontal en gran parte del muro CSM. Sin embargo, la primera fila de anclajes al estar ubicada en la profundidad de -2.9 m, y al no haber alguna restricción del desplazamiento desde la profundidad 0 hasta la profundidad -2.9m, el muro de CSM actúa en voladizo en esta sección.

Por otro lado, se visualiza que en la alternativa con muros pantallas, la máxima deformación ocurre a una profundidad de -8.96 m. En esta solución únicamente se consideraron dos filas de anclajes, por ello no hubo mucha restricción de los desplazamientos hasta después de la profundidad de -12.0 m. En tal profundidad se implementa la primera activación de filas de

anclajes y de igual modo se implementan anclajes en la profundidad de -3.0 m, por lo cual los desplazamientos son restringidos y estabilizados. Si bien la primera fila de anclajes en ambas alternativas está ubicada cerca de la profundidad de -3.0 m, el muro pantalla no presenta grandes deformaciones en el tramo 0m a -3.0m en comparación con el muro CSM. Ello debido principalmente a la rigidez del muro pantalla, la cuál es 7 y 8.6 veces mayor en rigidez a flexión y en rigidez a esfuerzos normales, respectivamente, que en el muro CSM.

En la *Figura 63* se muestra las deformaciones verticales obtenidas en trasdós del muro de sostenimiento, en otras palabras, los asentamientos ocasionados en las edificaciones vecinas producto de la excavación del terreno. En ambas alternativas se obtuvieron asentamientos menores que el valor admisible de 33.75 mm. El mayor valor de deformación vertical fue de 22.25 mm, esto se obtuvo para la alternativa con muros de CSM. Las deformaciones verticales se encuentran correlacionadas con los desplazamientos horizontales de los muros, es decir, a mayores desplazamientos horizontales en los muros de sostenimiento se generan mayores deformaciones verticales en el terreno. Esto se debe principalmente al reacomodo de las partículas producto del cambio de estado tensional inicial.



*Figura 63:* Historia de deformaciones verticales en trasdós del muro de sostenimiento

A modo de análisis se determinaron los desplazamiento verticales y los desplazamientos horizontales obtenidos mediante las formulaciones propuestas por Peck (1969), Clough & O'Rourke (1990) , Hsieh & Ou (1998), Fernie & Sucking (1996), Oteo et al. (2003). De este modo se busca validar los resultados conseguidos con el programa Plaxis. En la **Tabla 24** se presenta las deformaciones obtenidas tomando como referencia los autores anteriormente mencionados; además, se indica el error conseguido comparando estos resultados con los valores de deformaciones obtenidos del programa Plaxis.

**Tabla 24:** Cuadro comparativo de las deformaciones obtenidas por distintos autores y con el programa Plaxis.

	Desplazamientos estimados		Muro pantalla		Muro CSM	
	Desplazamiento horizontal máximo (mm)	Desplazamiento vertical máximo (mm)	Error $\delta H$ (%)	Error $\delta V$ (%)	Error $\delta H$ (%)	Error $\delta V$ (%)
Peck (1969)	0.0	168.8		959%		877%
Clough & O'Rourke (1990)	22.5	16.9	19%	6%	1%	-2%
Fernie & Suckling (1996)	22.5	16.9	19%	6%	1%	-2%
Hsieh & Ou (1998)	33.8	27.0	78%	69%	52%	56%
Oteo et al. (2003)	112.5	16.9	494%	6%	406%	-2%

De la **Tabla 24** se observa que los desplazamientos horizontales y los desplazamientos verticales determinados con las formulaciones propuestas por Peck (1969), son excesivamente mayores en comparación con los desplazamientos obtenidos con el programa de elementos finitos. Asimismo, se visualiza que las deformaciones determinadas con los métodos propuestos por Clough & O'Rourke (1990) y Fernie & Sucking (1996) son similares entre sí. Además, dichos métodos son las que más se aproximan a las obtenidas con Plaxis, con un porcentaje de error que oscila entre 1% a 19% para deformaciones horizontales y un porcentaje de error entre -2% a 6% para los asientos en trasdós del muro. Las deformaciones calculadas con las formulaciones de Hsieh & Ou (1998) también pueden considerarse como conservadoras debido al alto porcentaje de error, el cual oscila entre 52% a 78%. Finalmente, los resultados obtenidos por Oteo et al. (2003) muestran deformaciones horizontales excesivas en los muros de sostenimiento; sin embargo, los deformaciones verticales son similares a las obtenidas con Plaxis.

### **7.2.2. Discusión de las fuerzas y los momentos actuantes en el muro de sostenimiento**

La presente tesis no tiene como finalidad diseñar y detallar el acero de refuerzo necesario en los muros de sostenimiento. Sin embargo, es fundamental estimar la factibilidad de las cuantías de acero requeridas de acuerdo a los momentos flectores y las fuerzas cortantes que actúan sobre el muro pantalla y el muro de CSM. De esta forma, se busca que el diseño y la evaluación geotécnica estén adecuadamente planteados.

Los valores máximos de fuerzas cortantes correspondientes a los muros de sostenimientos no presentan una gran diferencia entre sí. Por ejemplo, con el muro pantalla se obtuvo una cortante máxima de 156.4 KN/m y con el muro de CSM se obtuvo un valor de 110.9 KN/m. Sin embargo, si se visualiza una diferencia considerable entre los máximos valores de momentos flectores, los cuales fueron del orden de magnitud de 237.7 kNm/m y de 86.07

KNxm/m para los muros pantallas y los muros de CSM, respectivamente. La diferencia entre los momentos y las fuerzas cortantes entre ambas alternativas se puede observar con mayor detalle en la *Figura 64*, en donde se visualiza las envolventes con los valores máximos y los valores mínimos de fuerzas cortantes y de momentos flectores.

Del análisis del diagrama de fuerzas cortantes se observa que los máximos valores de corte aparecen a profundidades de -2.9 m, -5.8 m y -8.6 m para la alternativa con muros de CSM. En cambio, para la alternativa con muros pantallas se visualiza que los valores máximos de fuerzas cortantes aparecen a profundidades de -3.1 m y -7.65 m. La ocurrencia de estos máximos valores se debe a la presencia de los anclajes en tales profundidades. Los anclajes al estar tensados por una carga considerable (260KN) cambian el sentido de aplicación de la fuerza cortante en el muro de sostenimiento. Asimismo, se observa que el mayor valor de fuerza cortante ocurre en los muros pantallas en comparación con los muros de CSM. Ello se debe a la menor cantidad de anclajes que posee el muro pantalla, en total 2 anclajes por sección, espaciador transversalmente cada 1.2 m. Los anclajes debido a su gran rigidez cumplen la función de distribución de esfuerzos, por ello una mayor cantidad de anclajes disminuye la fuerza cortante que es creciente hacia el nivel de la superficie.

Del análisis del diagrama de momentos flectores se visualiza que el máximo valor del momento flector ocurrió a una profundidad de -10.7 m para la alternativa con muro pantalla y con muro de CSM. Sin embargo, como se mencionó hay una diferencia considerable entre los valores máximos de momentos flectores en ambas alternativas. En el análisis de la variación de los momentos flectores a lo largo de cada etapa de construcción (*Figura 51y Figura 60*) se observó que la instalación de los anclajes disminuye la magnitud del momento flector. Por ejemplo, para la alternativa de CSM conforme la excavación se realizaba, el momento flector a la altura del fondo de excavación aumentaba hasta que se instalaron los anclajes. Estos elementos evitaban la generación de momentos flectores de grandes magnitudes. Como la alternativa con muros pantallas solamente presentaba dos anclajes ubicados a 3.05 m y 7.65 m de profundidad, el momento flector que aparecía en el fondo de excavación iba acumulándose hasta alcanzar en la etapa final un valor de 237.7 KNxm/m.

Si bien los tres anclajes del muro de CSM permitieron disminuir considerablemente las fuerzas cortantes y los momentos flectores, es importante considerar que una fila mayor de anclajes genera mayores costos en el proyecto. Por lo ello, para una evaluación óptima no solo se deben tomar en consideración los aspectos técnicos sino también los aspectos económicos como los descritos en el acápite 7.1.

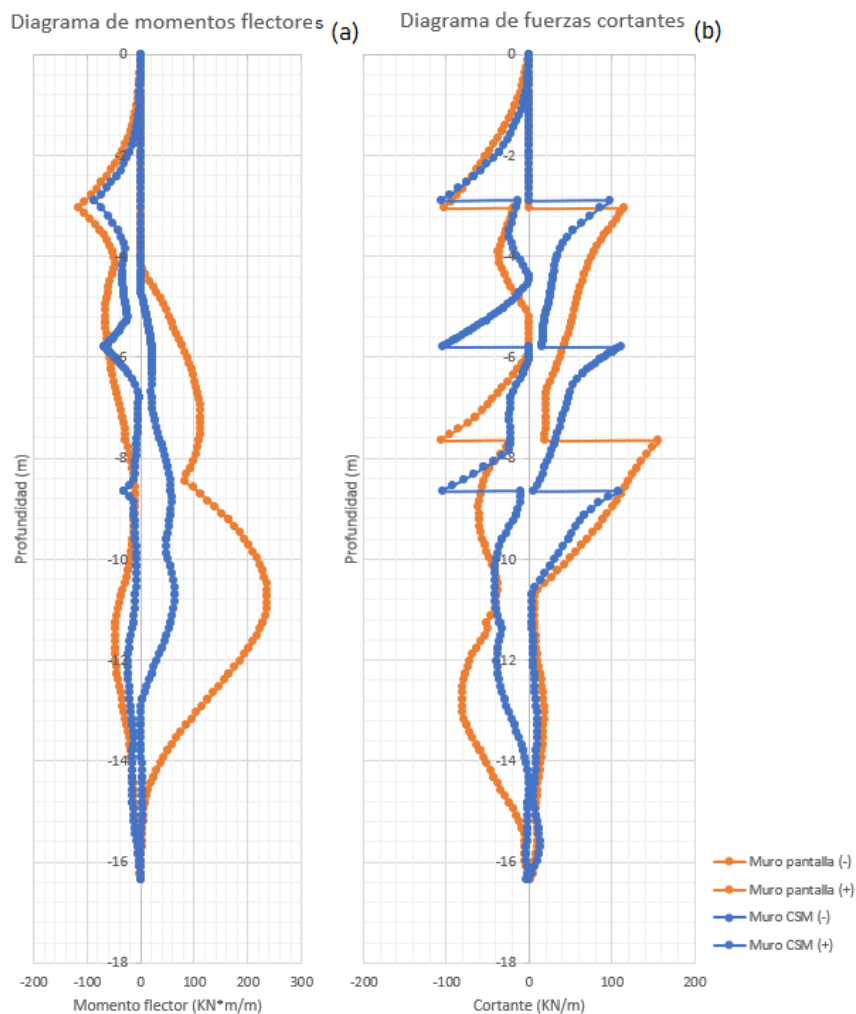


Figura 64: Diagrama en los muros de sostenimiento; (a) Diagrama de momento flector; (b) Diagrama de fuerzas cortantes.

### 7.2.3. Discusión del análisis de filtración

Del análisis de filtración desarrollado en el programa Plaxis tanto para las alternativas de muros pantallas y de muros de CSM, se observó que los mayores caudales actuantes fueron de  $11.49 \text{ m}^3/\text{día}$  y  $10.98 \text{ m}^3/\text{día}$ , respectivamente. Estos valores elevados de caudal se obtuvieron en el punto más profundo de la pantalla, por lo cual considerarlo sería erróneo. El caudal real que actúa en el fondo de excavación es de  $1.11 \text{ m}^3/\text{día}$  y  $1.16 \text{ m}^3/\text{día}$  para los muros de sostenimiento con pantallas y muros CSM, respectivamente. Esta misma corrección se aplicó en los resultados de los gradientes hidráulicos, los cuales tomaban valores máximos en el fondo del muro de sostenimiento. Los valores de los gradientes hidráulicos en el fondo de excavación fueron de 0.22 para ambas alternativas.

La construcción de sistemas de contención en excavaciones subterráneas en terrenos con presencia de nivel freático alto, en su mayoría son susceptibles a inestabilidades hidráulicas, por ello es importante evaluar la ocurrencia de estos fenómenos hidráulicos. El presente caso

de estudio corresponde a un terreno arenoso, por lo cual el principal problema de inestabilidad hidráulica es el sifonamiento. Para la evaluación de este fenómeno, como primer paso se debe determinar el gradiente hidráulico, el cual se define como la pérdida de energía por unidad de longitud.

El cálculo del gradiente hidráulico se puede realizar a través del programa Plaxis o también mediante los métodos empíricos descritos en el apartado 2.7.1. La **Tabla 25** muestra los valores de gradientes hidráulicos obtenidos con el programa Plaxis tanto para el muro pantalla y el muro de CSM. Además, a modo de comparación se determinaron los gradientes hidráulicos con los métodos empíricos. Asimismo, con el valor del gradiente hidráulico crítico ( $i_c$ ), el cual es igual a 0.80, se calculó el factor de seguridad por sifonamiento.

**Tabla 25:** Cálculo del factor de seguridad por sifonamiento.

Metodología	Gradiente hidráulico	FS sifonamiento
Plaxis (Muro pantalla)	0.22	3.64
Plaxis (Muro CSM)	0.22	3.64
Montalar (2009)	0.55	1.45
Ábaco Rodríguez et al. (1995)	0.80	1.00

De los resultados mostrados en la **Tabla 25** se observa que los valores de los gradientes hidráulicos obtenidos mediante el programa Plaxis son iguales tanto para el muro pantalla como para el muro de CSM. Esto se debe a que ambas soluciones poseen la misma geometría, es decir igual profundidad de excavación y misma altura de sistema de sostenimiento. Además, los resultados obtenidos con los métodos empíricos muestran valores de gradientes hidráulicos más conservadores. Ello probablemente se deba a que ambos métodos empíricos no toman en consideración el abatimiento del nivel freático generado por la construcción del sistema de sostenimiento. Ello trae consigo que el factor de seguridad por sifonamiento tome valores muy conservadores e inclusive cercanos a la unidad, lo cual indica cierto riesgo frente al fenómeno por sifonamiento.

### 7.3. Resumen comparativo

A modo de resumen se presenta la **Tabla 26** en donde se muestra los resultados obtenidos del análisis técnico y del análisis económico para las alternativas con sistemas de sostenimiento de muro pantalla y de muro CSM.

**Tabla 26:** Cuadro comparativo entre Muros Pantallas y Muros de CSM

Descripción	Cuadro Comparativo				Comparación de muros pantallas respecto a los muros de CSM
	Muro Pantalla		Muro CSM		
	CANT.	UND.	CANT.	UND.	
	Análisis Económico				
Costo	284604.65	\$	188661.864	\$	51%
	Análisis Técnico				
Deformación vertical	16.09	mm	16.67	mm	-3%
Deformación horizontal	19.13	mm	21.17	mm	-10%
Fuerza cortante	156.4	Kn/m	110.9	Kn/m	41%
Momento flector	237.7	Kn*m/m	86.07	Kn*m/m	176%
Caudal	1.11	m3/día	1.16	m3/día	-4%
Gradiente hidráulico	0.22	-	0.22	-	0%



# CAPÍTULO 8

## CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

### 8.1. Conclusiones

A continuación, se resume las principales conclusiones de esta tesis:

Los proyectos alrededor del mundo en donde implementaron la tecnología del CSM como sistema de sostenimiento demuestran que este método posee diversas ventajas y se adecúa apropiadamente a las condiciones del proyecto.

Por ejemplo, en la construcción del Hotel Montaigne, algunas de las principales preocupaciones fueron la presencia de un nivel freático alto y la cercanía del proyecto con edificaciones existentes. La solución con muros de CSM y apuntalamientos horizontales garantizó mínimas vibraciones y deformaciones (2 mm), durante y después de los trabajos de construcción. Además, el empotramiento de 3.0 m del muro de CSM en el terreno permitió la reducción del flujo de agua en el interior de la excavación.

En la construcción del edificio de la Avenida Elliot, el principal problema fue la presencia de agua subterránea contaminada con hidrocarburos y solventes cloratos. Por lo que, la implementación de muros de CSM representó una solución muy económica, debido a su rapidez de construcción y a que no fue necesario el bombeo de agua subterránea contaminada.

El uso de muros de CSM en la construcción del estacionamiento subterráneo Futurlagos representó una solución más económica y con menor impacto ambiental comparada con la solución propuesta inicialmente con muros de pilotes armados reforzados con jet grouting. Además, la aplicación del CSM permitió un comportamiento bastante satisfactorio en cuanto a la estabilidad y las deformaciones, así como la reducción del flujo de agua en el interior de la excavación.

De forma general, estos tres casos de estudios avalan la aplicabilidad del CSM como sistema de sostenimiento con ventajas técnicas, económicas y ambientales. Además, el uso del CSM representa una solución apropiada para las diferentes condiciones de terreno o problemáticas que caracterizan a los proyectos.

Del Capítulo 5, se concluye que el proceso constructivo de los muros de sostenimiento de CSM es simple, rápido, y cuenta únicamente con 4 etapas de construcción. Por lo cual no habría problema de implementarlo como sistema de sostenimiento en nuestro medio. La rapidez de

construcción se debe al alto rendimiento de ejecución de paneles de la hidrofresa. Por ejemplo, para muros de CSM, el rendimiento de ejecución de barretes es de 5 barretes por día, mientras que en muros de muros pantallas el rendimiento promedio es de 3.5 barretes por día. Asimismo, una de las ventajas del equipo del CSM es el sistema de control electrónico B-Tronic, el cual monitorea y registra el posicionamiento del cabezal de corte, la cantidad y la presión de la lechada, la inclinación de la hidrofresa, etc.

A través de la implementación del programa Plaxis, se concluye que el uso de este programa de elementos finitos cumple diversas con funciones que permiten resolver problemas complejos ingenieriles como el modelamiento de sistemas de sostenimiento y la excavación del terreno. Algunas de las funciones que se pueden realizar con Plaxis son los análisis de infiltración, el cálculo de las deformaciones, de los desplazamientos, de la estabilidad de un muro de sostenimiento, así como el cálculo de momentos flectores y fuerzas cortantes actuantes.

La comparación económica de las dos alternativas estudiadas muestra que el costo total con el sistema de sostenimiento conformado por muros pantallas (\$284,604.65) es mayor que la alternativa con muros de CSM (\$188,661.86) en aproximadamente un 50%. Esto a pesar de que en la alternativa con muros de CSM se consideraron tres filas de anclajes, mientras que en la alternativa con muros pantallas solo fueron necesarias 2 filas.

Por un lado, el presupuesto con muros pantallas está influenciado en gran medida por los costos de excavación con la cuchara bivalva (48.3%) y por el costo de compra de materiales como el concreto premezclado (24.4%). Por otro lado, en la cotización con muros de CSM se observó que el presupuesto está influenciado principalmente por la perforación con la hidrofresa (43.6%) y el costo de compra e instalación de anclajes (36.2%). La diferencia en ambas alternativas se debe a los costos de excavación y perforación con los equipos de la cuchara bivalva y de la hidrofresa, respectivamente, y a los costos de concreto premezclado y de lechada de cemento, ambos principales componentes de los muros de sostenimiento. El costo por excavación con la cuchara bivalva es un 67% mayor que los costos por perforación con la hidrofresa del CSM, mientras que el costo del concreto premezclado es un 81% mayor que los costos de lechada de cemento. Ambas partidas finalmente son las que generan una mayor influencia en el presupuesto final del proyecto.

Del análisis de deformaciones se observa que los desplazamientos horizontales y los asentamientos en trasdós del muro de sostenimiento son menores que los valores admisibles, tomados de referencia de la construcción del Metro de Madrid. Asimismo, se observa que los

asientos y las deformaciones horizontales son mayores en la alternativa con muros de CSM, esto a pesar de que en dicha alternativa se consideró un nivel más de anclajes que en la alternativa con muros pantallas.

Se concluye que la rigidez a flexión y la rigidez a esfuerzos normales de los muros de sostenimiento influyen en la selección del número de niveles de anclajes. Por ejemplo, la rigidez del muro pantalla fue 7 y 8.6 veces mayor en rigidez a flexión y en rigidez a esfuerzos normales, respectivamente, que en el muro de CSM. Esta diferencia generó que en el diseño final con muros de CSM se considerará un nivel más de anclajes que en el diseño propuesto con muros pantallas.

De la comparación entre las deformaciones obtenidas con Plaxis y las deformaciones obtenidas con los métodos empíricos se concluye que las formulaciones propuestas por Clough & O'Rourke (1990) y Fernie & Sucking (1996) son las que más se aproximan con los resultados del programa de elementos finitos. El error entre ambas formulaciones osciló entre -2% a 19%, además es importante señalar que los resultados con ambos métodos empíricos fueron idénticos. Esto se debe a que el método de Fernie & Sucking (1996) toma en consideración el estudio realizado por Clough & O'Rourke (1990) y solo hicieron modificaciones en la metodología para determinar las deformaciones en arcillas.

Las fuerzas cortantes actuantes en los muros de sostenimiento fueron mayores en la alternativa con los muros pantallas (156.4 kN/m) que en los muros de CSM (110.9 kN/m). La diferencia de fuerzas cortantes se debe a la presencia de las filas anclajes entre ambas alternativas. Los anclajes al estar pretensados a una carga de 260 kN, van en sentido contrario a los empujes del terreno por lo cual disminuyen el efecto de la fuerza cortante actuante sobre los muros de sostenimiento. La alternativa de CSM al poseer un nivel más de anclajes en comparación con los muros pantallas, genera una mejor distribución y menor aplicación de las fuerzas cortantes.

En el análisis de los momentos flectores se concluye que en el presente caso de estudio los momentos de mayor magnitud aparecieron en los muros pantallas (237.7 KN\*m/m). Otra observación importante es la ubicación del momento de mayor magnitud en los muros de sostenimiento, que por lo general se encontraba cerca al fondo de excavación o en el punto de instalación de los anclajes. Estos últimos elementos disminuían la aplicación de grandes momentos flectores sobre el fondo de excavación. Como los muros pantallas presentaban dos anclajes, el momento flector en el fondo de excavación fue incrementándose hasta alcanzar el valor de 237.7 KN\*m/m. En cambio, los anclajes en los muros de CSM inhibieron la formación

de grandes momentos flectores en el fondo de excavación, con lo cual el mayor momento fue de 86.07 KN\*m/m.

En lo concerniente al análisis de infiltración, los gradientes hidráulicos obtenidos para las dos alternativas planteadas son iguales a 0.22. Ello se debe a la similitud de la geometría del problema para ambos casos de estudio. Asimismo, para el valor de gradiente hidráulico de 0.22, se verifica la seguridad frente al sifonamiento en los muros de sostenimiento ( $FS=3.64$ ).

De la comparación, entre el gradiente hidráulico obtenido en Plaxis y los métodos empíricos se concluye que esta última metodología da como resultado valores muy conservadores. Esto es debido al efecto de abatimiento del nivel freático, el cual no se toma en consideración en los métodos empíricos, pero sí en el programa de elementos finitos.

A modo de síntesis, la implementación de los muros de CSM representa una solución con ventajas económicas ya que la cotización realizada para este caso de estudio presentó un ahorro de hasta el 50% utilizando esta metodología en comparación con los muros pantallas. Además, el uso de muros de CSM como sistema de sostenimiento posee también ventajas técnicas. En este estudio se evidenció que el diseño del sistema de sostenimiento con muros de CSM generó una menor aplicación tanto de momentos flectores y de fuerzas cortantes. Asimismo, las deformaciones y las subsidencias utilizando el sistema de CSM son mínimas y menores que los valores admisibles, con lo cual se asegura la estabilidad durante y después de la excavación. Finalmente, las conclusiones de este estudio verifican la aplicabilidad del CSM como sistema de sostenimiento de excavaciones subterráneas sobre suelos arenosos.

## **8.2. Recomendaciones**

-En vista que la presente tesis fue realizada en base a casos idealizados, se plantea la realización del mismo análisis, pero tomando como referencia un proyecto real en donde se haya aplicado la metodología del CSM.

-Siguiendo la misma línea del estudio de un proyecto real de CSM, sería muy adecuado utilizar equipos de instrumentación geotécnica que permitan determinar las deformaciones en los muros de sostenimiento y las subsidencias en trasdós de los muros. De esta forma se busca validar los resultados de las deformaciones obtenidas con el programa de elementos finitos.

-Se plantea continuar este estudio, pero aplicado en otros tipos de terrenos como arcillas o gravas, de este modo se podrá realizar un análisis técnico y económico en otros tipos de suelos.

-Se recomiendan plantear nuevas metodologías empíricas que permitan determinar deformaciones en los muros de sostenimiento y los asentamientos en trasdós de los muros pero que tomen en consideración el efecto de arriostramiento de los anclajes.



## REFERENCIA BIBLIOGRÁFICA

- Arnold, M., Beckhaus, K., & Wiedenmann, U. (2011). Cut-off wall construction using Cutter Soil Mixing: A case study. *Geotechnik*, 34(1), 11–21. <https://doi.org/10.1002/gete.201000021>
- Bauer. (2009). *Cutter Soil Mixing* (pp. 1–16).
- Brinkgreve, R. (2004). *Plaxis-Manual de Referencia* (p. 206). Delft University of Technology.
- Brinkgreve, R. B. J. (2002). Plaxis Version 8 Material Models Manual. *Plaxis*, 1–146.
- Brinkgreve, R., Zampich, L., & Manoj, N. (2019). PLAXIS CONNECT. In *PLAXIS CONNECT Edition V20* (No. 20; p. 60).
- Brunner, W. G., Fiorotto, R., Stötzer, E., & Schöpf, M. (2006). The innovative CSM-cutter soil mixing for constructing retaining and cut-off walls. *GeoCongress 2006: Geotechnical Engineering in the Information Technology Age*, 2006, 74. [https://doi.org/10.1061/40803\(187\)74](https://doi.org/10.1061/40803(187)74)
- Bustamante, M. (1986). Un método para el cálculo de los anclajes y de los micropilotes inyectados. *SEMESC*, 81–82.
- Cabellos, G. (2012). Análisis comparativo de la estabilización de taludes mediante el uso de muros anclados y calzaduras en la construcción de edificaciones [Pontificia Universidad Católica del Perú]. In *Pontificia Universidad Católica Del Perú* (Vol. 1). [http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/6097/ACOSTA\\_CARLOS\\_DISEÑO\\_MAQUINA\\_REBANADORA.pdf?sequence=1](http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/6097/ACOSTA_CARLOS_DISEÑO_MAQUINA_REBANADORA.pdf?sequence=1)
- Casusol, R. (2020). *Análisis comparativo de la capacidad de carga para un suelo granular empleando métodos analíticos y computacionales*. Pontificia Universidad Católica del Perú.
- Clough, G. W., & O'Rourke, T. D. (1990). Construction induced movements on in situ walls. *Design and Performance of Earth Retaining Structures*, 439–470.
- CYPE Ingenieros. (n.d.). *Generador de precios del Perú*. <http://generadorprecios.cype.es/>
- De Leon, M. (2014). *Análisis comaprativo de excavaciones con muros pantalla diseñados mediante el método de elementos finitos utilizando diferentes modelos constitutivos*. Universidad Politécnica de Cataluña.
- Deméneghi, A. (2000). *Método del elemento finito. Análisis lineal* (p. 47).
- Denies, N., Huybrechts, N., De Cock, F., Lameire, B., & Maertens, J. (2012a). SOIL MIX WALLS as retaining structures – Belgian practice. *ISSMGE-TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI, June*, 99–117.
- Denies, N., Huybrechts, N., De Cock, F., Lameire, B., Maertens, J., Vervoort, A., & Van Lysebetten, G. (2012b). SOIL MIX WALLS as retaining structures – mechanical characterization. *ISSMGE-TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS-GI, June*, 99–117.
- Denies, N. & Huybrechts, N (2012c). International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. In *International Symposium on Ground Improvement IS-GI Bruselas* (Vol. 3).
- Denies, N., Cock, F. De, Lameire, B., Maertens, J., Leeuw, J. De, & Hoefsloot, F. (2015). Design and Quality Control of Soil Mix Walls for Earth and Water Retaining Structures. *Deep Foundation Institute*, 35–44.
- Denies, N., Huybrechts, N., De Cock, F., Lameire, B., Maertens, J., & Vervoort, A. (2015).

- Large-scale bending tests on soil mix elements. *Geotechnical Special Publication, GSP 256*, 2394–2409. <https://doi.org/10.1061/9780784479087.222>
- Denies, N., Lysebetten, G. Van, Huybrechts, N., Cock, F. De, Lameire, B., Maertens, J., & Vervoort, A. (2014). Real-scale tests on soil mix elements. *Proceedings of the DFI-EFFC 11th International Conference on Piling and Deep Foundations, 2012*, 647–656.
- Devincenzi, M., & Frank, N. (2004). Ensayos Geotécnicos In Situ. *Igeotest*.
- Dik, I. (2017). Analysis of the capacity of a reinforcement detail in a soil-mix wall: An experimental and numerical approach. In *M.Sc. Thesis*. TuDelft.
- Dirección General de Carreteras MFIM. (2001). *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera*. 56.
- EN 1992-1-1. (2015). *Eurocódigo 2*.
- Federal Highway Administration [FHWA]. (1999). Ground anchors and anchored systems. *Notes and Queries, s12-XI(224)*, 87. <https://doi.org/10.1093/nq/s12-XI.224.87-e>
- Fernie, R., & Sucking, T. (1996). Simplified approach for estimating lateral wall movement of embedded walls in UK ground. *Geo Aspects of Underground Construction in Soft Ground*, 2, 131–136. [https://doi.org/10.1007/978-3-319-73568-9\\_174](https://doi.org/10.1007/978-3-319-73568-9_174)
- FHWA. (2013). Federal Highway Administration Design Manual: Deep Mixing for Embankment and Foundation. *Deep Mixig of Embankment and Foundation Support, october*, 228.
- Gerrensen, W., & Vohs, T. (2012). *CSM-cutter soil mixing-worldwide experiences of a young soil mixing method in soft soils*. 536–537. [https://doi.org/10.1007/978-3-319-73568-9\\_174](https://doi.org/10.1007/978-3-319-73568-9_174)
- Hsieh, P. G., & Ou, C. Y. (1998). Shape of ground surface settlement profiles caused by excavation. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(6), 1004–1017. <https://doi.org/10.1139/t98-056>
- Keller Group. (n.d.). *Muros pantalla*. <https://www.keller.com.es/experiencia/tecnicas/muros-pantalla>
- Laurate International Universities. (n.d.). *Cimentaciones*.
- Leach, C., & Gerressen, F. W. (2015). First known application of cutter soil mixing for support of a heritage Building. *Geotechnical Special Publication, GSP 256*, 554–568. <https://doi.org/10.1061/9780784479087.052>
- Lopez, R. A., Majewski, A., & Harvey, T. (2009). *Permanent Excavation Support in Urban Areas Using Cutter Soil Mixing Technology: Elliott Avenue Case History, Seattle, Washington*. 185–192. [https://doi.org/10.1061/41023\(337\)24](https://doi.org/10.1061/41023(337)24)
- Meyerhof, G. (1956). Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils. *Soil Mechanics and Foundations Division*, 2(1), 1–19.
- Ministerio de Vivienda Construcción y Saneamiento. (2018). Reglamento Nacional de Edificaciones. Norma E.050 Suelos Y Cimentaciones. *Diario El Peruano*, 22–68.
- Montalar, E. (2009). *Geotecnia, Ingeniería y Opinión*. <https://enriquemontalar.com/page/3/?s=pantalla&submit=Buscar>
- Moreno, J. (n.d.). Introducción al método de los elementos finitos (MEF). In *Modelización Numérica con PLAXIS 2D* (pp. 1–14).
- Neves, M., & Pinto, A. (2015). The use of CSM technology in permanent or temporary retaining structures with a cofferdam effect. *ICE Proceedings of the XVI ECSMGE Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development, ISBN 978-0-7277-6067-8*, 793–798. <https://doi.org/10.1680/ecsmge.60678>

- Nieto, A., Camacho, J., & Ruiz, E. (2009). Determinación de parámetros para los modelos elastoplásticos mohr-coulomb y hardening soil en suelos arcillosos. *Revista de Ingenierías: Universidad de Medellín*, 8(15), 75–91.
- Occupational Safety and Health Administration [OSHA]. (2011). OSHA Field Safety and Health Manual. *National Journal of Community Medicine*, 117–120.
- Ortuño, L., & Murillo, T. (2010). *Anclajes y bulones*.
- Oteo, C., Rodríguez, J. M., & Saavedra, F. (2003). Sobre los sistemas y parámetros geotécnicos de diseño en la ampliación del metro de Madrid. In *Revista de Obras Publicas* (Vol. 150, Issue 3429, pp. 49–67).
- Peck, R. B. (1969). Deep excavations and tunnelling in soft ground. *7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 225–290. [https://doi.org/10.1007/978-3-319-73568-9\\_174](https://doi.org/10.1007/978-3-319-73568-9_174)
- Peck, R. B., Hanson, W., & Thornburn, T. (1974). *Foundation Engineering* (Wiley (ed.); 2nd ed.).
- Peixoto, A., Matos, M., Sousa, E., & Gomes, P. (2012). *The application of Cutter Soil Mixing to an urban excavation at the riverside of Lagos, Portugal General description*. June, 11.
- Pezzotti, S., & Antico, F. (2007a). Aplicación a la mecánicas de sólidos. In *Introducción a la teoría de los elementos finitos* (p. 31).
- Pezzotti, S., & Antico, F. (2007b). *Introducción a la Teoría de Elementos Finitos*. 29. [http://www.ing.unlp.edu.ar/aeron/catedras/archivos/Introduccion a la Teoria de Elementos Finitos - 08.pdf](http://www.ing.unlp.edu.ar/aeron/catedras/archivos/Introduccion%20a%20la%20Teoria%20de%20Elementos%20Finitos%20-%2008.pdf)
- Pilotes Terratest. (2016). *Sistemas seguros de contención para excavaciones profundas*. 4. [https://issuu.com/pilotesterratestbolivia/docs/articulo\\_pilotes\\_julio](https://issuu.com/pilotesterratestbolivia/docs/articulo_pilotes_julio)
- Pilotest Terratest. (2018). *Catálogo de muros pantallas* (p. 12). [http://www.terratest.com.pe/tec3\\_muropantalla.html](http://www.terratest.com.pe/tec3_muropantalla.html)
- Pinto, A., Tomasio, R., Pita, X., Godinho, P., & Peixoto, A. (2011). *Ground Improvement Solutions using Cutter Soil Mixing Technology*. November.
- Potts, D., & Zdravkovic, L. (2001). *Finite element analysis in geotechnical engineering*. Thomas Telford.
- Potts, David, Axelsson, K., Grande, L., Schweiger, H., & Long, M. (2002). Guidelines for the use of advanced numerical analysis. In *Guidelines for the use of advanced numerical analysis*. Thomas Telford. <https://doi.org/10.1680/gftuoana.31258>
- Ramos, A. (2015). *Propuestas y análisis de alternativas constructivas para la mejora en el acabado de los muros anclados. Caso de proyecto de edificaciones en la ciudad de Lima*. (Vol. 1) [Pontificia Universidad Católica Del Perú]. [http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/6097/ACOSTA\\_CARLOS\\_DISEÑO\\_MAQUINA\\_REBANADORA.pdf?sequence=1](http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/6097/ACOSTA_CARLOS_DISEÑO_MAQUINA_REBANADORA.pdf?sequence=1)
- Rengifo, J. (2015). Muros anclados en arenas, análisis y comparación de técnicas de anclajes [Pontificia Universidad Católica del Perú]. In *Pontificia Universidad Católica Del Perú* (Vol. 1). [http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/6097/ACOSTA\\_CARLOS\\_DISEÑO\\_MAQUINA\\_REBANADORA.pdf?sequence=1](http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/bitstream/handle/20.500.12404/6097/ACOSTA_CARLOS_DISEÑO_MAQUINA_REBANADORA.pdf?sequence=1)
- Rodríguez, J. M., Serra, J., & Oteo, C. (1995). *Curso Aplicado de Cimentaciones* (Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid (ed.); Sexta edic.).
- Sanhueza, C. X. (2008). Criterios y parámetros de diseño para pantallas continuas en Madrid.

- Thesis Research*, 1–515. <http://oa.upm.es/1167/>
- Sfriso, A. (2004). *Introducción al método de los elementos finitos* (p. 14). <http://almec.files.wordpress.com/2007/10/resumen.pdf>
- Terashi, M., & Kitazume, M. (2011). QA/QC for deep-mixed ground: Current practice and future research needs. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Ground Improvement*, 164(3), 161–177. <https://doi.org/10.1680/grim.2011.164.3.161>
- Terashi, Masaaki. (2003). The State of Practice in Deep Mixing Method. *Grouting and Ground Treatment*.
- Topolnicki, M., & Trunk, U. (2006). *Einsatz der Tiefreichenden Bodenstabilisierung im Verkehrswegebau für Baugrund - verbesserung und Gründungen*. 0–24.
- Truty, A. (2008). Hardening Soil model with small strain stiffness (Course Notes). *Presentation (Course Notes)*, 0–5.



# ANEXOS



# ANEXO 1: ESTABILIDAD DE LOS MUROS DE SOSTENIMIENTO

La determinación de la estabilidad global del sistema de sostenimiento es importante para verificar si cumple con los requisitos de factores de seguridad establecidos por la norma C.

## Muros de CSM

Primera excavación del terreno: FS=2.00

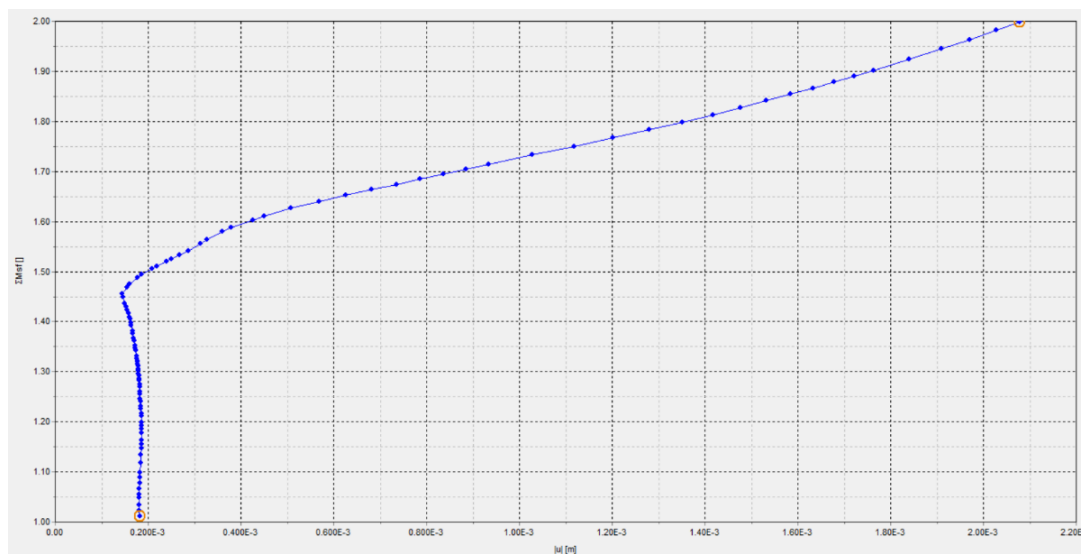


Figura 65: Factor de seguridad para la primera excavación con muros de CSM

Segunda excavación del terreno: FS=2.03

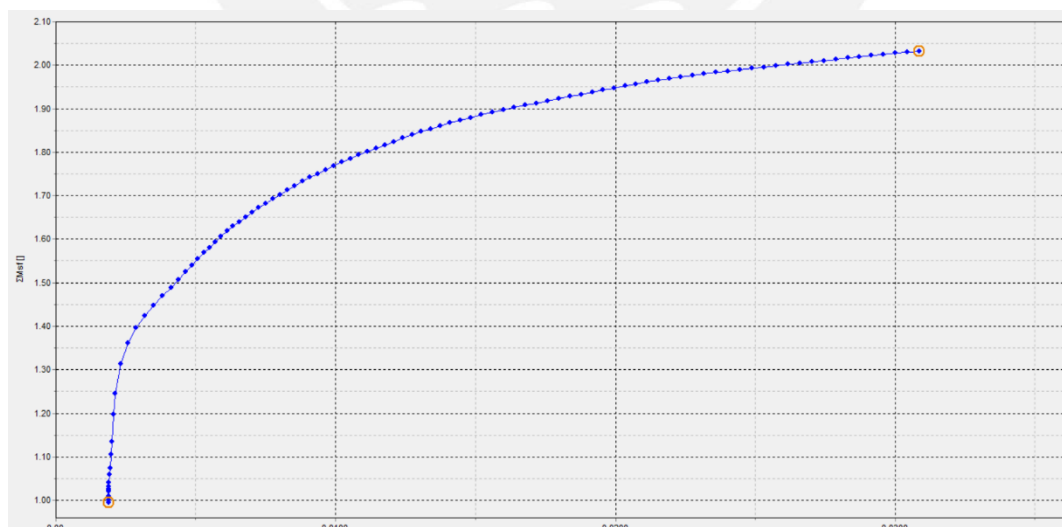


Figura 66: Factor de seguridad para la segunda excavación con muros de CSM

Tercera excavación del terreno: FS=1.51



Figura 67: Factor de seguridad para la tercera excavación con muros de CSM

Cuarta excavación del terreno: FS=1.40

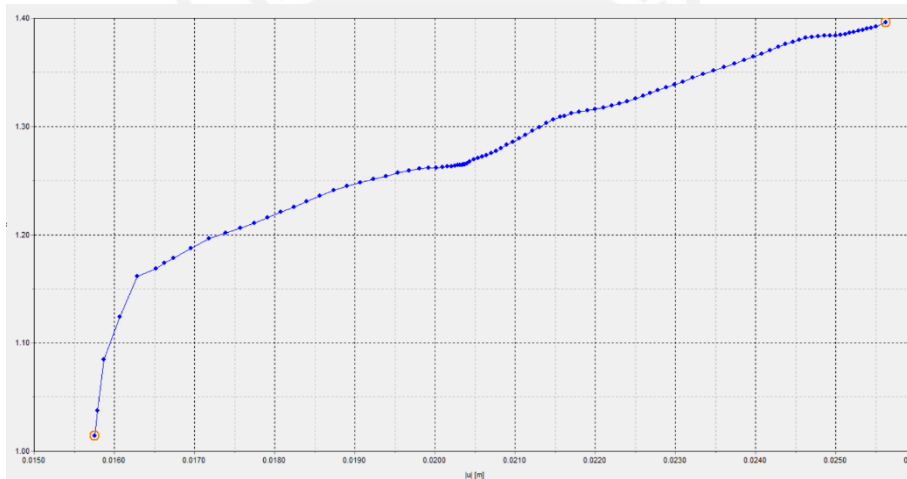


Figura 68: Factor de seguridad para la cuarta excavación con muros de CSM

### Muro pantalla

Primera excavación del terreno FS=2.40

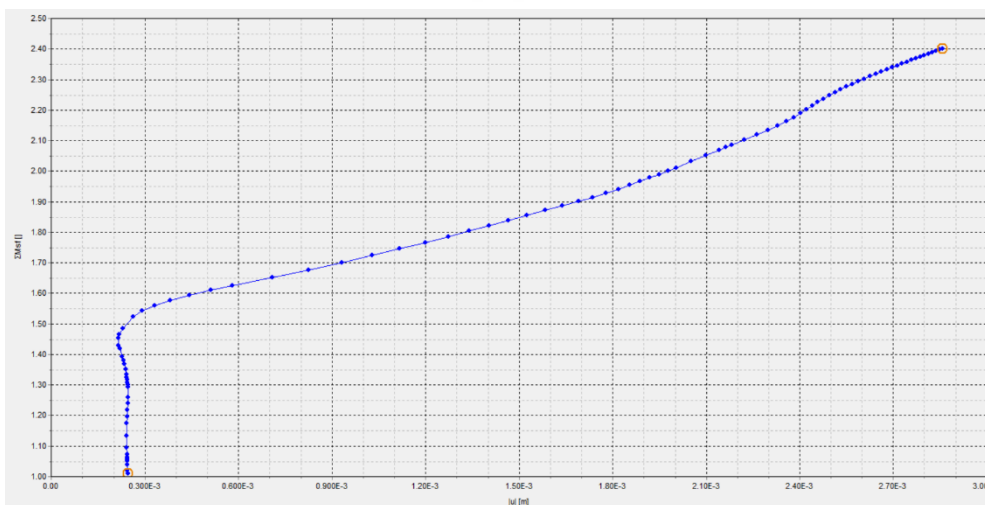


Figura 69: Factor de seguridad para la primera excavación con muros pantallas

### Segunda excavación del terreno FS=1.66

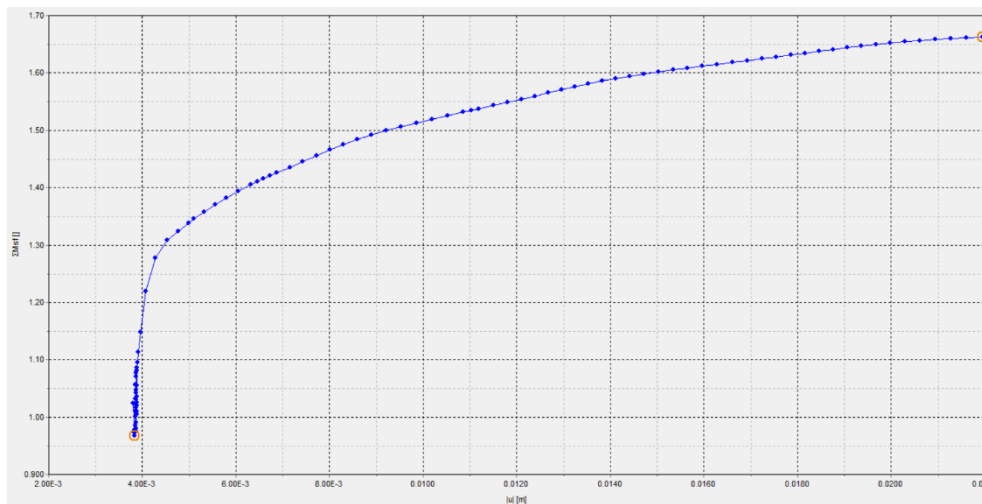


Figura 70: Factor de seguridad para la segunda excavación con muros pantallas

### Tercera excavación del terreno FS=1.38

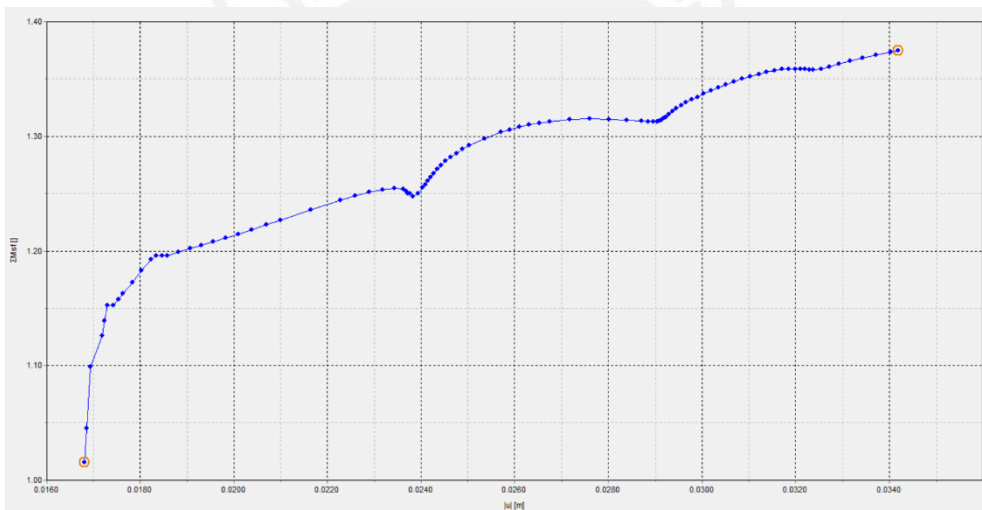


Figura 71: Factor de seguridad para la tercera excavación con muros pantallas

De la verificación de la estabilidad global con los muros de sostenimiento con el sistema de CSM y los muros pantallas, se demuestra que ambas soluciones no cumplen con el factor de seguridad mínimo requerido por la norma E 0.50 Suelos y Cimentaciones. Por lo cual se debe cambiar el diseño de los sistemas de sostenimiento como, algunas soluciones podrían ser el incremento de la longitud de empotramiento de los muros en el terreno o el aumentando la cantidad de cables por anclaje.

## ANEXO 2: ESTABILIDAD INTERNA DE LOS ANCLAJES

La guía de anclajes de la Dirección General de Carreteras [MFIM] (2001) del Ministerio de Fomento de España indica que para un adecuado comportamiento individual de los anclajes se deben evaluar las siguientes posibles fallas:

- Rotura parcial de la cabeza del anclaje por exceso de tensión
- Rotura del tirante a tracción y deslizamiento del mismo dentro del bulbo
- Pérdida de tensión en el anclaje por deslizamiento del bulbo contra el terreno

La evaluación de la estabilidad del propio anclaje se determina a través del siguiente procedimiento:

### Mayoración de las cargas actuantes:

La mayoración de las cargas actuantes se realiza mediante la siguiente ecuación:

$$P_{Nd} = F_1 * P_N \quad (26)$$

En donde  $P_N$  es la carga nominal del anclaje, el cual corresponde a 260 kN. El valor de  $F_1$  indica el coeficiente de mayoración, el cual es 1.50 para anclajes permanentes y 1.20 para anclajes provisionales. Reemplazando ambos valores se obtiene lo siguiente:

$$P_{Nd} = 1.2 * 260 = 312 \text{ kN}$$

### Comprobación de la tensión admisible del acero:

Como primer paso se minorra la tensión admisible en el tirante, de tal modo que se cumplan las siguientes condiciones:

$$P_{Nd} / A_T \leq f_{pk} / 1.25 \quad (27)$$

$$P_{Nd} / A_T \leq f_{yk} / 1.10 \quad (28)$$

En donde  $P_{Nd}$  es la carga nominal mayorada en el paso 1,  $A_T$  es el área de la sección del tirante,  $f_{pk}$  es el límite de rotura del acero del tirante y  $f_{yk}$  es el límite elástico del acero de tirante. En el diseño de los anclajes se consideró un área total del tirante igual a 8.4 cm<sup>2</sup>, un límite elástico y un límite de rotura igual a 1670 MPa y 1860 MPa, respectivamente. Con tales valores se comprobó la tensión admisible del acero.

$$312 / 8.4 \leq 1860 * 0.1 / 1.25$$

$$37.1 \text{ kN/cm}^2 \leq 148.8 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

$$312 / 8.4 \leq 1670 * 0.1 / 1.10$$

$$37.1 \text{ kN/cm}^2 \leq 151.8 \text{ kN/cm}^2 \text{ (Cumple)}$$

### Comprobación del deslizamiento del tirante en la lechada, dentro del bulbo:

La comprobación de la no ocurrencia de esta falla se realiza mediante una minoración de la adherencia límite entre el tirante y la lechada de cemento, por un coeficiente igual a 1.2.

$$\frac{P_{Nd}}{L_b * p_T} \leq \frac{\tau_{lim}}{1.2} \quad (29)$$

En donde  $\tau_{lim}$  es la adherencia límite entre el tirante y la lechada de cemento en megapascales. Este valor se puede determinar a través de la resistencia a la compresión de la lechada a los 28 días, mediante la siguiente ecuación:

$$\tau_{lim} = 6.9 * \left( \frac{f_{ck}}{22.5} \right)^{\frac{2}{3}} = 4 \text{ kN/cm}^2$$

$L_b$  es la longitud del bulbo, el cual es igual a 6.0 m. Asimismo, la expresión  $p_T$  indica el perímetro nominal del tirante, y se determina con la Ecuación 30:

$$p_T = 2 * \sqrt{\pi * A_T} \quad (30)$$

$$p_T = 2 * \sqrt{\pi * 8.4} = 10.3 \text{ cm}$$

Con los parámetros definidos de la Ecuación 29, se verifica la comprobación ante deslizamiento del tirante de la lechada, obteniendo lo siguiente:

$$\frac{312}{6 * 10^2 * 10.3} \leq \frac{4}{1.2}$$
$$0.05 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \leq 3.33 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

### Comprobación de la seguridad frente al arrancamiento

Para esta verificación se minoró la adherencia límite entre el estrato de suelo y el bulbo del anclaje. Con dicho resultado se obtiene la adherencia admisible  $a_{adm}$  y se deberá comprobar la siguiente formulación:

$$\frac{P_{Nd}}{\pi * D_N * L_b} \leq a_{adm} \quad (31)$$

La adherencia admisible ( $a_{adm}$ ) se calcula mediante la siguiente correlación empírica:

$$a_{adm} = a_{lim} / F_3 \quad (32)$$

En donde  $F_3$  es igual a 1.45 cuando se utilizan anclajes provisionales, para anclajes permanentes  $F_3$  será igual a 1.65. La expresión  $a_{lim}$  hace referencia a la adherencia límite, la cual se obtiene de la *Figura 72*. La gráfica de Ortuño & Murillo (2010) muestra 3 curvas para los métodos de inyección única (IU) y de inyección repetitiva (IR), las cuales correlacionan el número de golpes SPT y la adherencia límite. Esta gráfica engloba la investigación realizada

por Bustamante (1986) y las curvas propuestas por la Dirección General de Carreteras [MFIM] (2001). Para determinar la adherencia límite se debe conocer el número de golpes obtenido del ensayo SPT o el valor de la presión límite del ensayo presiométrico.

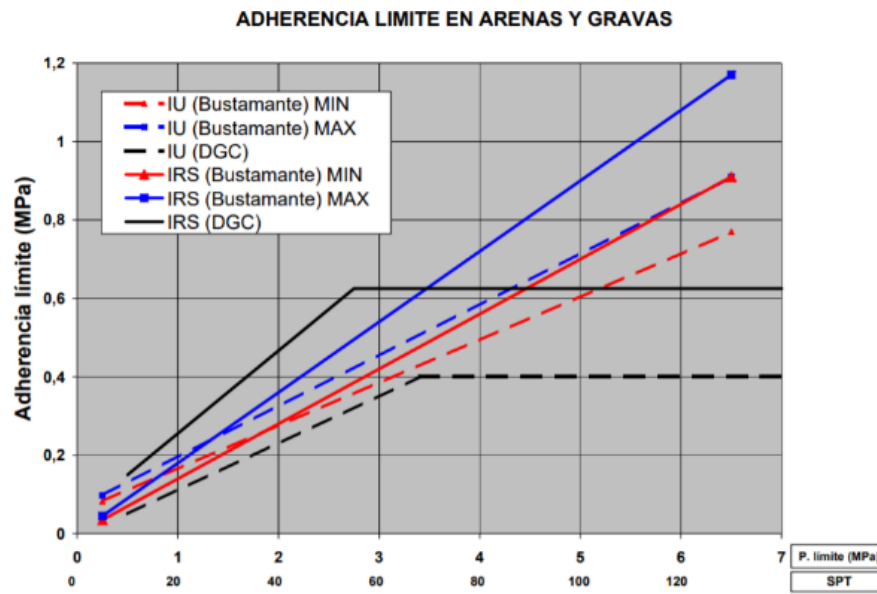


Figura 72: Cálculo de adherencia límite en arenas y gravados. Fuente: MFIM (2001).

Como el valor del número de golpes del ensayo SPT es desconocido, se utilizó la correlación de la gráfica de Devincenzi & Frank (2004), como se muestra en la Figura 65. Este gráfico presenta tres curvas obtenidas de los estudios de Peck et al. (1974) y Meyerhof (1956), con la cual se determina el ángulo de fricción de un suelo de acuerdo al número de golpes del ensayo SPT. El ángulo de fricción del estrato de suelo de arena densa, en donde se efectuará la excavación con muros de sostenimiento, es de  $36^\circ$  con lo cual se obtiene un valor promedio de SPT igual a 35 golpes.

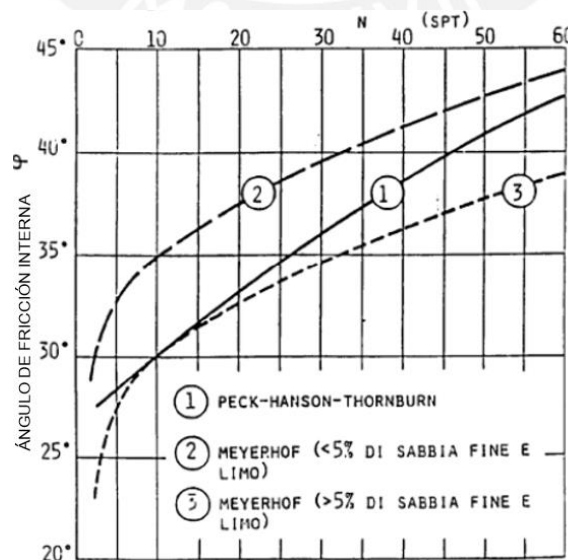


Figura 73: Gráfica número de golpes SPT vs ángulo de fricción. Fuente: Devincenzi & Frank (2004).

El tipo de inyección de anclaje depende del estrato del suelo, como el terreno consiste de una arena densa se consideró la Inyección Única (IU). Luego, con el número de golpes de SPT se obtiene un valor de adherencia límite ( $a_{lim}$ ) igual a 0.20 MPa. Con este último valor y conociendo el factor F3, el cual es igual a 1.45, se obtiene el siguiente valor de adherencia admisible ( $a_{adm}$ ):

$$a_{adm} = 0.22/1.45$$

$$a_{adm} = 0.152 \text{ MPa}$$

Luego, reemplazando los valores en la Ecuación 31, se comprueba la seguridad frente al arrancamiento, obteniendo el siguiente resultado:

$$312 * 10 / (\pi * 6 * 10^2 * 11.4) \leq 0.152$$

$$0.145 \leq 0.152$$



## ANEXO 3: DISEÑO ESTRUCTURAL DE LOS MUROS DE SOSTENIMIENTO

### Diseño por flexión

En el diseño estructural del sistema de sostenimiento se considera al muro como una viga vertical de concreto armado de ancho unitario. El diseño en concreto armado de la estructura se realizó de acuerdo a las recomendaciones propuestas por la NTE.060 y en el ACI 318-08. Esta última normativa recomienda un recubrimiento mínimo de 7.5 cm.

Refuerzo longitudinal mínimo por flexión:

Según el ACI 318-08 (10.5.1), en toda sección de concreto armado de un elemento sometido a flexión se requiere de un refuerzo de tracción que no deberá ser menor a la siguiente expresión:

$$A_s, \min = \frac{0.7 * f'_c * b * d}{F_y} \quad (33)$$

En donde  $f'_c$  es la resistencia a compresión del concreto, el cual es igual a 350 kg/cm<sup>2</sup> o la resistencia a compresión de la mezcla suelo-cemento, el cual es igual a 31.61 kg/cm<sup>2</sup>; b es la base unitaria; d es el peralte efectivo, este es igual a 0.50 m en muros pantallas e igual a 0.55 m en muros de CSM y  $f_y$  es el esfuerzo a fluencia del acero (4200 kg/cm<sup>2</sup>). Reemplazando en la Ecuación 33, se obtiene el siguiente resultado:

Sistema de sostenimiento con muro CSM

$$A_s, \min = \frac{0.7 * 31.6 * 1.0 * 0.55}{4200}$$

$$A_s, \min = 2.9 * 10^{-3} \text{ cm}^2$$

Sistema de sostenimiento con muro pantalla

$$A_s, \min = \frac{0.7 * 350 * 1.0 * 0.5}{4200}$$

$$A_s, \min = 2.9 * 10^{-2} \text{ cm}^2$$

Refuerzo longitudinal requerido por flexión:

Para determinar el refuerzo requerido por flexión, se utiliza la siguiente expresión

$$a * f'_c * b * 0.85 = A_s * f_y \quad (34)$$

En donde el valor de “a” se determina mediante la siguiente ecuación:

$$a = d - \sqrt{d^2 - 2 * \frac{Mu}{\phi * 0.85 * f'c * b}} \quad (35)$$

En el muro de sostenimiento de CSM, el momento último actuante fue de 12.28 ton\*m/m, por lo cual el refuerzo requerido se determina de la siguiente forma:

$$a = 47.5 - \sqrt{47.5^2 - 2 * \frac{12.28 * 10^3}{0.9 * 0.85 * 31.61 * 100}} = 0.11 \text{ cm}$$

$$0.11 * 31.61 * 100 * 0.85 = As * 4200$$

$$6.8 * 10^{-2} \text{ cm}^2 = As$$

Lo mismo se realiza para el sistema de sostenimiento con muros pantallas, en el cual el momento último actuante fue de 33.92 ton\*m/m:

$$a = 42.5 - \sqrt{42.5^2 - 2 * \frac{33.93 * 10^3}{0.9 * 0.85 * 350 * 100}} = 0.03 \text{ cm}$$

$$0.03 * 350 * 100 * 0.85 = As * 4200$$

$$0.21 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}} = As$$

Refuerzo longitudinal máximo por flexión:

Para determinar el refuerzo longitudinal máximo se aplica la compatibilidad de deformaciones, con el cual se determina en primera instancia el eje neutro para el acero balanceado. Luego se determina el acero máximo, el cual es el 75% del acero balanceado.

$$As_{max} = 0.75 Asb$$

Compatibilidad de deformaciones:

$$\frac{\varepsilon_s}{d-c} = \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (36)$$

En donde  $\varepsilon_s$  es el módulo de deformación del acero y  $\varepsilon_{cu}$  es el módulo de deformación del concreto o de la mezcla suelo cemento. En el muro de sostenimiento de CSM, el acero máximo se determina mediante la siguiente expresión:

$$\frac{0.0021}{47.5 - c} = \frac{0.003}{c}$$

$$c = 27.94 \text{ cm}$$

$$27.94 * 31.6 * 100 * 0.85 = Asb * 4200$$

$$17.87 \text{ cm}^2 = Asb$$

$$A_{max} = 17.87 * 0.75 = 13.4 \text{ cm}^2$$

Lo mismo se realiza para el sistema de sostenimiento con muros pantallas

$$\frac{0.0021}{42.5 - c} = \frac{0.003}{c}$$

$$c = 25 \text{ cm}$$

$$25 * 350 * 100 * 0.85 = A_{sb} * 4200$$

$$177 \text{ cm}^2 = A_{sb}$$

$$A_{max} = 177 * 0.75 = 132 \text{ cm}^2$$

Se verifica que los refuerzos longitudinales requeridos para el diseño estructural de los muros CSM y de los muros pantallas cumple con los límites máximos y mínimos de refuerzo.

#### **Diseño por cortante:**

Para elementos sometidos únicamente a esfuerzos cortante y flexión se tiene la siguiente expresión propuesta en el ACI 318-08 para calcular el aporte de la resistencia a cortante de la sección de concreto o de la mezcla suelo-cemento ( $V_c$ ) cuando las cuantías de acero son mayores a  $0.02 \text{ cm}^2/\text{m}$ :

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'_c} * b * d \quad (37)$$

Muros de CSM:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{31.6} * 55 * 100 = 16.39 \text{ ton/m}$$

Muros pantalla:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{350} * 50 * 100 = 49.58 \text{ ton/m}$$

Los cortantes últimos actuantes en los muros de CSM y muros pantallas son  $15.83 \text{ ton/m}$  y  $22.32 \text{ ton/m}$ . Estos valores indican que la sección de concreto y la sección de la mezcla suelo-cemento toman el cortante generados por el empuje del terreno y no requieren acero de refuerzo más que el mínimo indicado por la norma NTP0.60 (11.5.6.2).

$$A_{v \text{ min}} = 0.2 * \sqrt{f'_c} * b * s / f_y$$