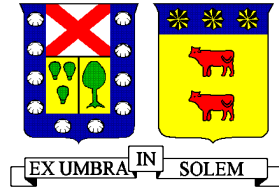


UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA  
DEPARTAMENTO DE OBRAS CIVILES  
VALPARAISO - CHILE



**VERIFICACIÓN DEL MÉTODO SIMPLIFICADO TRIDIMENSIONAL DE  
DEFORMACIONES  
Y MOVIMIENTOS DE TIERRA CAUSADO POR EXCAVACIONES.**

Memoria de Titulación presentada por  
DIEGO IGNACIO PERALTA MERY

Como requisito parcial para optar al título de  
Ingeniero Civil

Profesor Guía  
Miguel Petersen A.

Profesor Co-referente  
Oscar Taiba M.

Julio de 2017

## RESUMEN

En zonas urbanas, por lo general, las estructuras son apoyadas a través de fundaciones profundas. Al realizar excavaciones adyacentes es necesario evaluar el daño potencial de sus cimentaciones, siendo importante estimar los movimientos de suelo por debajo de la superficie, pues es una práctica habitual realizar excavaciones alrededor de edificaciones y estructuras subterráneas para la ejecución de nuevos proyectos. Al hacer excavaciones es necesario evaluar el daño que causan las deformaciones inducidas por la intervención en el terreno.

En la actualidad se utiliza el método de elementos finitos para determinar las deformaciones que sufre el suelo ante excavaciones adyacentes, que resulta ser un método complejo y lento de utilizar. Este trabajo tiene por objetivo verificar la aplicación de un método alternativo, para facilitar la evaluación de los movimientos de tierra y evitar el daño de las estructuras.

El método a estudiar (método simplificado tridimensional de deformaciones) es producto de una investigación realizada al proyecto del centro comercial Bloque 37 en Chicago - Estados Unidos, por Linglong Mu, Maosong Huang (2013), académicos de la universidad de Tongji - China. De los resultados de deformaciones laterales y asentamientos se realizó un análisis inverso y con un modelo en elementos finitos se calibró un conjunto de ecuaciones para predecir el movimiento del suelo.

Se propone verificar en base a cálculos y mediciones en terreno la validez del método simplificado tridimensional de deformaciones y movimientos de suelo causado por excavaciones. Específicamente, se propone verificar que los coeficientes del comportamiento del suelo determinen el desplazamiento lateral y asentamiento en cualquier punto.

La medición de deformaciones se realiza en un proyecto en ejecución en la ciudad de Reñaca, en cortes de terreno vertical. El sistema de contención adoptado corresponde a pilas de hormigón armado y muro de espesor de 15cm, arriostradas por dos líneas de anclajes postensados. Las pilas tienen un largo de 11.5 metros y están separadas entre sí a 2.5 metros de eje a eje, el largo total de las pilas estudiadas es de 15.5 metros considerando los últimos 4 metros de profundidad de hormigón sin armadura. Se dispone de instrumentos topográficos, tales como inclinómetros y estación total para realizar la medición de deformaciones y asentamientos del suelo. Además se realiza un modelo en 2D con el programa de elementos finitos PLAXIS. Pretendiéndose que el resultado de este trabajo avale y entregue una herramienta simple a los ingenieros civiles, y que facilite la estimación de los movimientos de suelo y así estudiar los potenciales daños a estructuras.

# INDICE

<b>1. INTRODUCCIÓN .....</b>	<b>7</b>
<b>2. OBJETIVOS .....</b>	<b>8</b>
2.1. OBJETIVOS GENERALES.....	8
2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	8
<b>3. MARCO TEÓRICO .....</b>	<b>9</b>
3.1. REGISTRO EN ACTIVIDADES DE CONSTRUCCIÓN .....	9
3.2. EMPUJES DEL SUELO .....	10
3.2.1 <i>Estados límite</i> .....	10
3.2.2 <i>Distribución de presiones</i> .....	12
3.2.3 <i>Interacción Suelo-Estructura, Método de Winkler</i> .....	16
3.3. DEFORMACIONES .....	17
3.4. PROPIEDADES DEL SUELO .....	18
3.4.1 <i>Cohesión y Ángulo de fricción</i> .....	18
3.4.1.1. Mohr-Coulomb .....	18
3.4.1.2. Diagrama p'-q .....	19
3.4.2 <i>Ángulo de dilatación</i> .....	20
3.5. MODELOS CONSTITUTIVOS .....	21
3.5.1 <i>Modelo elástico lineal</i> .....	21
3.5.2 <i>Modelos no lineales</i> .....	21
3.5.2.1. Mohr - Coulomb.....	21
3.5.2.2. Hardening soil model (HS) .....	22
3.5.2.3. Hardening soil model with small-strain stiffness (HSS).....	24
3.6. MÉTODO SIMPLIFICADO TRIDIMENSIONAL .....	26
3.7. MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS .....	32
3.7.1 <i>Descripción del método</i> .....	32
3.7.2 <i>PLAXIS 2D</i> .....	35
3.7.2.1. General .....	35
3.7.2.2. Interfase.....	36
<b>4. CASO EN ESTUDIO.....</b>	<b>37</b>
4.1. UBICACIÓN Y EMPLAZAMIENTO .....	37
4.2. CARACTERIZACIÓN DEL SUELO .....	39
4.3. PROCEDIMIENTO DE EJECUCIÓN DE MURO CON PILAS DISCONTINUAS .....	41
4.3.1 <i>Ejecución de pilas</i> .....	43
4.3.2 <i>Excavación a cota programada</i> .....	44
4.3.3 <i>Instalación tablonos y malla muro permanente</i> .....	45
4.3.4 <i>Tensado de anclajes</i> .....	45
4.3.5 <i>Shotcrete muro permanente</i> .....	46
4.4. TOPOGRAFÍA Y ETAPAS DE MEDICIÓN.....	47
<b>5. MEDICIONES EMPÍRICAS.....</b>	<b>49</b>
5.1. INSTRUMENTO DE MEDICIÓN DESPLAZAMIENTOS LATERALES .....	49
5.1.1 <i>Inclinómetro</i> .....	49
5.1.2 <i>Modelo del instrumento</i> .....	52
5.2. DESPLAZAMIENTO LATERAL .....	52
5.3. DESPLAZAMIENTO VERTICAL .....	55
<b>6. ANÁLISIS CON ELEMENTOS FINITOS.....</b>	<b>55</b>
6.1. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES .....	55
6.1.1 <i>Parámetros cable</i> .....	55
6.1.2 <i>Parámetros bulbo</i> .....	55
6.1.3 <i>Parámetros sección muro-pila</i> .....	56



6.1.4 Parámetros iniciales del suelo .....	56
6.1.5 Análisis de sensibilidad en parámetros geotécnicos.....	59
6.1.6 Parámetros finales del suelo.....	65
<b>7. ANÁLISIS CON EL MÉTODO DE WINKLER.....</b>	<b>67</b>
<b>8. RESULTADOS .....</b>	<b>71</b>
8.1. DESPLAZAMIENTO LATERAL.....	71
8.2. DESPLAZAMIENTO VERTICAL.....	77
8.2.1 Desplazamiento vertical en función de Z.....	77
8.2.2 Desplazamiento vertical en función de X.....	83
<b>9. CONCLUSIONES.....</b>	<b>86</b>
9.1. DESPLAZAMIENTO LATERAL.....	86
9.2. DESPLAZAMIENTO VERTICAL.....	87
9.3. GENERAL.....	87
<b>10. REFERENCIAS .....</b>	<b>89</b>
<b>11. ANEXOS .....</b>	<b>91</b>

## INDICE DE FIGURAS

FIGURA 1-1: MOVIMIENTO DEL SUELO ADYACENTE A EXCAVACIÓN. ....	7
FIGURA 3-1: ESQUEMA DE REGISTRO COMPLETO EN LA CONSTRUCCIÓN.....	9
FIGURA 3-6: PRESIÓN VERTICAL Y HORIZONTAL EN UN ELEMENTO INFINITESIMAL.....	10
FIGURA 3-7: A) EMPUJE DEL SUELO; B) ESTADO ACTIVO; C) ESTADO PASIVO.....	11
FIGURA 3-8: ESTADOS LÍMITES DEL SUELO EN CASO ESTÁTICO. ....	12
FIGURA 3-9: DISTRIBUCIÓN DE EMPUJE EN MUROS CON UNO O MÁS ARRIOSTRES. ....	13
FIGURA 3-10: EMPUJE LATERAL EN ARENAS [4]. ....	14
FIGURA 3-11: EMPUJE LATERAL EN ARCILLAS BLANDAS [4]. ....	14
FIGURA 3-12: EMPUJE LATERAL EN ARCILLAS DURAS [4]. ....	14
FIGURA 3-13: ESTADOS LÍMITES DEL SUELO EN CASO SÍSMICO. ....	15
FIGURA 3-14: ÁBACO DE CHADEISSON. ....	16
FIGURA 3-15: A) MÉTODO DE WINKLER; B) MÉTODO DE WINKLER Y ESTADOS DE RANKINE. ....	17
FIGURA 3-16: MODELO DE ASENTAMIENTO EN DIFERENTES SUELOS.....	18
FIGURA 3-17: DESPLAZAMIENTO DEL SUELO EN ESTRUCTURAS ARRIOSTRADAS. ....	18
FIGURA 3-18: CRITERIO DE FALLA MOHR COULOMB.....	19
FIGURA 3-19: DIAGRAMA P'-Q. ....	20
FIGURA 3-20: ÁNGULO DE DILATANCIA ....	20
FIGURA 3-21: A) ENSAYO TRIAXIAL EN UN SUELO, B) MODELO MOHR-COULOMB.....	22
FIGURA 3-22: MÓDULO DE RIGIDEZ SECANTE E50. ....	22
FIGURA 3-23: RELACIÓN HIPERBÓLICA TENSIÓN-DEFORMACIÓN PARA ENSAYOS TRIAXIALES, MODELO HS. ...	24
FIGURA 3-24: MODELO HIPERBÓLICO, CURVA VIRGEN. ....	25
FIGURA 3-25: REGLA DE MASING, LOOPS DE CARGA Y RECARGA. ....	26
FIGURA 3-26: SISTEMA DE COORDENADAS UTILIZADO EN EL MÉTODO SIMPLIFICADO TRIDIMENSIONAL [1]...26	26
FIGURA 3-27: SUELOS ESTUDIADOS EN LA CIUDAD DE TAIPEI, EXCAVACIÓN EN TNEC Y FORMOSA [13].....	28
FIGURA 3-28: PREDICCIONES USANDO EL MÉTODO SEMI-EMPÍRICO [13]. ....	29
FIGURA 3-29: LEY DE ATENUACIÓN DEL MOVIMIENTO HORIZONTAL Y VERTICAL DEL SUELO [1]. ....	30
FIGURA 3-30: TERMINOLOGÍA EN PROCESO DE VALIDACIÓN. ....	31
FIGURA 3-31: DISCRETIZACIÓN DE UN CONJUNTO CONTINUO BIDIMENSIONAL.....	32
FIGURA 3-32: RESUMEN DE ETAPAS DEL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS.....	34
FIGURA 3-33: MODELO DE ELEMENTOS FINITOS, DEFORMACIONES PLANAS Y AXISIMÉTRICAS [14].....	35
FIGURA 3-34: POSICIÓN DE NODOS Y PUNTOS DE TENSIÓN EN ELEMENTOS TRIANGULARES [14]. ....	36
FIGURA 4-1: EMPLAZAMIENTO EDIFICIO BORDEMAR COCHOA. ....	38
FIGURA 4-2: MODELO REVIT PROYECTO BORDEMAR COCHOA [15]. ....	38
FIGURA 4-3: MOHR-COULOMB. ....	40
FIGURA 4-4: DIAGRAMA P'-Q. ....	40
FIGURA 4-5: PLANTA GENERAL EDIFICIO BORDEMAR COCHOA, PLANO FERRARA INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN.....	41
FIGURA 4-6: ARMADURA PILAS 10 Y 30, PLANO FERRARA INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN.....	42
FIGURA 4-7: VISTA EN ELEVACIÓN, PILAS 10 Y 30, PLANO FERRARA INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN. ....	42
FIGURA 4-8: ANCLAJES EN PILAS 10 Y 30, PLANO FERRARA INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN.....	43
FIGURA 4-9: EJECUCIÓN PILAS. ....	44
FIGURA 4-10: EXCAVACIÓN CON TALUDES. ....	44
FIGURA 4-11: PRIMERA LÍNEA DE ANCLAJES.....	45
FIGURA 4-12: TENSADO DE ANCLAJES. ....	46
FIGURA 4-13: PROYECCIÓN SHOTCRETE. ....	47
FIGURA 4-14: VISTA EN PLANTA SECCIÓN TRANSVERSAL PILAS 10 Y 30. ....	48
FIGURA 4-15: SECCIÓN TRANSVERSAL PILA 10 POR ETAPAS. ....	48
FIGURA 4-16: SECCIÓN TRANSVERSAL PILA 30 POR ETAPAS. ....	49
FIGURA 5-1: ESQUEMA DE UN INCLINÓMETRO. ....	50
FIGURA 5-2: RANURAS INCLINÓMETRO. ....	51
FIGURA 5-3: DESPLAZAMIENTOS EN UN INCLINÓMETRO.....	51
FIGURA 5-4: INCLINÓMETRO MODELO GK-604D. ....	52
FIGURA 5-5: SELECCIÓN DE MEDICIONES CON INCLINÓMETRO.....	52
FIGURA 5-6: NIVEL DE EXCAVACIÓN MEDICIONES PILA 10.....	53
FIGURA 5-7: NIVEL DE EXCAVACIÓN MEDICIONES PILA 30.....	53

FIGURA 5-8: RESULTADO MEDICIONES EMPÍRICAS, FERRARA INGENIERÍA Y CONSTRUCCIÓN.....	54
FIGURA 6-1: SECCIÓN MURO-PILA CONSIDERADA EN EL MODELO .....	56
FIGURA 6-2: GEOMETRÍA MODELO HS PLAXIS 2D, PARÁMETROS INICIALES.....	58
FIGURA 6-3: GEOMETRÍA MODELO HSS PLAXIS 2D, PARÁMETROS INICIALES.....	58
FIGURA 6-4: ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD EN EL PARÁMETRO MÓDULO DE RIGIDEZ E.....	60
FIGURA 6-5: ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD EN EL PARÁMETRO ÁNGULO DE FRICCIÓN $\Phi$ .....	61
FIGURA 6-6: ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD EN EL PARÁMETRO ÁNGULO DE DILATANCIA $\Psi$ .....	62
FIGURA 6-7: ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD EN EL PARÁMETRO DE COHESIÓN.....	63
FIGURA 6-8: ANÁLISIS DE SENSIBILIDAD EN EL PARÁMETRO FACTOR DE REDUCCIÓN PLAXIS 2D.....	64
FIGURA 6-9: GEOMETRÍA MODELO HS Y HSS PLAXIS 2D, PARÁMETROS FINALES.....	66
FIGURA 7-1: EMPUJES POR ETAPA.....	70
FIGURA 7-2: DEFORMACIÓN LATERAL MÁXIMA POR ETAPA.....	70
FIGURA 8-1: MEDICIÓN EMPÍRICA DE DESPLAZAMIENTO LATERAL EN X=0.....	71
FIGURA 8-2: MÉTODO TRIDIMENSIONAL, DESPLAZAMIENTO LATERAL EN X=0.....	72
FIGURA 8-3: MÉTODO TRIDIMENSIONAL, DESPLAZAMIENTO LATERAL EN X=3.....	72
FIGURA 8-4: MÉTODO TRIDIMENSIONAL, DESPLAZAMIENTO LATERAL EN X=6.....	73
FIGURA 8-5: MÉTODO TRIDIMENSIONAL, DESPLAZAMIENTO LATERAL EN X=9.....	73
FIGURA 8-6: MÉTODO TRIDIMENSIONAL, DESPLAZAMIENTO LATERAL EN X=15.....	74
FIGURA 8-12: DESPLAZAMIENTOS LATERALES EN ESTUDIOS REALIZADOS EN ARCILLA [3].....	74
FIGURA 8-13: PLAXIS 2D, DESPLAZAMIENTO LATERAL EN X=0.....	75
FIGURA 8-14: PLAXIS 2D, DESPLAZAMIENTO LATERAL EN X=3.....	75
FIGURA 8-15: PLAXIS 2D, DESPLAZAMIENTO LATERAL EN X=6.....	76
FIGURA 8-16: PLAXIS 2D, DESPLAZAMIENTO LATERAL EN X=9.....	76
FIGURA 8-17: PLAXIS 2D, DESPLAZAMIENTO LATERAL EN X=15.....	77
FIGURA 8-18: MÉTODO TRIDIMENSIONAL, DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN X=0.....	78
FIGURA 8-19: MÉTODO TRIDIMENSIONAL, DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN X=3.....	78
FIGURA 8-20: MÉTODO TRIDIMENSIONAL, DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN X=6.....	79
FIGURA 8-21: MÉTODO TRIDIMENSIONAL, DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN X=9.....	79
FIGURA 8-22: MÉTODO TRIDIMENSIONAL, DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN X=15.....	80
FIGURA 8-23: PLAXIS 2D, DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN X=0.....	80
FIGURA 8-24: PLAXIS 2D, DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN X=3.....	81
FIGURA 8-25: PLAXIS 2D, DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN X=6.....	81
FIGURA 8-26: PLAXIS 2D, DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN X=9.....	82
FIGURA 8-27: PLAXIS 2D, DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN X=15.....	82
FIGURA 8-28: DESPLAZAMIENTOS VERTICALES EN FUNCIÓN DE Z, ESTUDIOS REALIZADOS EN ARCILLA [1].....	83
FIGURA 8-29: MÉTODO TRIDIMENSIONAL, DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN Z=3.....	84
FIGURA 8-30: PLAXIS 2D, DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN Z=0.....	84
FIGURA 8-31: PLAXIS 2D, DESPLAZAMIENTO VERTICAL EN Z=3.....	85
FIGURA 8-32: DESPLAZAMIENTOS VERTICALES EN FUNCIÓN DE X, ESTUDIOS REALIZADOS EN ARCILLA [1].....	85

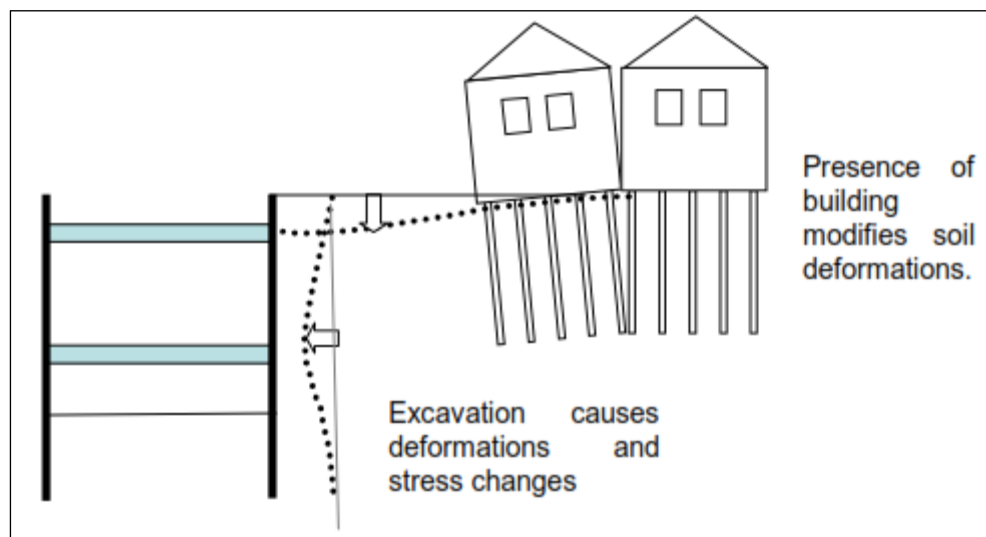
## 1. INTRODUCCIÓN

La evaluación en la respuesta de los edificios colindantes a una excavación implica una combinación de aspectos geotécnicos y estructurales. Primero se debe saber qué tipo de efectos, tales como deformaciones y esfuerzos, produce la excavación en su entorno. Una vez conocidas estas variables, el problema radica en cómo se ven influenciados los edificios ante los cambios que se imponen a las condiciones del terreno.

La clave se encuentra en realizar una buena predicción de los movimientos del suelo, luego es posible evaluar si los desplazamientos inducidos pueden provocar un deterioro en el edificio, ya sea a través de deformaciones, grietas u otro tipo de daño.

Debe entenderse que el tipo de daño causado a los cimientos varía caso a caso, de la rigidez de los apoyos y del tipo de estructura, por lo que el alcance de este estudio está enfocado principalmente a los movimientos de suelo que produce la excavación.

En la Figura 1-1 se observa el movimiento de suelo típico que se espera al remover grandes cantidades de tierra.



**Figura 1-1: Movimiento del suelo adyacente a excavación.**

El desplazamiento se puede medir localmente en dirección vertical y horizontal en el muro de contención. Se deben monitorear las deformaciones que puedan ser medidas en terreno y mediante la aplicación de distintos métodos, verificar empíricamente el resultado.

El método a estudiar (método simplificado tridimensional de deformaciones) es producto de una investigación realizada al proyecto del centro comercial Bloque 37 en Chicago, Estados Unidos [1]. El suelo analizado en dicho estudio corresponde a arcillas de consistencia media-baja, la excavación

fue de aproximadamente 110 metros de largo y 110 metros de ancho, alcanzando una profundidad de 15 metros respecto al nivel del terreno natural.

El muro de contención del suelo era de hormigón armado y para soportar lateralmente la excavación se consideraron cuatro losas. Para construirlo se ejecutó primero el muro enterreado y a medida que la excavación avanzaba se fueron construyendo las losas.

Para medir los desplazamientos se instalaron inclinómetros y Strain Gages por detrás del muro, instalados alrededor de la excavación para registrar los movimientos generados en la pared y el suelo. En la simulación de los desplazamientos fue utilizado el software PLAXIS 9.0 para las distintas etapas de excavación.

## **2. OBJETIVOS**

### **2.1. Objetivos Generales**

- Verificar el método semi-empírico para evaluar movimientos de suelo inducido por la excavación en suelo duno-arenoso.
- Comparar desplazamientos considerando el método de elementos finitos, mediciones empíricas y el método simplificado tridimensional en un corte vertical de terreno.
- Modelar de manera precisa los desplazamientos en el muro de contención.
- Validar una herramienta para simplificar el cálculo del proyectista. Tanto para diseñar como para supervisar excavaciones profundas en áreas urbanas. Usar eficientemente espacios subterráneos, minimizando el impacto en los alrededores de una obra en construcción.

### **2.2. Objetivos Específicos**

- Determinar en base a cálculos y de manera empírica la veracidad del método propuesto.
- Utilizar la información y experiencia existente respecto a predecir movimientos de suelo.
- Realizar un análisis de sensibilidad de las deformaciones, al modificar los principales parámetros del suelo.
- Describir las etapas en que se realizarán las mediciones junto con la ejecución del sistema de contención.

### 3. MARCO TEÓRICO

#### 3.1. Registro en actividades de construcción

Para obtener un registro completo en las etapas de construcción se debe realizar un seguimiento a las actividades geotécnicas, con la siguiente información:

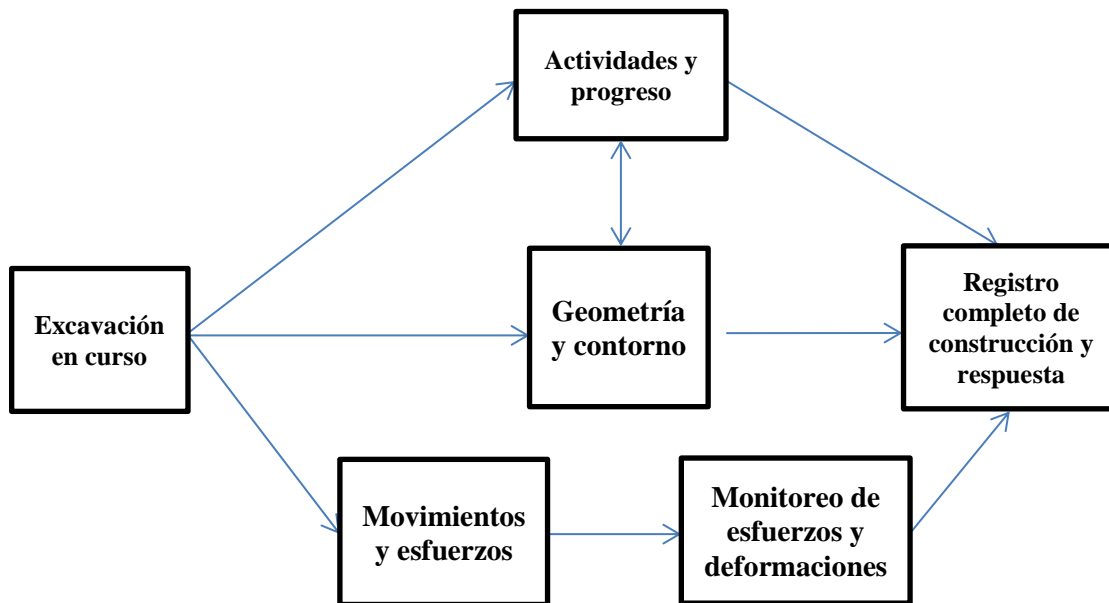


Figura 3-1: Esquema de registro completo en la construcción.

La geometría y el contorno de una obra en construcción no siempre se mantiene igual al proyecto original, es muy probable que existan modificaciones durante su ejecución de acuerdo a problemas que se presenten o por solicitud del mandante, lo que requiere el seguimiento de las actividades con el progreso de la construcción.

Para modelar el suelo y su entorno se debe realizar un levantamiento topográfico. Existen varios instrumentos para hacer un levantamiento, se pueden medir distancias o niveles con aparatos como el anteojo topográfico (nivel), o utilizar instrumentos que son capaces de medir ángulos horizontales y verticales para realizar operaciones planimétricas o altimétricas, como el taquímetro. El de uso más frecuente es la estación total, que corresponde a un taquímetro computarizado, ya que entrega automáticamente en coordenadas (x, y, z) los puntos que finalmente determinan la geometría del terreno.

Junto a los planos topográficos interesa conocer la respuesta de las estructuras y del suelo en las distintas etapas de construcción, lo que se consigue con el monitoreo de deformaciones. Este seguimiento se puede lograr midiendo el cambio de posición de un punto de interés a medida que avanzan las partidas del proyecto, con instrumentos topográficos como la estación total y el

inclinómetro. El inclinómetro es un sistema de instrumentación que nos permite estimar los desplazamientos horizontales que sufre una porción de suelo.

## 3.2. Empujes del suelo

### 3.2.1 Estados límite

La teoría de Rankine supone dos estados principales de rotura del suelo, un estado límite activo y un estado límite pasivo. Los estados límites ocurren cuando se produce un aumento en el esfuerzo horizontal sin variar el esfuerzo vertical, cuando el sistema de contención sufre algún nivel de deformación y sale de su posición de equilibrio. Considerando inicialmente que aún no se sale del estado de reposo, se define una presión vertical efectiva y una presión horizontal sobre un elemento infinitesimal del suelo.

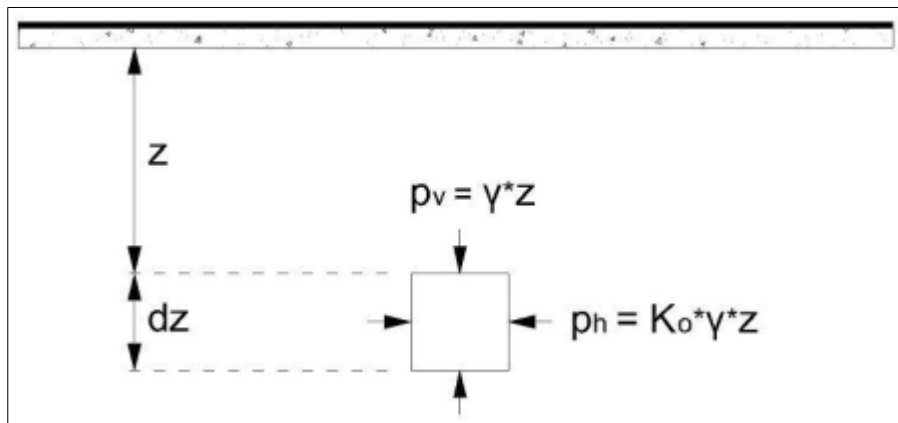
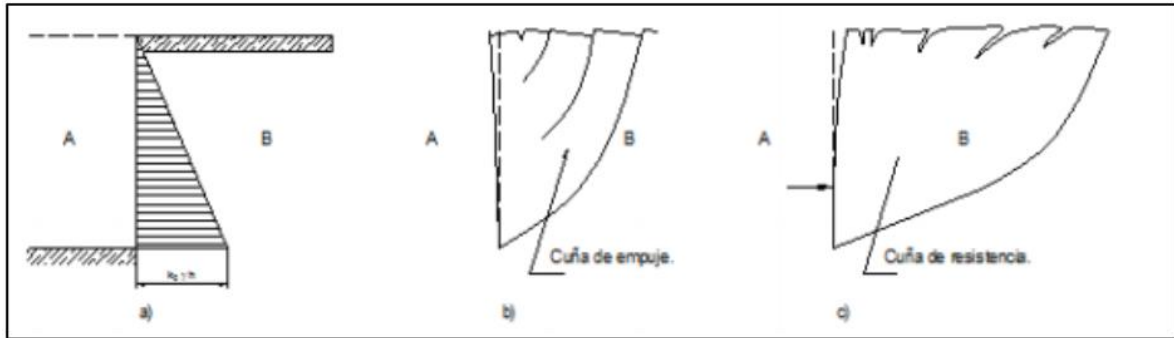


Figura 3-2: Presión vertical y horizontal en un elemento infinitesimal.

La experiencia ha demostrado que la presión vertical y horizontal se relacionan proporcionalmente:

$$p_h = K_0 p_v$$

Existen tres tipos de empujes a considerar dependiendo de la movilidad relativa entre la estructura y el suelo. Éstos son el estado activo, en reposo o pasivo. Estos empujes tienen un valor creciente, el menor de ellos es el estado activo, luego el estado en reposo y finalmente, el de mayor valor el empuje pasivo. Esto se debe a que el empuje que ejerce el estado activo es una cuña de empuje y no de resistencia como en el estado pasivo:



**Figura 3-3: a) Empuje del suelo; b) Estado activo; c) Estado pasivo.**

El parámetro  $K_0$  se conoce como coeficiente de presión en reposo. Es el empuje que se da normalmente en los muros que tienen anclajes y en la literatura se encuentran muchos estudios para obtener dicho coeficiente. El parámetro con que generalmente se correlaciona es el ángulo de fricción interna del suelo. La relación más utilizada es la de Jaky.

$$K_0 = 1 - \text{Sen}(\phi)$$

Algunos valores típicos utilizados para  $K_0$  se presentan en la siguiente tabla:

Tipo de Suelo	$K_0$
Arena suelta saturada	0,46
Arena densa saturada	0,36
Arena suelta seca	0,64
Arena densa seca	0,49
Suelo residual arcilloso compacto	0,42 - 0,66
Arcilla limosa orgánica indeformada	0,57
Arcilla caolinitica indeformada	0,64 - 0,70

**Tabla 1: Valores Típicos de  $K_0$ .**

Rankine en base a la envolvente de falla de Mohr Coulomb halló una relación para determinar el coeficiente en el estado activo y pasivo, para suelos sin cohesión o granulares limpios:

Coeficiente en estado activo:

$$K_A = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

Coeficiente en estado pasivo:

$$K_P = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Dónde:

$\phi$ : Ángulo de roce interno del suelo.

El coeficiente de empuje a utilizar depende del sentido del movimiento de la masa de suelo que genera el arriostamiento entre la estructura y el suelo:

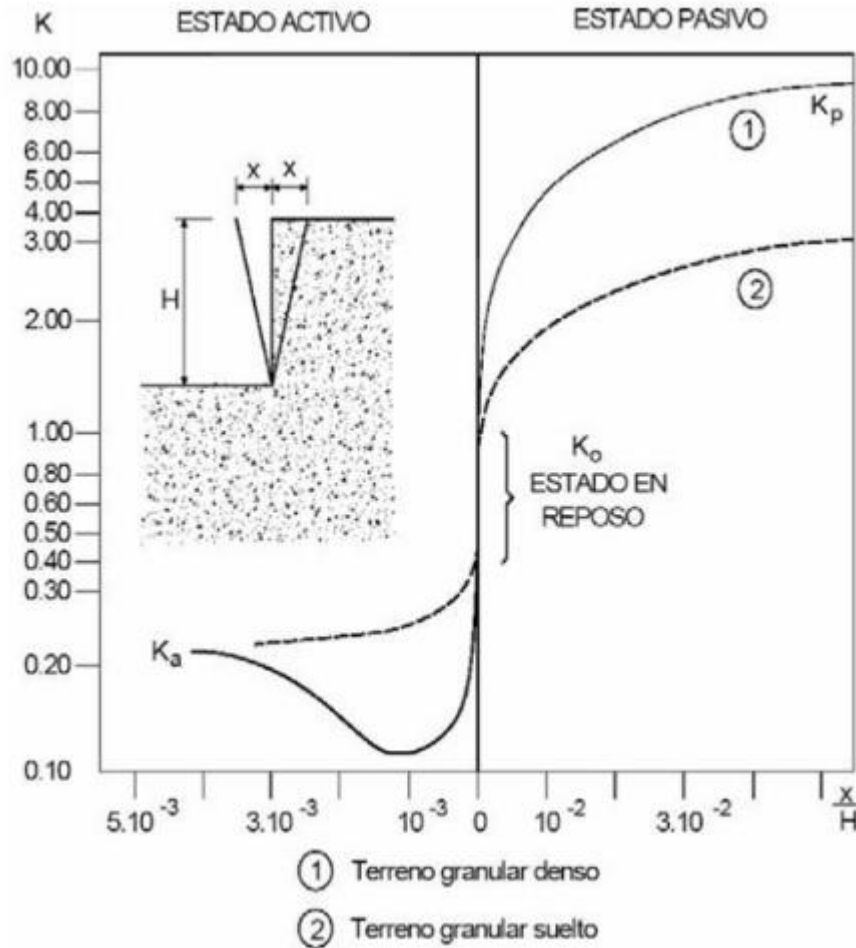


Figura 3-4: Estados límites del suelo en caso estático.

El sistema de contención se diseña en relación a estados límites, para cumplir condiciones generales de resistencia que imponen los empujes del terreno, con el fin otorgar un nivel de seguridad y de servicio establecido.

### 3.2.2 Distribución de presiones

El esfuerzo horizontal que transmite el suelo retenido a un muro de contención flexible crece linealmente con la profundidad en el caso estático.

El empuje estático horizontal se obtiene con la siguiente expresión:

$$\sigma_{ei} = Ki(\gamma \cdot z + q)[T/m^2]$$

Dónde:

$K_i$ : Coeficiente de empuje horizontal activo ( $K_a$ ), en reposo ( $K_0$ ) o pasivo ( $K_p$ ).

$\gamma$ : Peso específico del suelo [ $T/m^3$ ].

$z$ : Profundidad referida al nivel de la superficie del terreno [m].

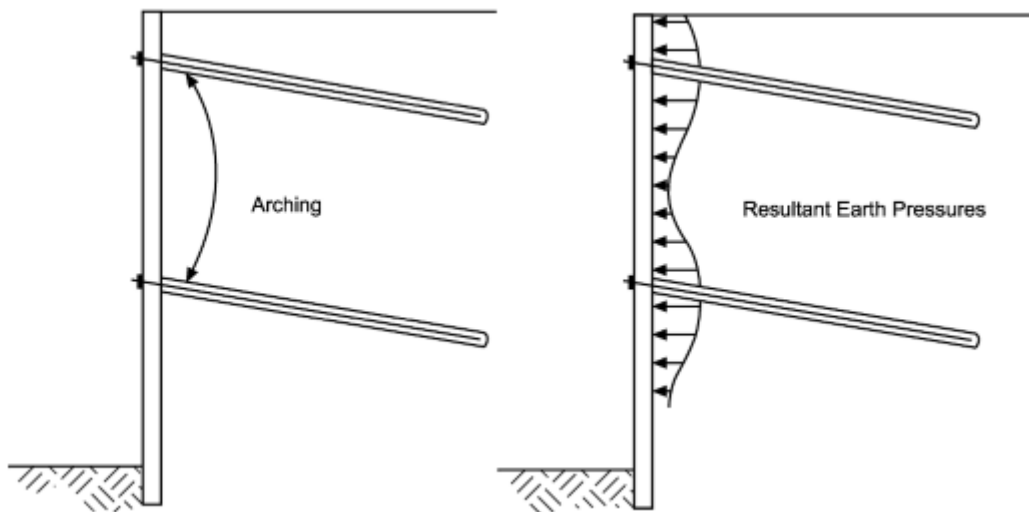
$q$ : Sobrecarga uniforme sobre la superficie [ $T/m^2$ ].

La carga sobre el muro es determinada considerando el área del diagrama de presiones:

$$P_i = K_i \cdot \gamma \cdot z \cdot L [T/m]$$

$L$ : Longitud de la excavación [m].

Estudios en excavaciones subterráneas [3], demostraron que para estructuras de contención con uno o más arriostres, la carga sobre el muro no es triangular. Esta distribución se debe al efecto arco que se produce entre los anclajes.



**Figura 3-5: Distribución de empuje en muros con uno o más arriostres.**

Dependiendo del tipo de suelo se genera una distribución de empuje distinta:

- En Arenas la distribución de cargas es rectangular. Con magnitud igual a:

$$0.65 \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H$$

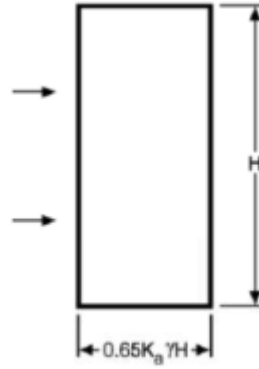


Figura 3-6: Empuje lateral en arenas [4].

- En arcillas blandas la distribución posee la siguiente forma.

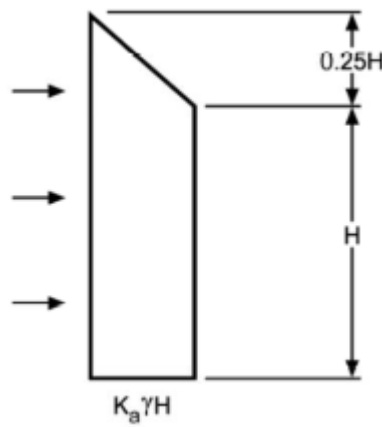


Figura 3-7: Empuje lateral en arcillas blandas [4].

- En arcillas duras la distribución de presiones tiene la forma de un trapecio isósceles.

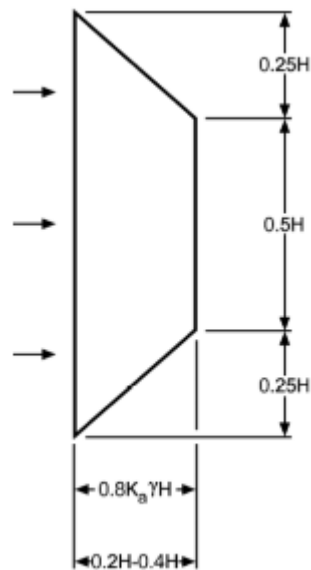
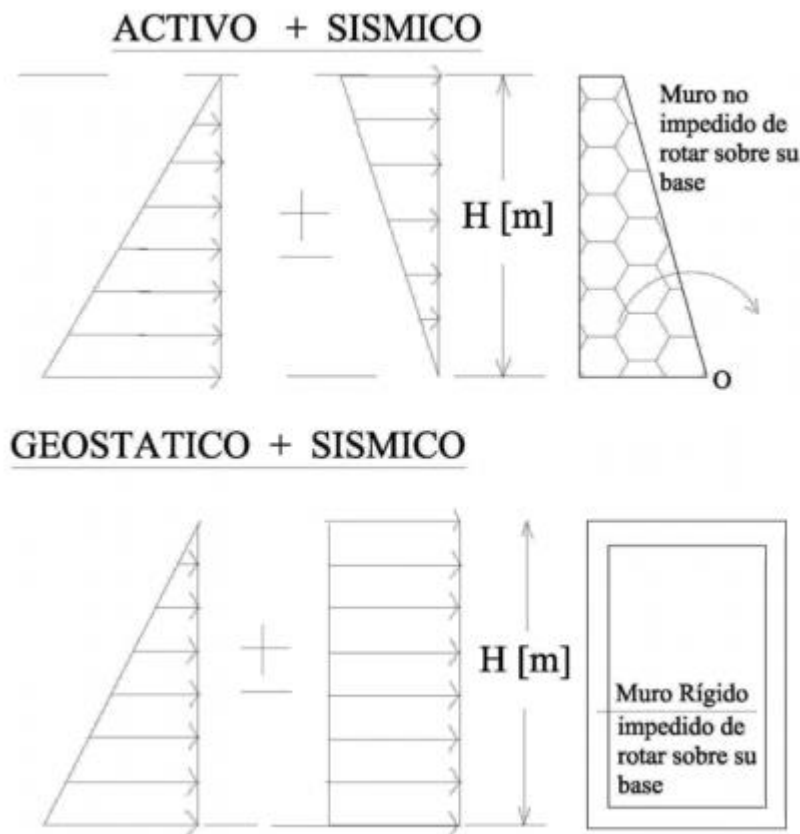


Figura 3-8: Empuje lateral en arcillas duras [4].

Las hipótesis en que se basan estas distribuciones de presiones son las siguientes:

- La excavación es mayor a 6 m de profundidad y lo suficientemente amplia. Las deformaciones de la pantalla permiten considerar que se alcanza la resistencia máxima de corte o estado límite.
- Para arenas y arcillas el nivel de agua está por debajo de la base de excavación, por lo que no se incluyen sus empujes.
- El comportamiento del suelo es drenado para arenas y no drenado para arcillas, bajo una masa de condiciones homogéneas.

Para la distribución de empuje en el caso sísmico se utiliza la expresión Japonesa de Mononobe y Okabe, que consiste en un diagrama de presiones invertido, de valor cero en su base y valor máximo hacia la superficie en muros sin impedimento a la rotación (estado límite activo), y de valor constante en muros rígidos (estado límite pasivo), como se muestra a continuación:



**Figura 3-9: Estados límites del suelo en caso sísmico.**

Dentro de las hipótesis que utiliza el método, se encuentra que:

- No es aplicable a suelos cohesivos;
- No es aplicable a casos con presencia de nivel freático

### 3.2.3 Interacción Suelo-Estructura, Método de Winkler

Los modelos de interacción suelo-estructura se basan en el supuesto de que los estados de esfuerzos que ejerce el terreno sobre la estructura es una consecuencia de la deformación que experimenta. El más simple, antiguo y conocido es el método de Winkler, el cual supone medios elásticos y la deformación que experimenta el terreno es proporcional a la fuerza aplicada en los numerosos puntos del suelo, lo cual se modela mediante un número infinito de resortes de rigidez constante o variable, que se denomina módulo o coeficiente de balasto. Este coeficiente corresponde a un valor de proporcionalidad que depende del nivel de presiones alcanzado y de las dimensiones del área cargada, por lo que no es un parámetro intrínseco del material.

La relación entre el esfuerzo y la deformación se define entonces como:

$$q(x) = K_h \cdot w(x)$$

Dónde:

$q(x)$ : Esfuerzo aplicado.

$K_h$ : Coeficiente de Balasto.

$w(x)$ : Deformación del suelo.

El coeficiente de balasto se obtiene conociendo el ángulo de fricción y la cohesión del suelo, utilizando el ábaco de Chadeisson:

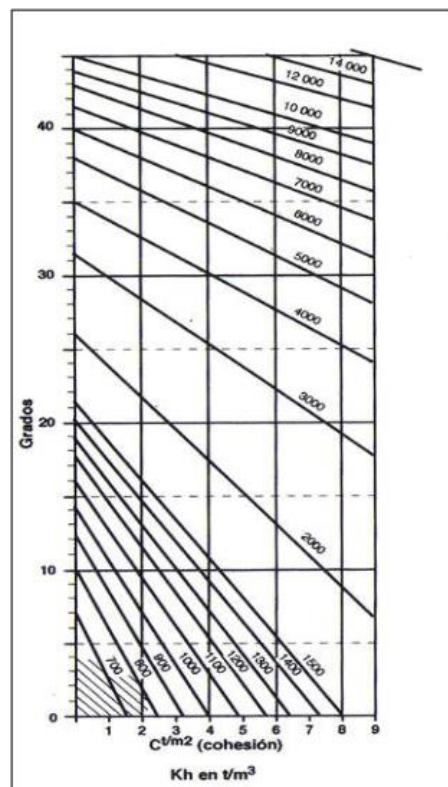
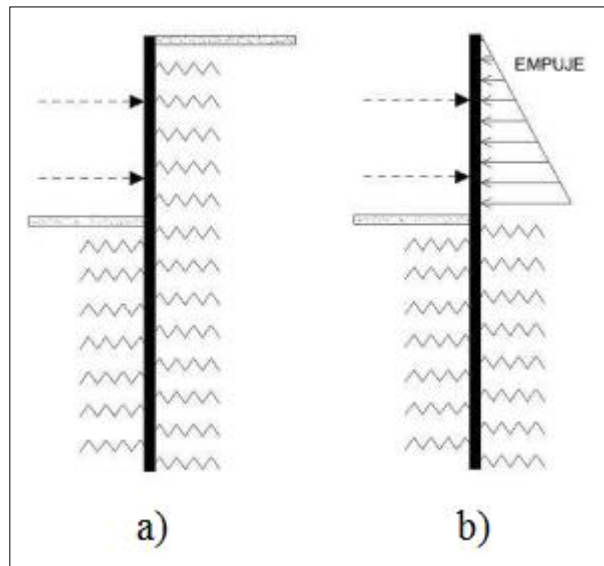


Figura 3-10: Ábaco de Chadeisson.

Las tres principales ventajas del método de Winkler son las siguientes:

- Incluir todas las etapas del proceso constructivo.
- Determinar deformaciones y esfuerzos máximos del muro de contención.
- Incorporar la variabilidad de la rigidez del suelo con la profundidad.



**Figura 3-11: a) Método de Winkler; b) Método de Winkler y estados de Rankine.**

La figura de la izquierda (a) corresponde al caso en que se modele el suelo con resortes por ambos lados del muro, la ecuación que rige la flexión de la pantalla es una ecuación diferencial de cuarto orden dependiente del módulo de elasticidad y de su inercia. En la mayoría de los casos resulta más sencillo modelar el muro en conjunto con los estados límites de Rankine, como se observa en el lado derecho de la figura (caso b).

### 3.3. Deformaciones

El asentamiento del suelo que genera el realizar una excavación varía dependiendo de su consistencia. En la Figura 3-16 se observa el asentamiento probable [5] en la superficie contra excavación y la relación entre deformaciones considerando si se trata de a) Arenas; b) Arcillas duras; c) Arcillas blandas.

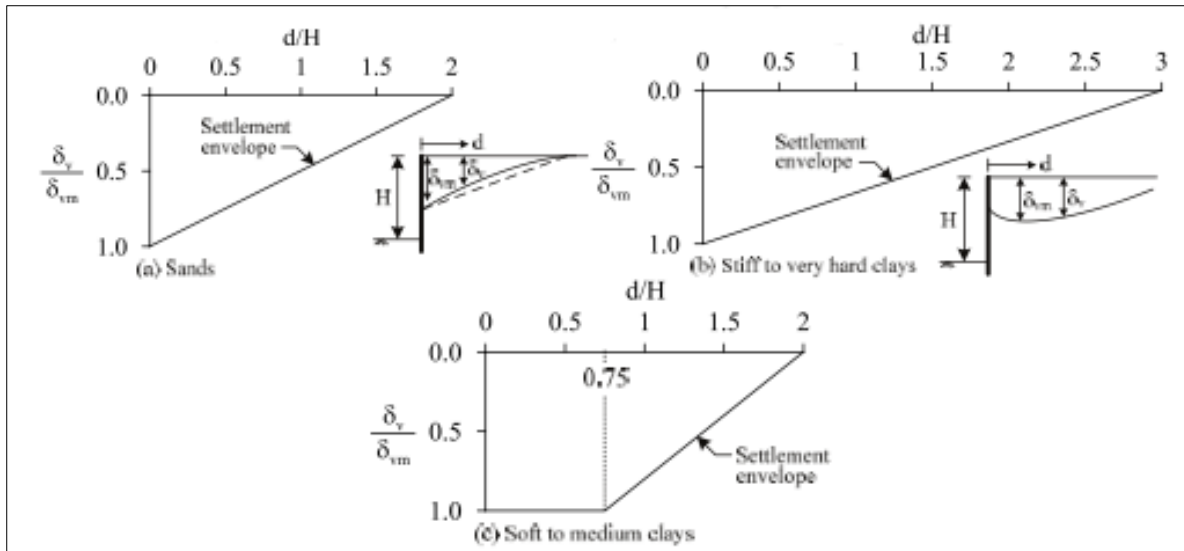


Figura 3-12: Modelo de asentamiento en diferentes suelos.

Los suelos blandos suelen causar grandes asentamientos debido a la compresibilidad del material y por lo general pueden estar combinadas con agua subterránea. Este tipo de suelo se encuentra a menudo en zonas donde los ríos y océanos suministran sedimentos de grano fino tales como arcillas, turba y arena fina. Estas áreas también resultan ser las zonas más densamente pobladas del mundo.

Los perfiles típicos de desplazamiento lateral que se generan en estructuras arriostradas son como se ilustran en la Figura 3-17. Fuente [5].

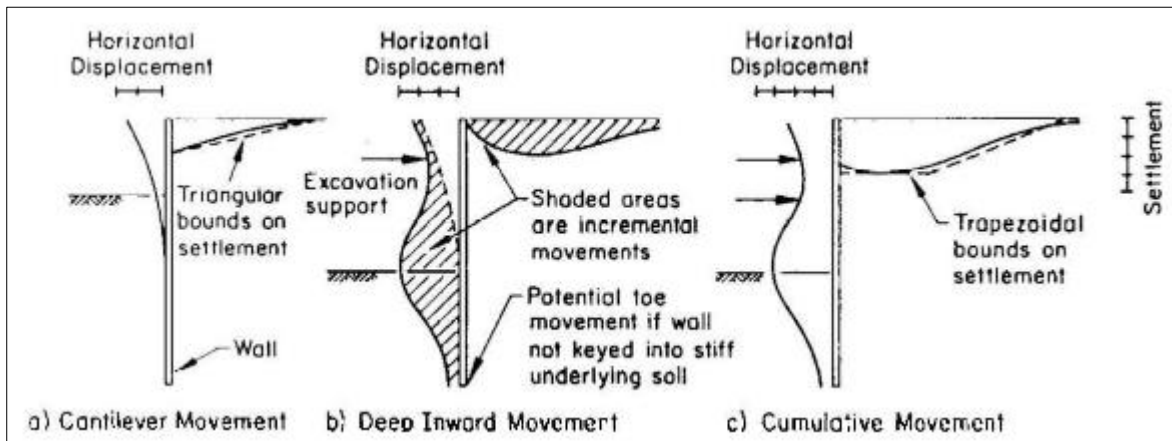


Figura 3-13: Desplazamiento del suelo en estructuras arriostradas.

### 3.4. Propiedades del suelo

#### 3.4.1 Cohesión y Ángulo de fricción

##### 3.4.1.1. Mohr-Coulomb

Al encontrarse dos superficies en contacto se genera una fuerza de roce o fricción entre ambas, el roce se puede medir según el ángulo de fricción interna del material  $\phi$ . Al considerar la

cohesión de las partículas de suelo Coulomb relaciona los esfuerzos principales y de corte según la siguiente expresión:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi$$

Dónde:

$\phi$ : Ángulo de fricción interna del suelo.

c: Cohesión del suelo.

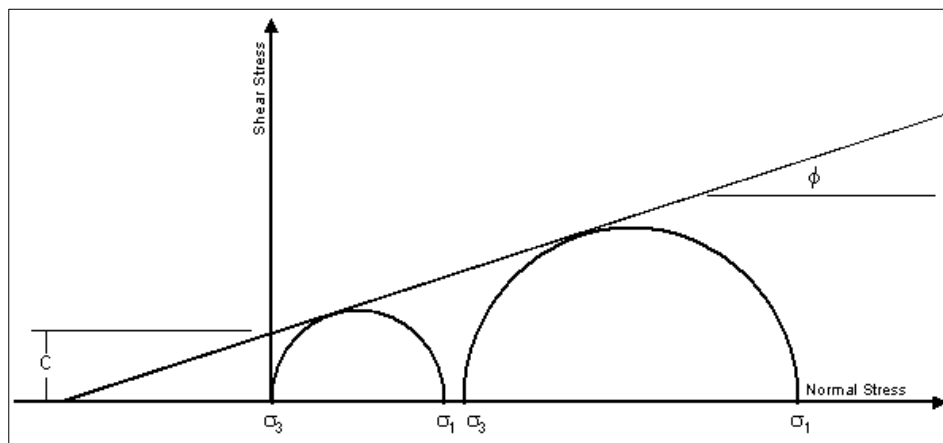
$\sigma$ : Tensión normal total en la superficie de falla.

$\tau_f$ : Resistencia al corte en la superficie de falla.

En el caso particular de los suelos granulares no existe cohesión, lo que reduce la expresión a:

$$\tau_f = \sigma \tan \phi$$

La relación que hace Coulomb se trabaja generalmente de manera gráfica utilizando los círculos de Mohr. Al trazar una línea recta entre los círculos que se generan al someter el suelo a distintos niveles de esfuerzo se obtienen los parámetros a los que el suelo falla (cohesión y ángulo de fricción), la combinación de estos métodos se conoce como el criterio de falla Mohr-Coulomb.



**Figura 3-14: Criterio de falla Mohr Coulomb.**

### **3.4.1.2. Diagrama p'-q**

El diagrama p'-q permite calcular los mismos parámetros anteriores (Cohesión y ángulo de fricción) de manera alternativa. Se grafica la envolvente de falla modificada en función del centro (tensión media efectiva) p' y el radio (esfuerzo de corte máximo) "q" del círculo de Mohr.

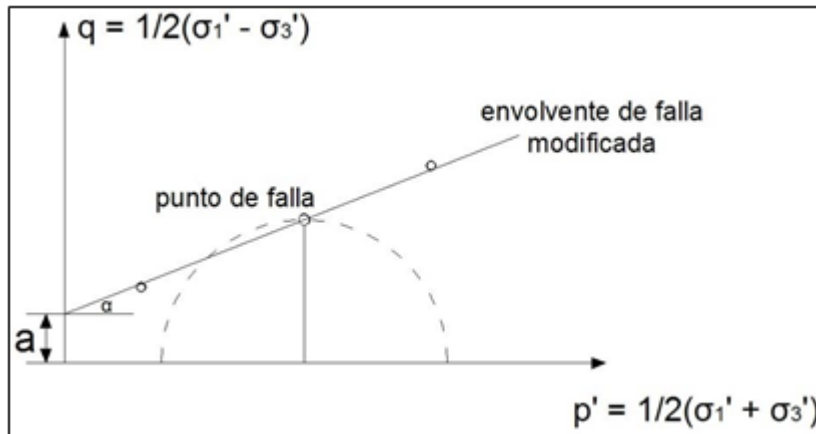


Figura 3-15: Diagrama p'-q.

Como se observa en la Figura 3-13 la envolvente de falla modificada interseca el eje “q” con un parámetro “a” y un ángulo “α”, lo que se relaciona al criterio de falla de Coulomb de la siguiente forma:

$$\phi' = \text{sen}^{-1}(\tan \alpha); \quad c' = \frac{a}{\cos \phi'}$$

### 3.4.2 Ángulo de dilatancia

El ángulo de dilatancia es un parámetro que indica la variación del volumen de las partículas de suelo cuando se aplican tensiones tangenciales sobre ellas, el cual tiene influencia significativa en el comportamiento de los suelos granulares. Gráficamente las partículas se comportan según se indica en la Figura 3-20.

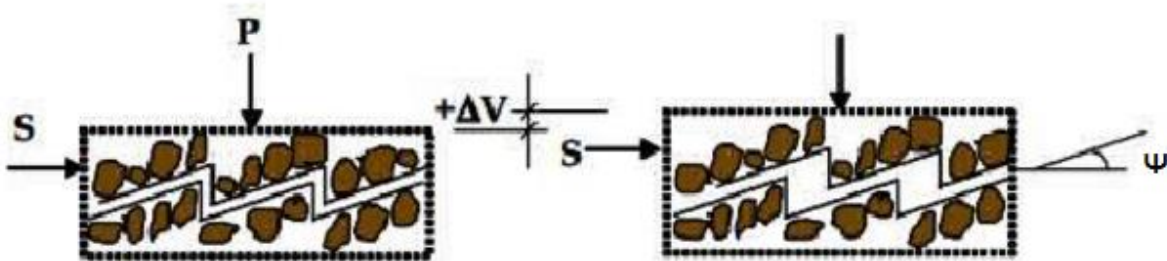


Figura 3-16: Ángulo de dilatancia

La capa superior tiende a desplazarse hacia arriba, generando un cambio de volumen, esto provoca un deslizamiento dentro del terreno. El ángulo de este deslizamiento se le denomina ángulo de dilatación ( $\psi$ ). Este se puede estimar en función del ángulo de fricción interna del suelo mediante la siguiente relación:

$$\psi = \phi - 30^\circ$$

### 3.5. Modelos constitutivos

Para representar de la mejor forma posible la respuesta física de los materiales involucrados, se deben relacionar los esfuerzos con las deformaciones, para esto se consideran dos modelos constitutivos. Una ley elástica lineal para las pilas y muros de contención, y modelos no lineales para representar la respuesta del suelo. Dichos modelos constitutivos se describen a continuación.

#### 3.5.1 Modelo elástico lineal

Este modelo utiliza la ley de Hooke de elasticidad lineal isótropa. Básicamente se relaciona la deformación unitaria ( $\epsilon$ ) con el esfuerzo ( $\sigma$ ) a través del módulo de Young (E) del material de manera constante y lineal, es decir:

$$\sigma = \epsilon \cdot E$$

#### 3.5.2 Modelos no lineales

Existe una gran variedad de modelos para representar la respuesta del suelo, tanto de propiedades elastoplásticas como viscoplásticas, tales como: Mohr-Coulomb, Soft soil, Soft soil creep, Jointed rock, Modified CamClay, Hardening soil (HS), Hardening soil small (HSS), etc. Dependiendo de la clasificación del suelo y de su comportamiento se ajusta el modelo más adecuado. A continuación se detallan algunos de los modelos que utiliza el programa PLAXIS 2D.

##### 3.5.2.1. Mohr - Coulomb

El modelo de Mohr-Coulomb es una aproximación de primer orden al comportamiento real del suelo y consta de dos partes. La primera parte considera un comportamiento elástico lineal basado en la Ley de Hooke y la segunda parte considera un comportamiento plástico perfecto. Así, este modelo requiere de 5 parámetros de entrada; El módulo de Young y el coeficiente de Poisson para la elasticidad del suelo; El ángulo de fricción interna y la cohesión para la resistencia y plasticidad; Y el ángulo de dilatancia para considerar el volumen real del suelo.

El modelo simula de buena manera suelos granulares sueltos o finos normalmente consolidados, aunque no considera el comportamiento elastoplástico progresivo. La Figura 3-21 muestra de manera gráfica a) la relación esfuerzo-deformación al someter al suelo a un ensayo triaxial y b) el comportamiento del modelo Mohr-Coulomb.

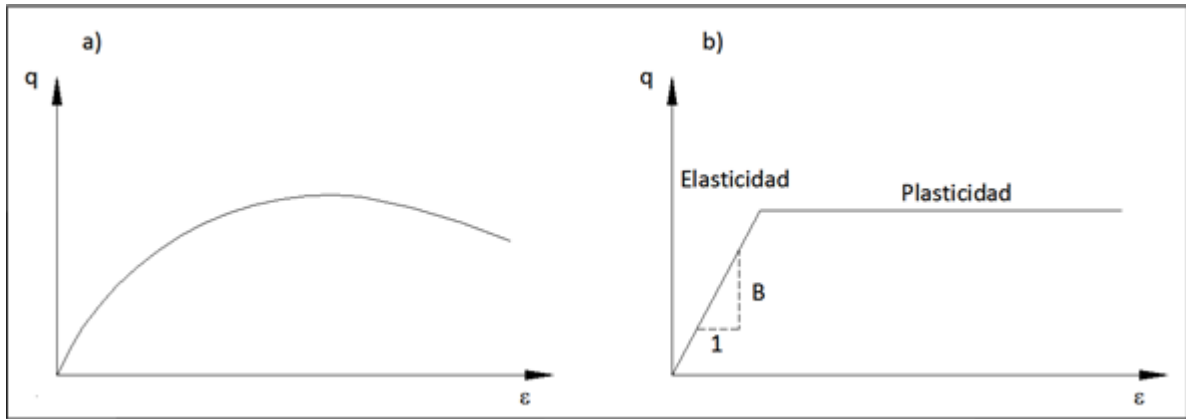


Figura 3-17: a) Ensayo triaxial en un suelo, b) Modelo Mohr-Coulomb.

### 3.5.2.2. Hardening soil model (HS)

Este modelo de plasticidad endurecible [6] corresponde a una variación del modelo hiperbólico [7]. El modelo HS supera a este primer modelo hiperbólico al usar la teoría de la plasticidad en vez de la teoría de la elasticidad e incluir la dilatación del suelo. Esta formulado en el marco de la plasticidad de endurecimiento por esfuerzo de corte, que incluye el endurecimiento por compresión para simular la compactación irreversible del suelo bajo un estado de compresión primaria.

El modelo incorpora la dependencia del módulo de elasticidad, tanto de la presión de confinamiento como la de parámetros de resistencia al corte del suelo. A diferencia del modelo hiperbólico, en el cual se considera un módulo inicial  $E_i$ , en este modelo se utiliza el Módulo  $E_{50}$ , el cual se obtiene para un valor del 50% del esfuerzo desviador asociado a su deformación de rotura. Tal como se indica en la Figura 3-22:

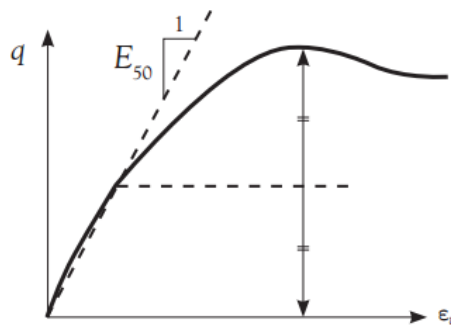


Figura 3-18: Módulo de rigidez secante  $E_{50}$ .

Además del módulo secante  $E_{50}$ , existe el módulo secante de referencia  $E_{50}^{REF}$  que está asociado a la presión de referencia  $p^{REF}$ . La rigidez dependerá del esfuerzo principal menor  $\sigma_3$  utilizado en ensayos triaxiales. De este modo, se utiliza la siguiente relación:

$$E_{50} = E_{50}^{REF} \left( \frac{c \cdot \cot\phi - \sigma_3}{c \cdot \cot\phi + p^{REF}} \right)^m$$

Dónde:

$E_{50}$  : Módulo de Young en ensayos triaxiales, equivalente al 50% del valor del esfuerzo desviador.

$E_{50}^{REF}$  : Módulo de secante de referencia en ensayos triaxiales, equivalente al 50% del esfuerzo desviador.

$p^{REF}$  : Presión de referencia, definida como 100[kPa] en PLAXIS.

$c$  : Cohesión

$\phi$  : Ángulo de fricción interna

$m$  : Exponente que relaciona la dependencia del módulo de elasticidad con el nivel de tensiones.

El valor de  $m$  está relacionado al comportamiento de cada suelo, algunos valores típicos son:

- Arcillas blandas  $\rightarrow m = 1$
- Arcillas medianamente densas  $\rightarrow m = 0.8$
- Arenas  $\rightarrow m = 0.5$

El módulo de elasticidad para condiciones de carga y descarga  $E_{ur}$ , se obtiene de manera similar:

$$E_{ur} = E_{ur}^{REF} \left( \frac{c \cdot \cot\phi - \sigma_3}{c \cdot \cot\phi + p^{REF}} \right)^m$$

La misma relación se presenta para obtener la rigidez respecto a compresiones unidimensionales mediante el módulo edométrico tangente  $E_{oed}$ , donde hay que notar que se utiliza la variable  $\sigma_1$  en vez de  $\sigma_3$ , dado que en un ensayo edométrico ésta es la tensión conocida.

$$E_{oed} = E_{oed}^{REF} \left( \frac{c \cdot \cot\phi - \sigma_1}{c \cdot \cot\phi + p^{REF}} \right)^m$$

Se puede establecer la siguiente relación para suelos granulares (arenas) [6]:

$$E_{50}^{REF} = E_{oed}^{REF}$$

La idea básica en la formulación de este modelo está en la relación hiperbólica entre la deformación axial  $\varepsilon_1$  y la tensión desviadora  $q = |\sigma_1 - \sigma_3|$ , tal como se muestra en la Figura 3-15, y la cual puede escribirse como:

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{2E_{50}} \cdot \frac{q}{1 - q/q_a} \quad \text{para } q < q_f$$

En la expresión anterior  $q_a$  es el valor asintótico de resistencia y  $q_f$  es la tensión desviadora de rotura. La relación entre ambas se denomina  $R_f = \frac{q_f}{q_a}$  y se puede considerar aproximadamente igual a 0,9.

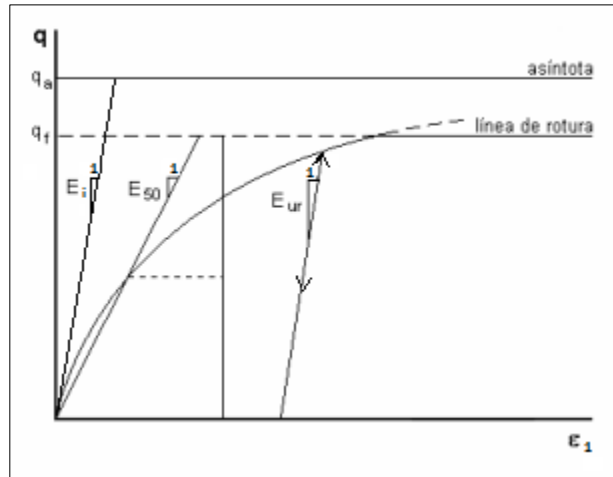


Figura 3-19: Relación hiperbólica tensión-deformación para ensayos triaxiales, modelo HS.

### 3.5.2.3. Hardening soil model with small-strain stiffness (HSS)

Este modelo [8] representa una evolución del modelo anterior, en éste se propone una variación del modelo HS que permite tener en cuenta la degradación del módulo de corte dinámico con el incremento de las deformaciones angulares. Por lo que se requiere de dos parámetros de entrada adicionales; El módulo de corte tangente inicial  $G_0^{ref}$  y la deformación angular de corte en que el módulo de corte  $G$  se reduce a un 70% de su valor inicial  $\gamma_{0,7}$ .

Considerando el modelo de Hardin-Drnevich [9], se obtiene la siguiente relación:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \left| \frac{\gamma}{\gamma_r} \right|}$$

Dónde la deformación angular de corte de referencia  $\gamma_r$  es:

$$\gamma_r = \frac{\tau_{max}}{G_0}$$

El término  $\tau_{max}$  corresponde al esfuerzo de corte máximo de rotura, aunque estudios posteriores realizados por distintos autores [8] [10] determinaron que es menos probable cometer errores al considerar una deformación angular de corte de referencia menor. Así los términos quedan:

$$\gamma_r = \gamma_{0,7}$$

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + a \left| \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}} \right|}$$

Mediante resultados experimentales [10], se determina que el valor óptimo de la constante  $a$  es  $3/7$ .

El software de elementos finitos PLAXIS considera una dependencia del módulo de corte con el nivel de tensiones. Con la siguiente relación:

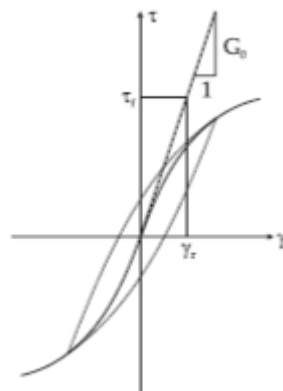
$$G_0 = G_0^{REF} \left( \frac{c \cdot \cos\phi - \sigma_1 \cdot \text{sen}\phi}{c \cdot \cos\phi + p^{REF} \cdot \text{sen}\phi} \right)^m$$

Dónde el valor de  $G_0^{REF}$ , para una presión de 100 [kPa] puede considerarse dependiendo si se trata de partículas redondeadas o angulares como:

Partículas redondeadas: 
$$G_0 = 6908 \frac{(2.17-e)^2}{1+e} \sqrt{\sigma'_0} \text{ [kPa]}$$

Partículas angulares: 
$$G_0 = 3230 \frac{(2.97-e)^2}{1+e} \sqrt{\sigma'_0} \text{ [kPa]}$$

Al analizar el comportamiento histerético del suelo bajo condiciones de carga-descarga en una curva de tensión-deformación (carga monótonica creciente), se puede obtener la rigidez del suelo ( $G_0$ ) con la pendiente del ciclo histerético. En 1926 Masing relaciona la deformación angular de la curva de carga-descarga con la deformación angular de la curva de carga inicial o carga virgen, que corresponde en aproximadamente el doble:  $\gamma_{0,7 \text{ carga-descarga}} = 2 \cdot \gamma_{0,7 \text{ carga virgen}}$



**Figura 3-20: Modelo hiperbólico, curva virgen.**

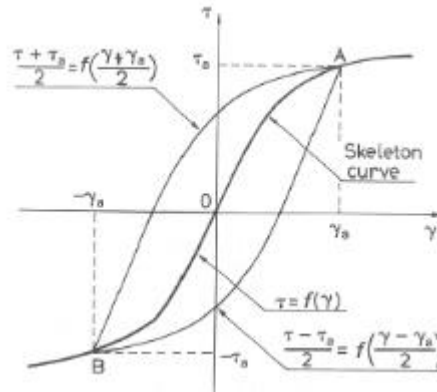


Figura 3-21: Regla de Masing, loops de carga y recarga.

Una forma de obtener  $\gamma_{0,7}$  es mediante la relación original de Hardin-Drnevich, que en conjunto con el criterio de falla de Mohr-Coulomb se obtiene:

$$\gamma_{0,7} \approx \frac{1}{9G_0} [2c'(1 + \cos(2\phi')) - \sigma'_1(1 + K_0)\text{sen}(2\phi')]$$

### 3.6. Método simplificado tridimensional

El método proviene de la investigación realizada al proyecto Bloque 37[1], que está situado en el centro de la ciudad de Chicago - Estados Unidos. Este consiste en una excavación de profundidad de 15 m, aproximadamente 110 m de largo y 110 m de ancho, realizada en arcillas de consistencia media-baja.

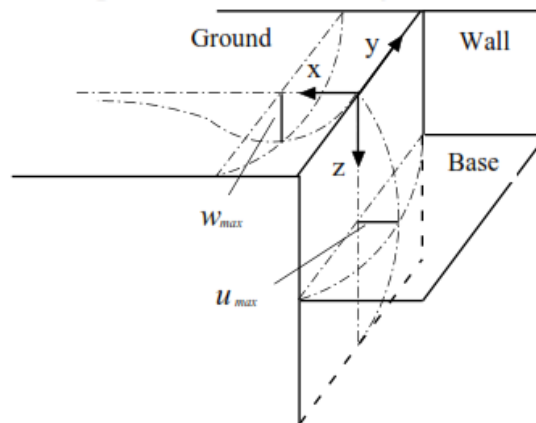


Figura 3-22: Sistema de coordenadas utilizado en el método simplificado tridimensional [1].

Se construyó un muro de contención de hormigón armado y cuatro losas de concreto para soportar lateralmente la excavación. Se utilizaron inclinómetros detrás del muro, instalados alrededor de la excavación para registrar los movimientos del muro y del suelo en suspensión. Luego, se usó el software PLAXIS 9.0 para simular con elementos finitos la excavación del suelo.

Al usar las siguientes fórmulas empíricas para los asentamientos de tierra y deformaciones en el muro:

Deformación en la sección media de la pared [11]:

$$(1) u(0,0,z) = u_{max} \cdot e^{-\left(\frac{z-H}{H+D}\right)^2}$$

Asentamiento del suelo [11]:

$$(2) w(x,0,0) = \begin{cases} w_{max} \left(\frac{x}{H} + 0,5\right) & (0 \leq x \leq 0,5H) \\ w_{max} \left(-0,6\frac{x}{H} + 1,3\right) & (0,5H < x \leq 2H) \\ w_{max} \left(-0,05\frac{x}{H} + 0,2\right) & (2H < x \leq 4H) \end{cases}$$

Empíricamente se obtienen las siguientes fórmulas en dos dimensiones:

Deformación en la pared y asentamientos de tierra en dirección “y” [12]:

$$(3) w(x,y,0) = w(x,0,0) \cdot e^{-\pi\left(\frac{y}{R}\right)^2} = w_0(x) \cdot e^{-\pi\left(\frac{y}{R}\right)^2}$$

$$(4) u(0,y,z) = u(0,0,z) \cdot e^{-\pi\left(\frac{y}{R}\right)^2} = u_0(z) \cdot e^{-\pi\left(\frac{y}{R}\right)^2}$$

Con:

$$R = L/2 \cdot [0.069 \cdot \ln(H/L) + 1,03]$$

Dónde:

$u_{max}$  : Deformación máxima del muro [m].

Z : Profundidad desde la superficie [m].

D : Profundidad de la pared de contención enterrada [m].

H : Profundidad de la excavación [m].

$w_{max}$  : Asentamiento máximo del terreno [m], de acuerdo con las investigaciones existentes es ampliamente reconocido como 0,8 - 1 veces  $u_{max}$ .

L : Longitud de la excavación [m].

Con las cuales se puede obtener movimientos superficiales y se puede establecer de manera preliminar el movimiento del suelo.

Existe una gran conexión entre el tipo de suelo y el asentamiento que este tenga (Como se señala en la Figura 3-16). Lo que implica una posible concordancia en el uso del análisis inverso en la predicción de movimientos de tierra.

En el método tridimensional, el suelo se estudió con modelos constitutivos no lineales, “Hardening soil model” (HS) y Hardening soil model with small-strain stiffness (HSS) (Ver sección 3.5.2.2 y 3.5.2.3 respectivamente). Los parámetros de rigidez del suelo  $E_{50}^{REF}$  y  $\gamma_{0,7}$  fueron optimizados al hacer análisis inverso. El problema de optimizar parámetros radica en que se limita el resultado sólo a ciertos tipos de calidad del suelo.

Se realizaron estudios de laboratorio con distintos tipos de suelo en la ciudad de Taipei (Excavación en TNEC y Formosa)[13], logrando resultados con buenas aproximaciones en los movimientos del suelo. Esta información se pudo aprovechar para aprender el comportamiento relevante del suelo y proporcionar estimaciones de los desplazamientos causados por excavación donde no hay instrumentación disponible. Los suelos estudiados fueron en su mayoría arcillas, tal como se indica en la Figura 3-27.

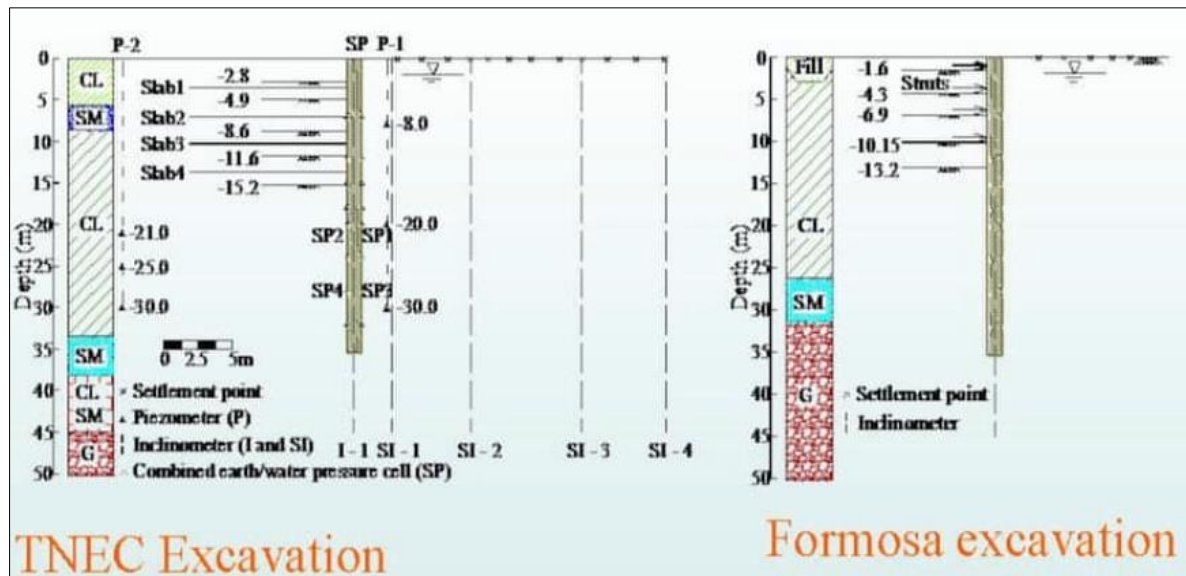


Figura 3-23: Suelos estudiados en la ciudad de Taipei, Excavación en TNEC y Formosa [13].

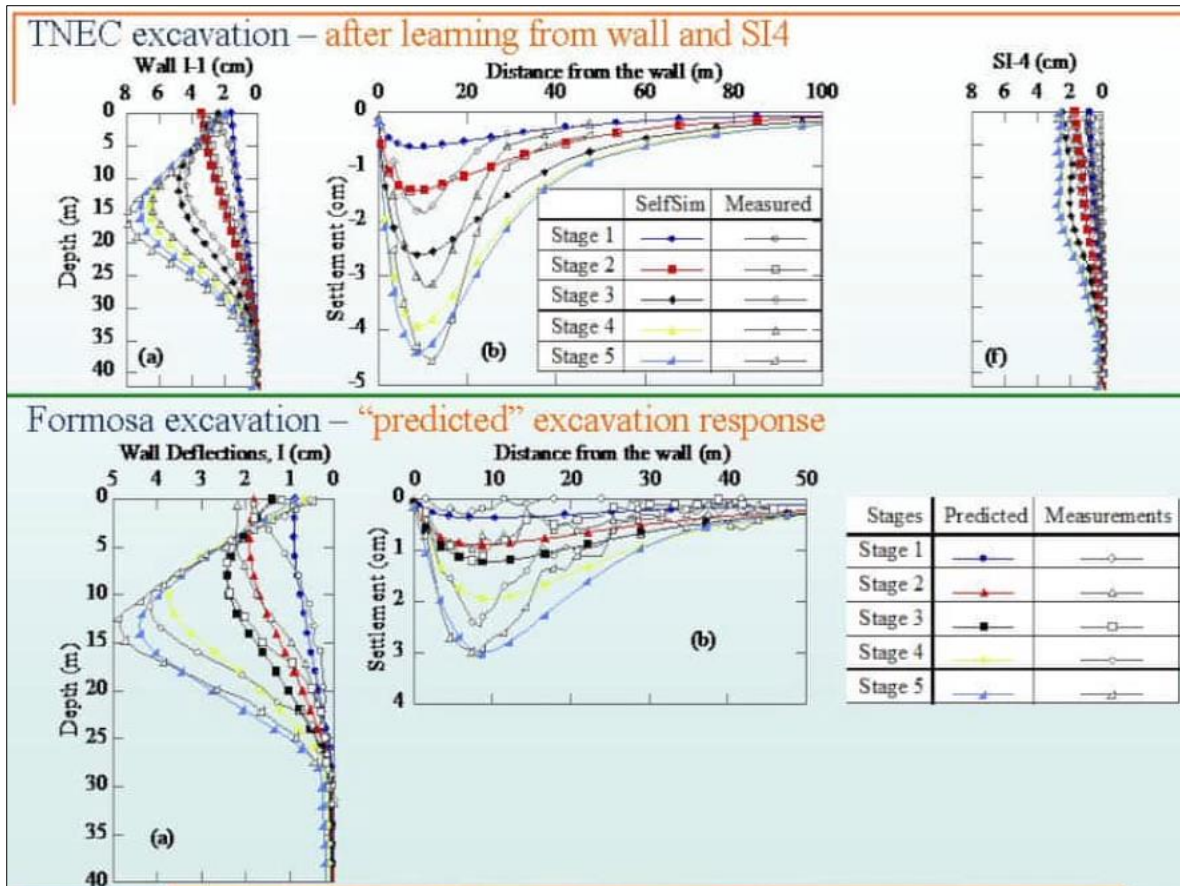


Figura 3-24: Predicciones usando el método semi-empírico [13].

Realizando entonces un proceso de iteración, con la deformación y parámetros del suelo (análisis inverso) además del uso de elementos finitos, sin involucrar la coordenada “y” del terreno, se llegó a las siguientes expresiones:

Movimiento horizontal

$$(5) \frac{u(x,0,z)}{u(0,0,z)} = a_x \cdot e^{-\left(\frac{x-bx}{cx}\right)}$$

Movimiento vertical

$$(6) \frac{w(x,0,z)}{w(x,0,0)} = a_z \cdot e^{-\left(\frac{z-bz}{cz}\right)}$$

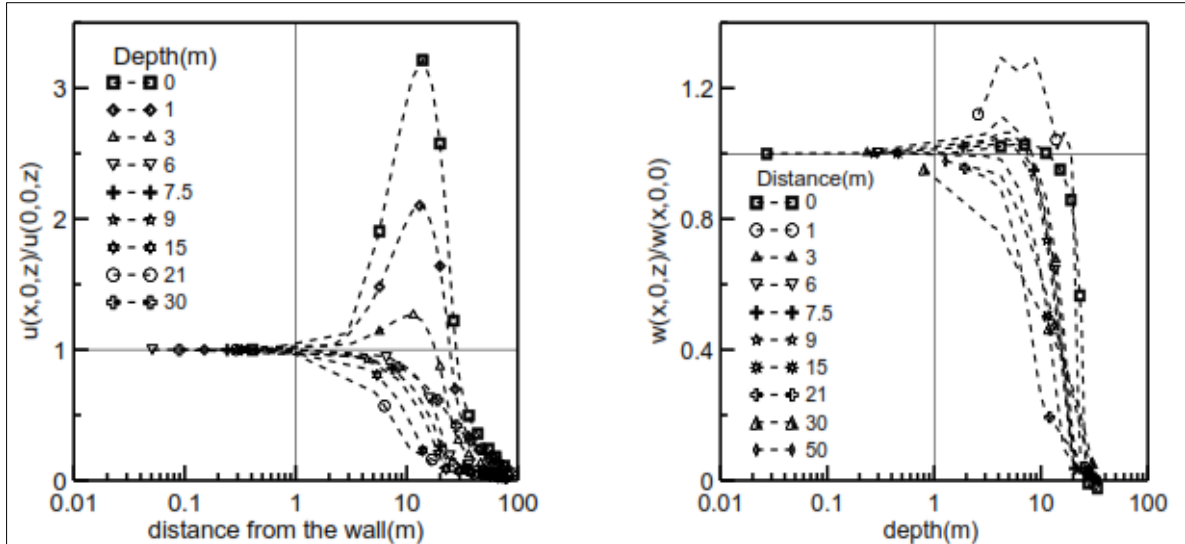


Figura 3-25: Ley de atenuación del movimiento horizontal y vertical del suelo [1].

En la Figura 3-29, en el gráfico de la izquierda todas las curvas se pueden expresar por la ecuación de movimiento horizontal, y en el gráfico de la derecha todas las curvas se pueden expresar por la ecuación de movimiento vertical.

Dónde  $a_x$ ,  $b_x$ ,  $c_x$ ,  $a_z$ ,  $b_z$  y  $c_z$  son los parámetros que se pueden identificar en una curva específica por análisis inverso.

Con lo que se obtiene el método de predicción en tres dimensiones:

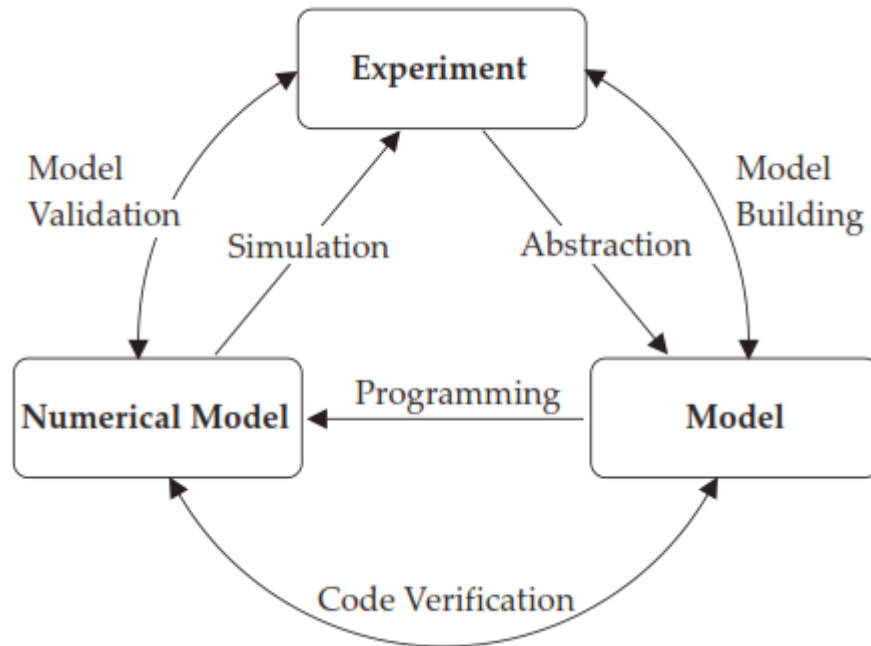
$$(7) \quad u(x, y, z) = u_{max} \cdot a_x \cdot e^{-\left(\frac{z-H}{H+D}\right)^2} \cdot e^{-\pi\left(\frac{y}{R}\right)^2} \cdot e^{-\left(\frac{x-b_x}{c_x}\right)^2}$$

$$(8) \quad w(x, y, z) = \begin{cases} 0,8 \cdot u_{max} \cdot a_z \cdot \left(\frac{x}{H} + 0,5\right) \cdot e^{-\pi\left(\frac{y}{R}\right)^2} \cdot e^{-\left(\frac{x-b_z}{c_z}\right)^2} & (0 \leq x \leq 0,5H) \\ 0,8 \cdot u_{max} \cdot a_z \cdot \left(-0,6\frac{x}{H} + 1,3\right) \cdot e^{-\pi\left(\frac{y}{R}\right)^2} \cdot e^{-\left(\frac{x-b_z}{c_z}\right)^2} & (0,5H \leq x \leq 2H) \\ 0,8 \cdot u_{max} \cdot a_z \cdot \left(-0,05\frac{x}{H} + 0,2\right) \cdot e^{-\pi\left(\frac{y}{R}\right)^2} \cdot e^{-\left(\frac{x-b_z}{c_z}\right)^2} & (2H \leq x \leq 4H) \end{cases}$$

Como se observa en las fórmulas, éste método semi-empírico utiliza como datos de entrada la geometría de la excavación en cada etapa y la deformación máxima en el muro de contención.

Se propone entonces verificar que el método simplificado para movimientos de suelo en tres dimensiones inducido por excavaciones sea confiable y entregue los resultados esperados en distintos tipos de suelo.

Una vez que se obtiene la deformación máxima del muro ( $u_{max}$ ) de un análisis estático del elemento, el modelo numérico puede ser usado para calcular el movimiento del suelo inducido por la excavación, lo cual se procede a verificar.



**Figura 3-26: Terminología en proceso de validación.**

Como se indica en la Figura 3-30, el método tridimensional se considerará validado una vez que la simulación numérica entregue el mismo resultado que en los registros observados.

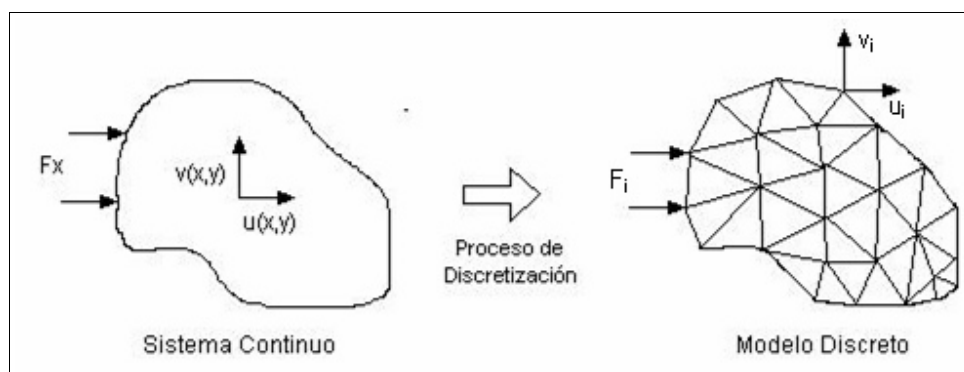
## 3.7. Método de elementos finitos

### 3.7.1 Descripción del método

El método de elementos finitos permite el estudio de problemas que involucren variables de gran complejidad, como por ejemplo: medios heterogéneos, comportamientos no lineales del suelo, diferentes geometrías y condiciones de borde, estados de carga que dependen de la etapa constructiva.

La idea general del método se basa en dividir un conjunto continuo en pequeños elementos finitos, interconectados por una serie de puntos llamados nodos. Con esto se logra modelar problemas de gran dificultad (infinitos grados de libertad), en una serie de ecuaciones lineales independientes (grados de libertad finitos) si consideramos funciones de aproximación lineales entre nodos.

El espacio geométrico de la división se denomina dominio y se encuentra sujeto a las condiciones de contorno, lo que puede incluir distintas variables (cargas, desplazamientos, temperaturas, etc.). La forma de los elementos finitos dependerá del problema en cuestión. Para un caso unidimensional se genera un elemento tipo línea, para el caso bidimensional se generan comúnmente elementos triangulares o en forma de cuadriláteros, mientras que para el caso de problemas tridimensionales, los elementos más comunes son los tetraédricos y hexaédricos.



**Figura 3-27: Discretización de un conjunto continuo bidimensional.**

Una vez discretizado (mallado) el conjunto, es necesario definir funciones por cada elemento finito. En problemas de esfuerzo-deformación la incógnita son los desplazamientos, en mecánica de suelos no se consideran los giros en los nodos dado que el suelo no resiste momentos a nivel local. Para encontrarlos se establece primero la matriz de rigidez local de cada elemento, que finalmente son acoplados para obtener la matriz de rigidez global del sistema continuo.

La ecuación global queda definida como:

$$\{F\}=[K]\{u\}$$

Dónde  $\{F\}$  es una columna conocida como vector de cargas, en ella están involucradas las fuerzas exteriores que actúan sobre el conjunto continuo y puede descomponerse tanto en coordenadas locales como globales. La columna  $\{u\}$  corresponde al vector de desplazamientos nodales y representa el desplazamiento que experimentan los nodos de los elementos de forma local o global. Como se mencionó, la matriz global de rigidez  $[K]$  se compone del aporte de rigideces locales en cada grado de libertad. Las variables a nivel local se pueden llevar a un sistema de coordenadas globales a través de la matriz de transformación geométrica.

$$\{u_{local}\} = [T]\{u_{global}\}$$

$$\{F_{local}\} = [T]\{F_{global}\}$$

$$\{K_{local}\} = [T]\{K_{global}\}$$

En el caso de escoger sistemas coordenados locales igual a los globales, no es necesario el uso de la matriz de transformación geométrica. Con esto se logra obtener los desplazamientos, y al establecer de manera adecuada la matriz constitutiva de los elementos, se determinan los esfuerzos y deformaciones. Un resumen del método se presenta en la Figura 3-32.

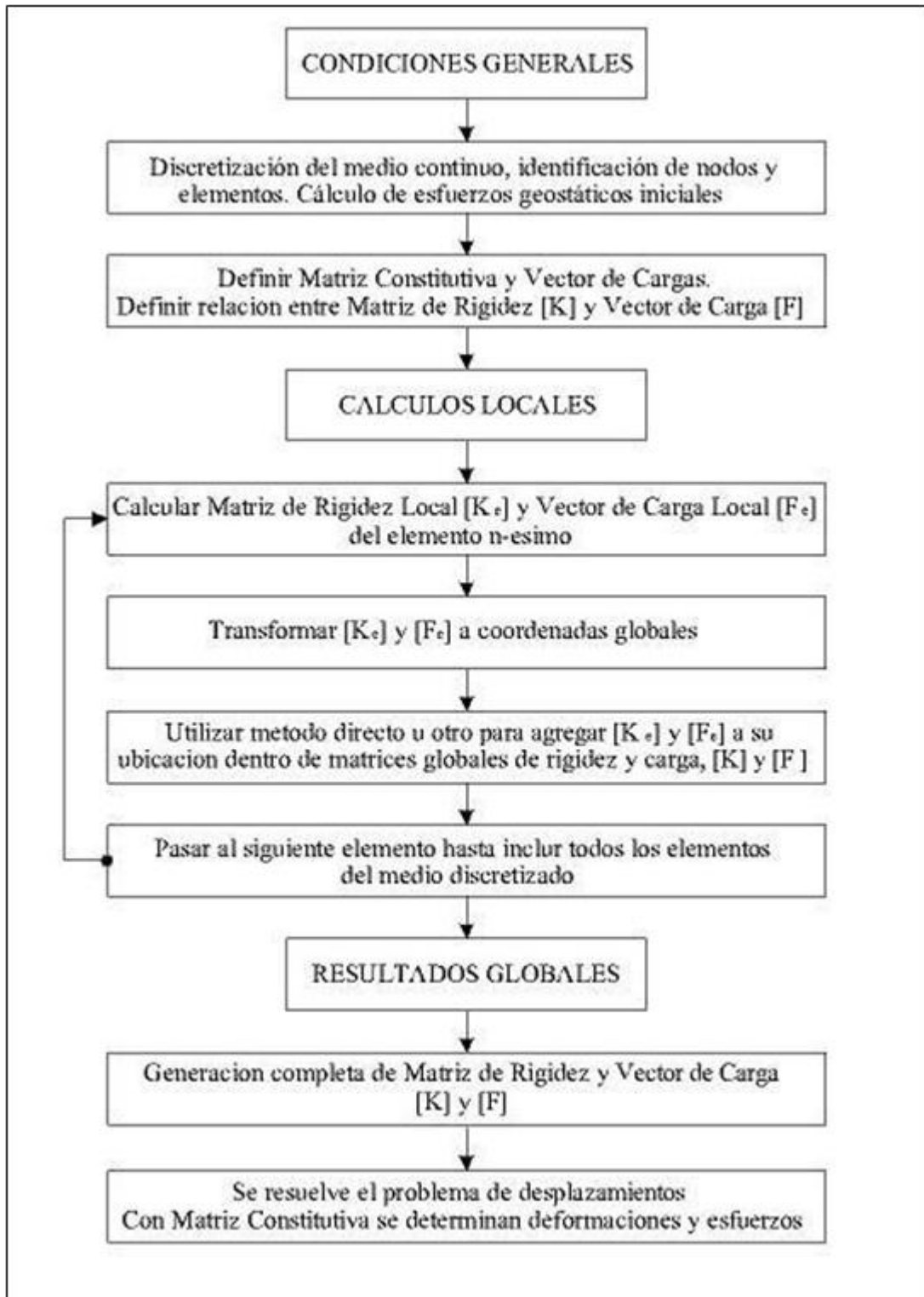


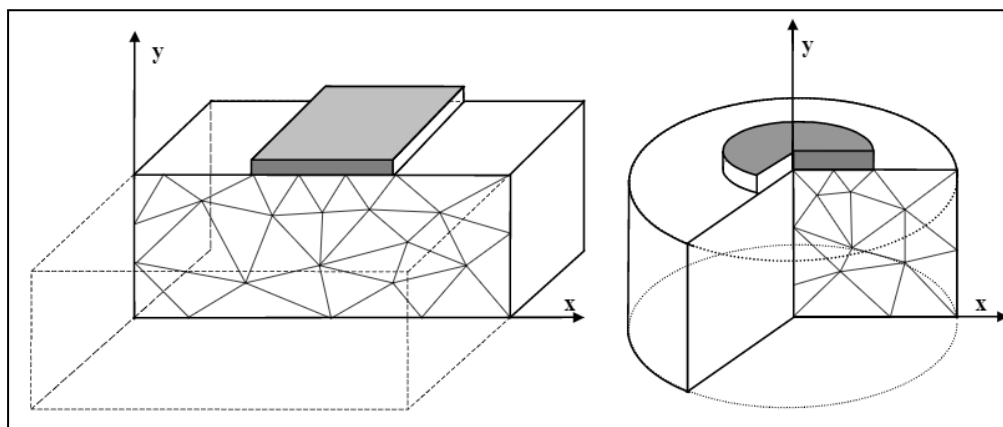
Figura 3-28: Resumen de etapas del método de elementos finitos.

En las últimas décadas, se ha utilizado el método de elementos finitos para el análisis de deformaciones del suelo causada por excavación, por lo que la verificación del método a estudiar en este trabajo incluye este análisis. De acuerdo con estudios anteriores, se reconoce que el método de elementos finitos es más práctico para predecir deformaciones laterales que asentamientos en el suelo.

## 3.7.2 PLAXIS 2D

### 3.7.2.1. General

El programa Plaxis 2D puede realizar un análisis de elementos finitos bidimensional con deformaciones planas (“Planes strain”) o deformaciones axisimétricos (“Axisymmetric”). El modelo de deformaciones planas se utiliza cuando la sección transversal de la geometría tiende a ser uniforme, en la cual es posible suponer que los estados tensionales y de cargas son uniformes a lo largo de una determinada longitud perpendicular a la sección transversal. El modelo axisimétrico se utiliza en estructuras circulares con una sección transversal radial uniforme y un esquema de cargas alrededor del eje central que permita suponer estados tenso-deformacionales idénticos en cualquier dirección radial.



**Figura 3-29: Modelo de elementos finitos, deformaciones planas y axisimétricas [14].**

En la actualidad existe una gran variedad de programas que permiten realizar cálculos con elementos finitos. Sin embargo, para garantizar que los resultados obtenidos se ajusten a la realidad se deben conocer las limitaciones de este método, además de conocer los parámetros y modelos constitutivos de los materiales involucrados.

El programa PLAXIS 2D entrega la posibilidad de trabajar con 6 o 15 nodos para modelar el suelo u otros dominios. Como es de esperar, los triángulos de 15 nodos entregan mayor exactitud en los resultados, el motivo de que el programa entregue otra alternativa es por el elevado consumo de memoria y el mayor tiempo en realizar los cálculos al utilizar más nodos.

Se puede comparar que un elemento compuesto por 15 nodos tiene la misma cantidad de nodos y puntos de tensión que cuatro elementos de 6 nodos. Sin embargo, un elemento de 15 nodos es más potente que cuatro elementos de 6 nodos.

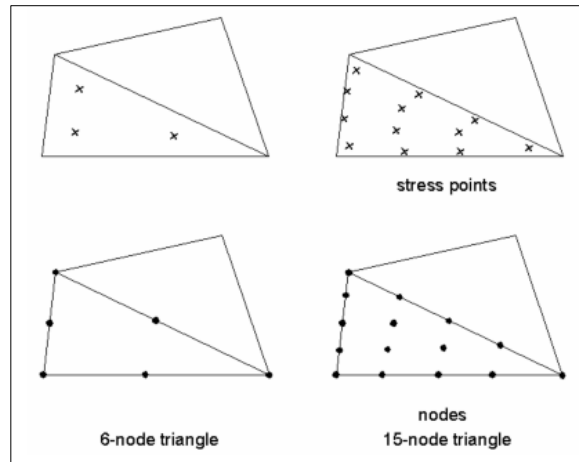


Figura 3-30: Posición de nodos y puntos de tensión en elementos triangulares [14].

### 3.7.2.2. Interfase

Como se observa en la Figura 3-34, el modelo de elementos finitos considera compatibilidad de deformaciones nodales entre los triángulos, lo que podría ser en realidad por ejemplo, el suelo y cualquier estructura que se encuentre en contacto. El programa utiliza un modelo elastoplástico para diferenciar los materiales, en específico el criterio de Coulomb.

Para comportamientos elásticos el esfuerzo de corte queda definido como:

$$|\tau| < \sigma_n \tan \phi_i + C_i$$

Y para comportamientos plásticos el esfuerzo queda:

$$|\tau| = \sigma_n \tan \phi_i$$

Dónde  $\Phi_i$  y  $C_i$  corresponden al ángulo de fricción interna y cohesión en cada interface.

La resistencia de la interface está relacionada a los parámetros de cada capa del suelo en particular, es por esto que Plaxis considera el factor de reducción  $R_{inter}$ , el cual el software aplica para el cálculo de los parámetros  $\Phi_i$  y  $C_i$  de la interface, siguiendo las siguientes ecuaciones:

$$c_i = R_{inter} \cdot c_{soil}$$

$$Tan\phi_i = R_{inter} \cdot Tan\phi_{soil} \leq Tan\phi_{soil}$$

Según el manual de plaxis el factor  $R_{inter}$  corresponde a 0.5 para arcillas y **0.67 para arenas**.

El programa considera dos tipos de interface:

- Rígida: Factor de reducción  $R_{inter}$  es igual a 1, no se considera reducción. Ángulo de dilatación del suelo igual al de la interface.
- Manual: Considera una resistencia de interface menor y más flexible que la del suelo, el valor de  $R_{inter}$  debe considerarse menor que 1.

## 4. CASO EN ESTUDIO

El estudio se basa en las deformaciones de un sistema de contención previo a la edificación, obra preliminar que debe realizarse en el terreno duno arenoso.

Existe la necesidad de contener el suelo por diferentes motivos, ya sea de manera permanente o temporal, se debe analizar el tipo de contención según la disposición general de la obra, esto en base a términos económicos, disponibilidad de materiales, faenas, capacidad de la contención, altura de suelo que se requiere contener, interferencia visual con los vecinos, etc.

En este proyecto se han propuesto dos tipos de soluciones para la contención de taludes:

- 1) Muro con pilas discontinuas y anclajes permanentes.
- 2) Muro berlinés con anclajes temporales.

El primer tipo de contención se adopta por la necesidad de no interferir la vista hacia el mar de los recintos vecinos, siendo necesario soportar el talud de manera permanente y que permita un corte vertical del terreno.

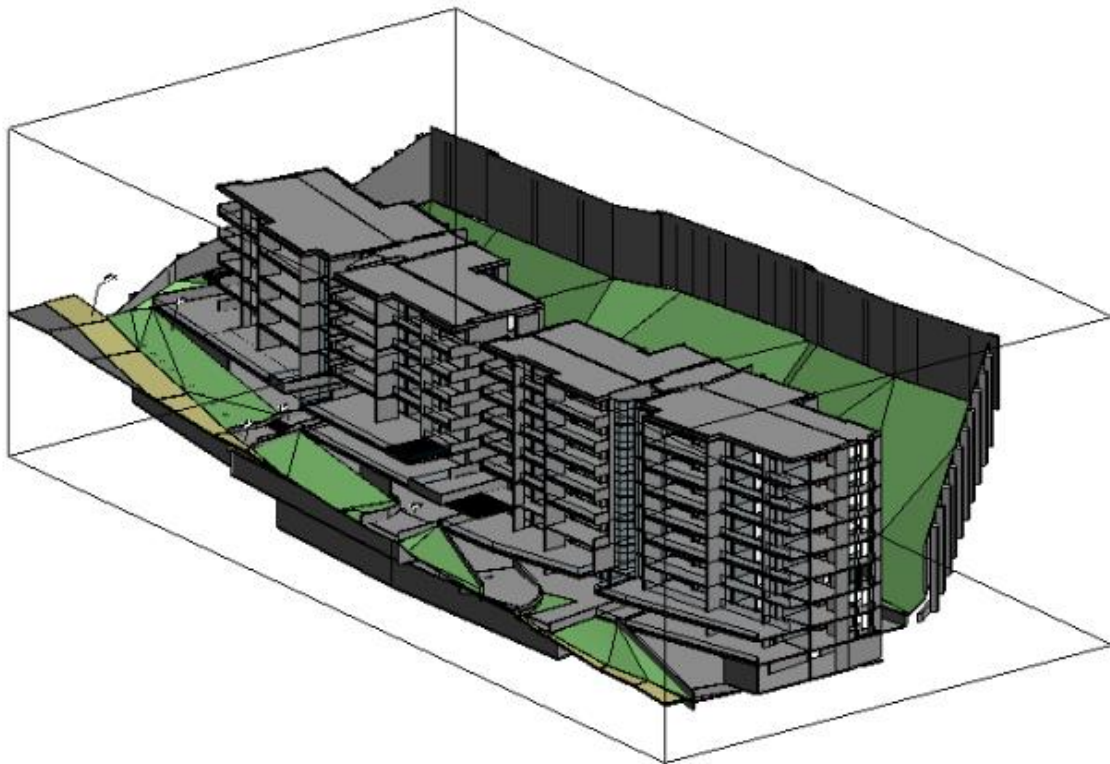
El segundo tipo de contención se realiza con el objetivo de alcanzar las cotas de fundación del proyecto sin que el suelo se desmorone. Esta contención es provisoria hasta que comience la construcción del edificio.

### 4.1. Ubicación y emplazamiento

El proyecto considerado corresponde al edificio Bordemar, Lotes 5-6, Calle Las Perlas, de la ciudad de Reñaca - V Región – Chile. El terreno duno arenoso contempla un área de  $5.968\text{m}^2$  y su emplazamiento se encuentra entre los 77m y 105m sobre el nivel del mar.



**Figura 4-1: Emplazamiento edificio Bordemar Cochoa.**



**Figura 4-2: Modelo REVIT proyecto Bordemar Cochoa [15].**

## 4.2. Caracterización del suelo

Del informe de mecánica de suelos del proyecto [16] se extrae información importante acerca de la estratigrafía del terreno. De los ensayos realizados, se encuentra un ensayo triaxial a una profundidad de 4m y dos sondajes a una profundidad de 30m. De dichos sondajes se establecen dos estratos principales del suelo:

### Horizonte 1 de 0 a 13m

Arena sedimentaria de dunas grano fino y color gris variando a café grisáceo, contenido entre 5% a 16% de finos limosos, sin gravilla, no cementada, húmeda, sin materia orgánica y sin plasticidad, de mediana a alta humedad con  $\omega = 5.4\%$  a 22%, de peso específico aparente total variable  $\gamma_t = 16.8 \text{ kN/m}^3$  a  $19.0 \text{ kN/m}^3$ ; ángulo de fricción interna  $\phi = 33^\circ$  a  $42.6^\circ$ ; cohesión  $c = 1$  a  $2 \text{ kN/m}^2$ , de compacidad media aumentando con la profundidad a muy alta bajo 5.0-8.0m. Estrato de suelo clasificable en el sistema USCS como “SP-SM” variando a “SM(ML)” y en el sistema AASHTO ó HRB dentro del grupo de suelo granular fino A-3(0).

### Horizonte 2 de 13 a 30m (fin de sondajes)

Arena de dunas de muy alta compacidad color gris variando a café grisáceo, de grano fino conteniendo 12% hasta 42% (42% de finos sólo a 29m de profundidad en el segundo sondaje) de limo sin plasticidad y sin gravilla, no cementada, de mediana a alta humedad con  $\omega = 13.1\%$  a 21.3%, sin materia orgánica y sin plasticidad, de muy alta compacidad. Con peso específico aparente total húmedo  $\gamma_t = 19.2 \text{ kN/m}^3$ , ángulo de fricción interna  $\phi = 42.6^\circ$  y  $c = 9 \text{ kN/m}^2$ , clasificable en el sistema USCS como “SM” y en el sistema AASHTO ó HRB dentro del grupo suelo granular fino A-3(0).

Napa de Agua, hasta la profundidad excavada (30.0m) no se detectó napa freática.

Para el diseño y cálculo se recomendó utilizar los siguientes parámetros geotécnicos básicos:

Estrato	Profundidad	Densidad $\gamma$ $\text{kN/m}^3$	Ángulo de fricción $\phi$	Cohesión $c$ $\text{kN/m}^2$
Arena Superficial	0 a 3m	17.5	$33^\circ$	0
Arena Profunda	3m en adelante	18.5	$40^\circ$	0

**Tabla 2: Parámetros de diseño [16].**

La información es obtenida a través de un ensayo triaxial consolidado isotrópicamente drenado (CID) realizada al suelo a una profundidad de 4m (valores de ensayo, Anexo A). Cabe destacar que en la mecánica de suelos además se realizó un ensayo triaxial consolidado isotrópicamente no drenado

(CIU). Considerando que el suelo es en su mayoría granular, los resultados que mejor se ajustan al suelo corresponden a los del primer ensayo (CID).

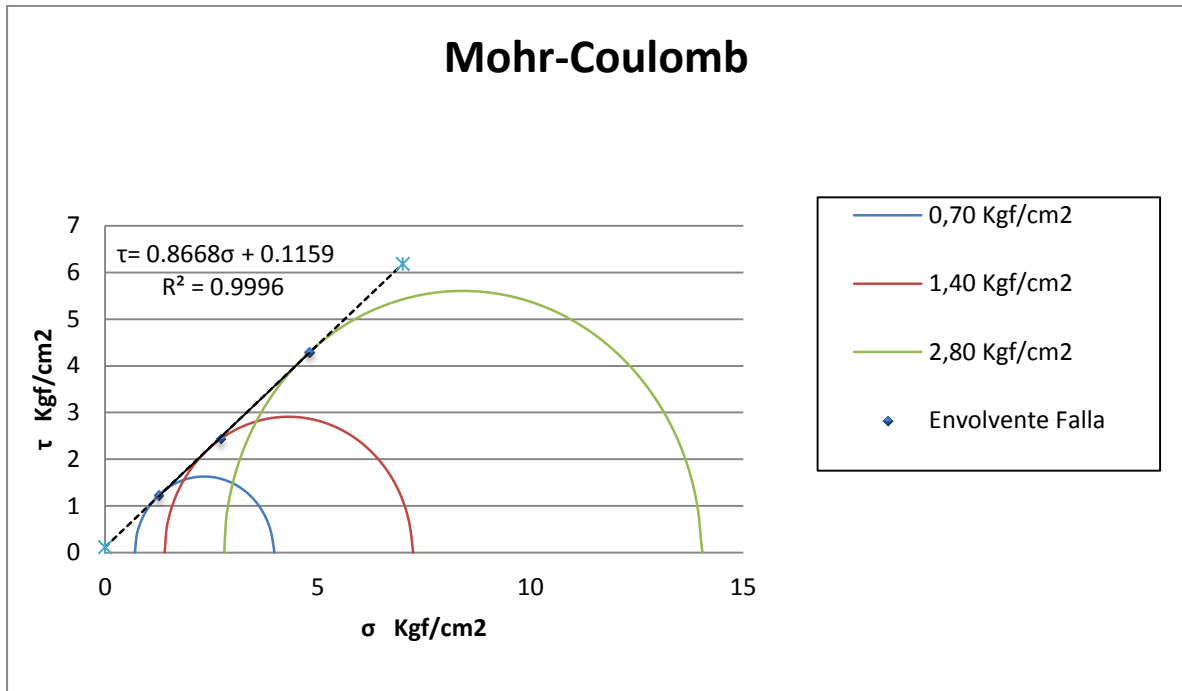


Figura 4-3: Mohr-Coulomb.

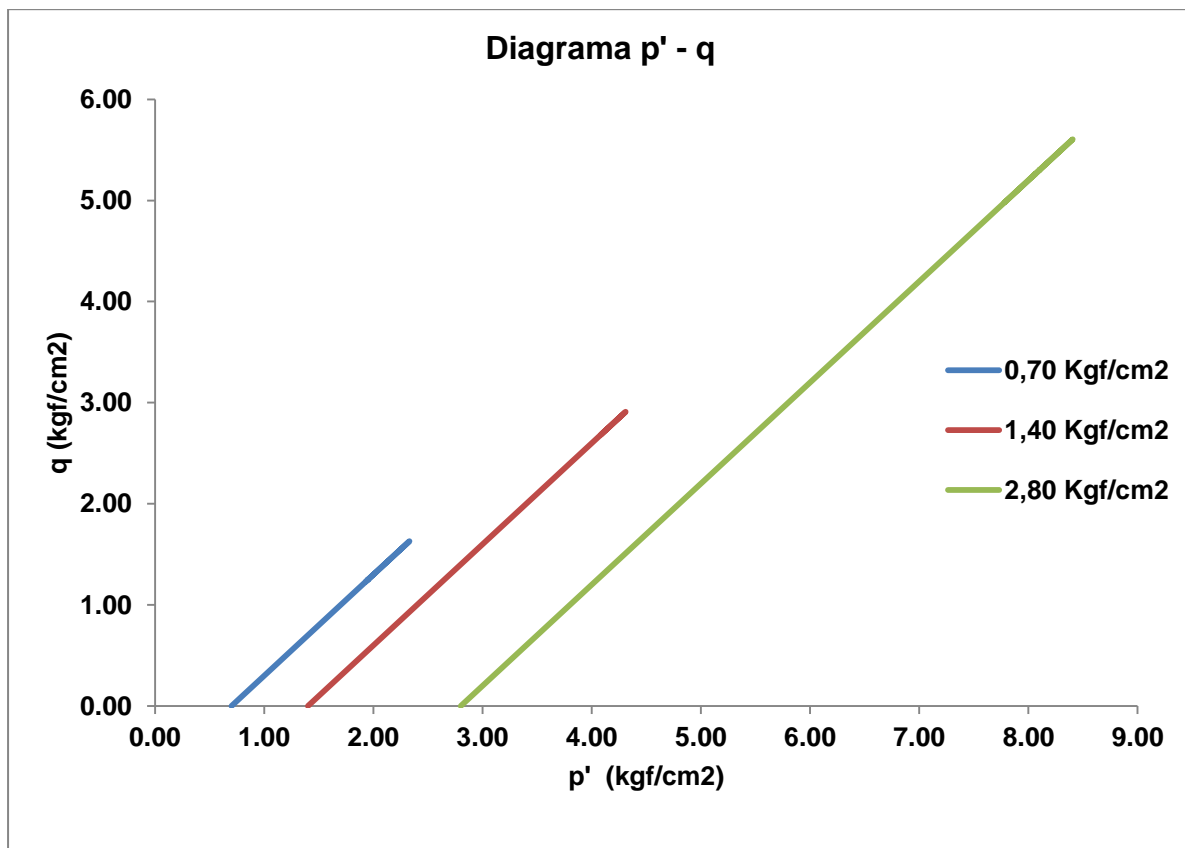


Figura 4-4: Diagrama p'-q.

De la envolvente de falla, ya sea del gráfico de Mohr Coulomb o alternativamente del diagrama  $p^{\prime}$ - $q$  se obtienen los parámetros del suelo:

c	11.59	kPa
$\phi$	40.92	°

Tabla 3: Cohesión y ángulo de fricción en ensayo triaxial drenado.

### 4.3. Procedimiento de ejecución de muro con pilas discontinuas

A continuación se describen las fases constructivas del proyecto en estudio, con el fin de detallar el procedimiento de la construcción y los instantes en los cuales se obtienen los datos de campo.



Figura 4-5: Planta general edificio Bordemar Cochoa, plano Ferrara Ingeniería y Construcción.

La Figura 4-5, muestra una vista en planta general del proyecto, en rojo se destacan las pilas de interés en las cuales se realiza el estudio de deformaciones con inclinómetros (Pilas 10 y 30, con anclajes post-tensados permanentes).

La sección, armadura, cotas de coronamiento, nivel de anclaje y de sello son idénticas en ambas pilas. El largo con armadura es de 11.5 metros, el largo total de las pilas estudiadas es de 15.5 metros, los últimos 4 metros de profundidad son de hormigón sin armadura con el objetivo de considerar un largo de empotramiento mayor en las mediciones con inclinómetro.

En las Figuras 4-6, 4-7 y 4-8 se indican la armadura, sección y nivel de anclaje de las pilas estudiadas con el inclinómetro.

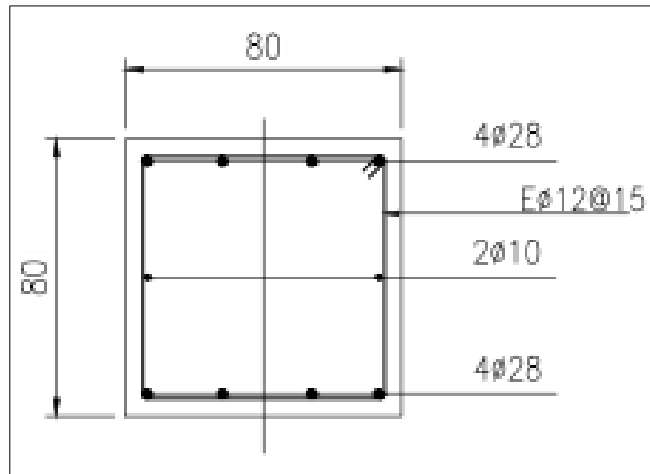


Figura 4-6: Armadura pilas 10 y 30, plano Ferrara Ingeniería y Construcción.

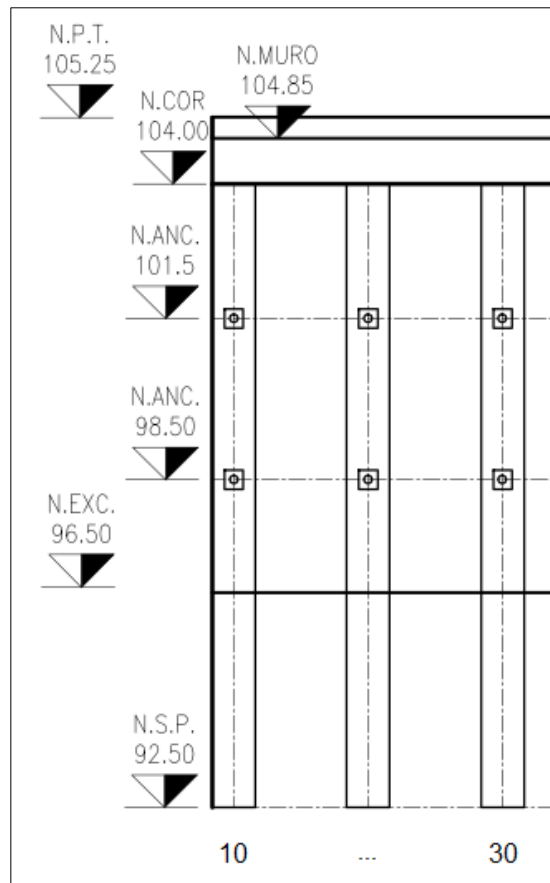


Figura 4-7: Vista en Elevación, pilas 10 y 30, plano Ferrara Ingeniería y Construcción.

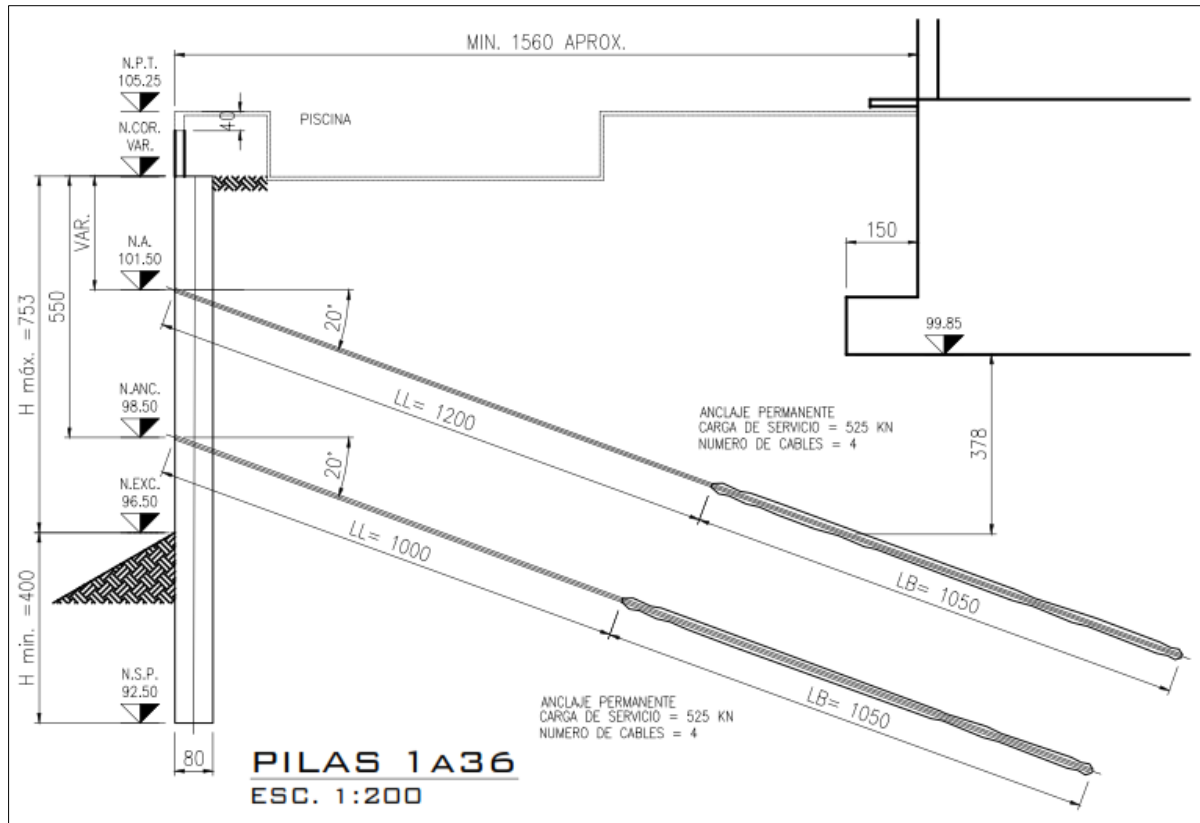


Figura 4-8: Anclajes en pilas 10 y 30, plano Ferrara Ingeniería y Construcción.

Las etapas de construcción que sigue el proyecto son las siguientes:

#### 4.3.1 Ejecución de pilas

Con elementos topográficos se trazan en terreno las pilas según planos de construcción. Una vez emplazada la pila se procede a la excavación e instalación de tablonaje hasta la cota de sello excavación de la pila. Se introduce la armadura y se instalan tuberías de pvc de 16" para la pasada del anclaje, finalmente se llena la pila de hormigón. La primera medición con el inclinómetro de la cual se obtienen los valores iniciales de desplazamiento horizontal se realiza una vez finalizada esta etapa.

En el lado izquierdo de la Figura 4-9 se observa la ejecución de la pila, desde la excavación manual de ésta hasta el llenado con hormigón hasta la cota de coronamiento. En el lado derecho de la Figura 4-9 se observa la instalación del tubo guía del inclinómetro.



**Figura 4-9: Ejecución pilas.**

### **4.3.2 Excavación a cota programada**

A medida que progresa la obra se van retirando metros cúbicos de suelo. Para mejorar el tránsito de los materiales y el lugar de trabajo, se realizan terrazas con taludes entre los  $20^\circ$  y  $30^\circ$ . El primer nivel es programado a la cota 101, que corresponde a la primera línea de anclajes, el segundo nivel es a la cota 98 que corresponde a la segunda línea de anclajes, finalmente se excava a la cota 96.5 que es el nivel de terreno permanente del proyecto. En la Figura 4-10 se observa el movimiento de tierra con excavadora y la creación de taludes.



**Figura 4-10: Excavación con taludes.**

### 4.3.3 Instalación tablonés y malla muro permanente

Luego de retirar suelo hasta la cota establecida bajo la primera o segunda línea de anclajes, se instalan tablonés entre pilas y mallas ACMA para la construcción del muro permanente. Como se observa en la Figura 4-11, para asegurar los tablonés se instalan barras de acero entre la pila y los tablonés, luego para dar el espesor especificado en el muro y espaciar las mallas ACMA se utilizan separadores de hormigón o acero de aproximadamente 5 cm y corchetes de acero para ajustar las mallas dobles. La segunda medición con el equipo de sondaje del inclinómetro se realiza en esta fase previa al tensado del anclaje.



Figura 4-11: Primera línea de anclajes.

### 4.3.4 Tensado de anclajes

En la Figura 4-12 se observan los anclajes antes y después de ser tensados. Se consideran mediciones con el inclinómetro antes y después del tensado para evaluar las deformaciones que genera esta fase en el proceso de medición.

Para la ejecución de cada anclaje se realiza una perforación con el equipo MC-12, a medida que se perfora se va encamisando con tubos de acero hasta alcanzar el largo proyectado del anclaje. Posteriormente se procede a introducir el anclaje e inyectar lechada de cemento, en la mezcla se utiliza cemento extra P-400 con el fin de lograr en menos tiempo (5 días) la resistencia necesaria para el tensado del anclaje, se debe inyectar de lechada por completo la perforación para evitar problemas de corrosión y llenar espacios vacíos.

Previo a ejecutar el tensado del anclaje se realiza una prueba de carga, se tensan los cables a un 125% de la carga de servicio para asegurar la resistencia del anclaje, en caso que las deformaciones superen la deformación preestablecida se debe repetir la perforación del anclaje, luego se descarga

completamente y se tensan los cables a la carga de servicio especificada considerando el sistema de bloqueo.



**Figura 4-12: Tensado de anclajes.**

#### **4.3.5 Shotcrete muro permanente**

A medida que se avanza con la excavación del terreno se instalan tablonces, mallas ACMA, se tensan los anclajes y finalmente se proyecta hormigón a alta velocidad hasta conseguir el espesor de muro establecido. Antes de la proyección se deben instalar las barbacanas, que corresponden a pequeñas oberturas que se dejan en los muros de contención para que por ella pasen las filtraciones de las aguas pluviales y den paso a los gases contenidos en el terraplén.

Para la proyección de shotcrete se necesita de un compresor y un equipo de shotcrete, se bombea hormigón hasta el equipo y con ayuda del compresor se proyecta el hormigón con aire comprimido sobre el muro. Tal como se observa en la Figura 4-13.



**Figura 4-13: Proyección Shotcrete.**

#### **4.4. Topografía y etapas de medición**

En resumen las etapas en que se realizaron las mediciones de deformación horizontal tanto empíricas utilizando el inclinómetro como para el modelo en elementos finitos son las siguientes:

- E1:** Pilas ejecutadas con el suelo en cota de coronamiento.
- E2:** Primera línea de anclajes antes del tensado.
- E3:** Primera línea de anclajes después del tensado.
- E4:** Segunda línea de anclajes antes del tensado.
- E5:** Segunda línea de anclajes después del tensado.
- E6:** Segunda línea de anclajes después del tensado, con excavación a cota final de proyecto.

Para cada una de las etapas se realizó un levantamiento topográfico, lo cual entregó la sección transversal del terreno perpendicular a las pilas, como se indica en la Figura 4-14, con el fin de tener un registro de las cotas reales de la excavación del suelo en cada medición. En el **ANEXO B** se adjuntan las coordenadas del terreno.

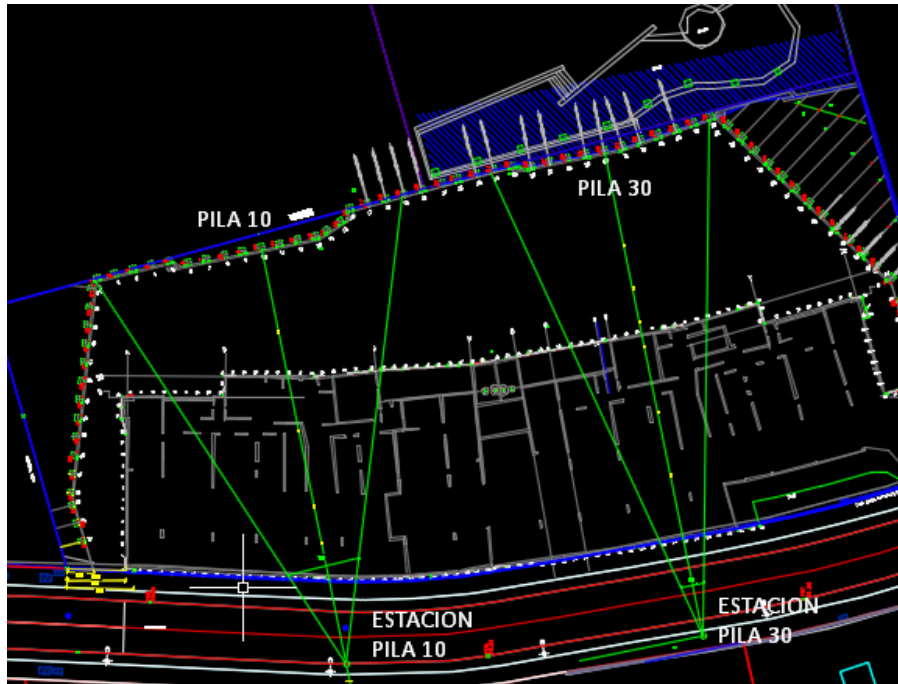


Figura 4-14: Vista en planta sección Transversal Pilas 10 y 30.

En las Figuras 4-15, 4-16, 4-17 y 4-18 se observa el estado del terreno en cada una de las mediciones con inclinómetro de la pila 10. En las Figuras 4-19, 4-20, 4-21 y 4-22 se observa el estado del terreno en cada una de las mediciones con inclinómetro de la pila 30.

En café claro se observa la denominada “duna nueva” que corresponde a la estratigrafía de los primeros tres metros de profundidad del suelo, y por debajo de ésta, en café oscuro se indica la denominada “duna vieja”.

#### Pila 10:

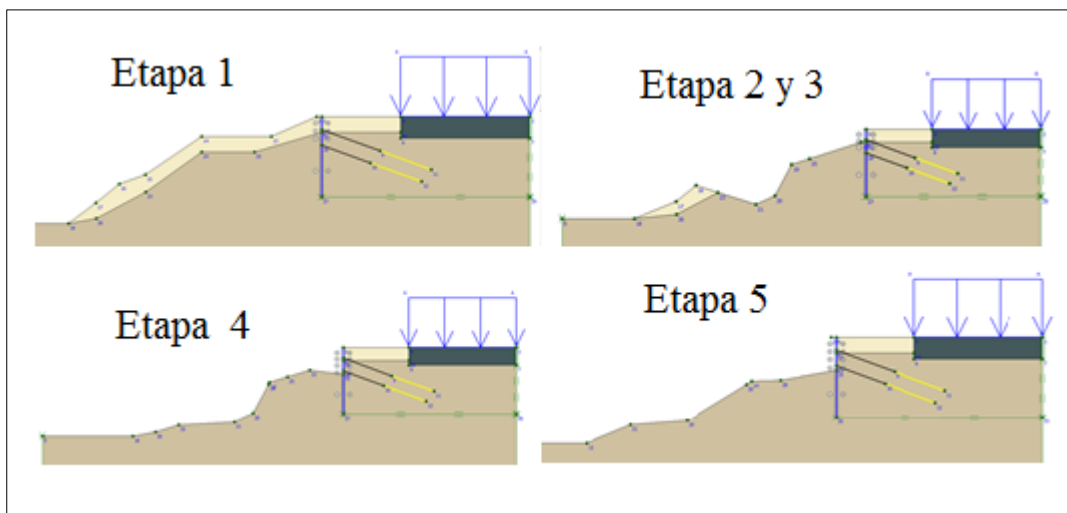
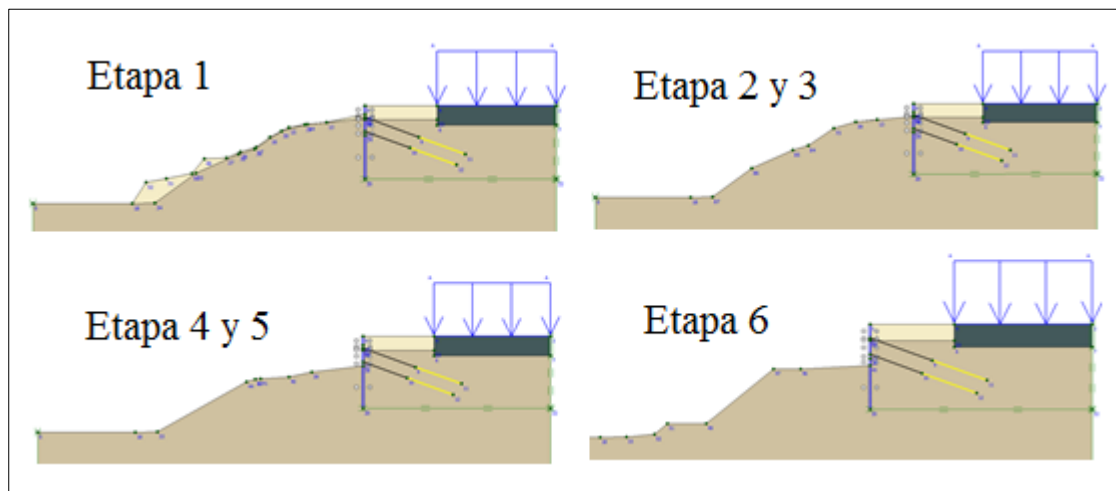


Figura 4-15: Sección Transversal Pila 10 por Etapas.

### **Pila 30:**

Debido al avance en las faenas de la obra, la medición de desplazamientos horizontales en la Pila 30 – Etapa 1 se considera ya comenzada la excavación. Cabe destacar que la diferencia del terreno a la cota de coronamiento del muro no varía significativamente, por lo que no debería afectar en los desplazamientos laterales medidos.



**Figura 4-16: Sección Transversal Pila 30 por Etapas.**

## **5. MEDICIONES EMPÍRICAS**

### **5.1. Instrumento de medición desplazamientos laterales**

#### **5.1.1 Inclinómetro**

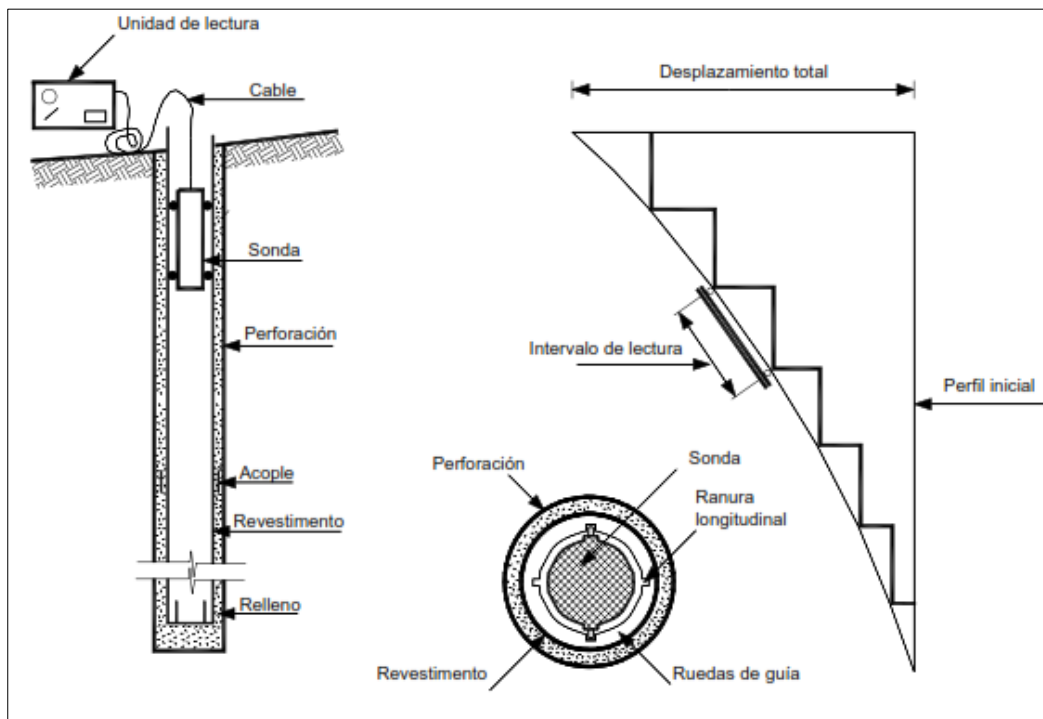
Instrumento que permite medir la inclinación vertical respecto a un plano perpendicular a la superficie terrestre, lo que se traduce a desplazamientos horizontales del suelo.

El inclinómetro se compone de cuatro elementos fundamentales:

- 1) Un tubo guía de acero, aluminio o plástico, que se instala dentro de una perforación. El tubo posee ranuras longitudinales separadas cada  $90^\circ$  para orientar el sensor y su diámetro se encuentra generalmente entre los 48 y 85 mm. Se introduce lechada de cemento o mortero fluido entre la perforación y el tubo, para asegurar que éste quede fijo en el terreno y no existan holguras.
- 2) Una sonda, también llamada torpedo (sensor portátil), que se introduce dentro de la tubería inclinométrica. Se monta sobre un sistema de ruedas espaciadas a una distancia conocida  $L$ . Como se indica en la Figura 3-5.

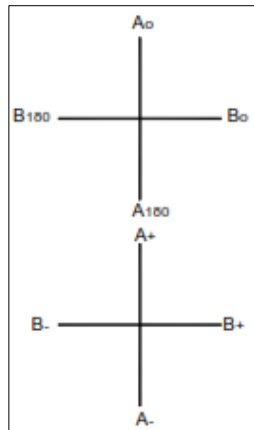
- 3) Un cable con núcleo de acero para minimizar deformaciones, capaz de controlar el ascenso y descenso de la sonda, además de cables eléctricos unidos al núcleo para transmitir señales y hacer controles desde la superficie. El cable se recomienda manejarlo a través de una polea, para evitar que se tuerza al sostenerlo.
- 4) Una unidad de lectura, que provee la energía y traduce las señales eléctricas en datos.

El sello del tubo guía del inclinómetro debe permanecer fijo, ya que este es la base para medir la deformación horizontal del suelo, el sistema del inclinómetro se resume en el siguiente esquema:



**Figura 5-1: Esquema de un Inclinómetro.**

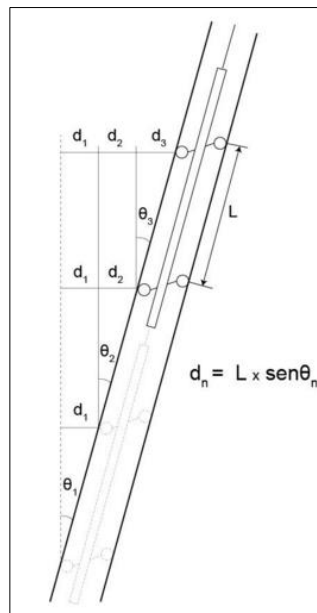
El procedimiento para utilizar el inclinómetro es el siguiente, se marca como  $A_0$  ó  $A_+$  la ranura que se encuentra ladera abajo, y como  $A_{180}$  ó  $A_-$  la ranura en el extremo opuesto. Las otras dos ranuras se marcan como  $B_0$  (ó  $B_+$ ) y  $B_{180}$  (ó  $B_-$ ) como se señala en la siguiente imagen:



**Figura 5-2: Ranuras Inclinómetro.**

Se introduce la sonda dentro del tubo, con la rueda superior en la ranura  $A_0$  y se baja hasta el final de la perforación. Se toma la lectura en el fondo y se va registrando cada 50 cm hacia la superficie, en cada profundidad se anota la lectura de las direcciones  $A_0$  y  $B_0$ . Luego de que la sonda ha salido a la superficie, se gira  $180^\circ$  y se lleva nuevamente al fondo de la perforación, ahora registrando las mediciones en las direcciones de  $A_{180}$  y  $B_{180}$ . La suma de las dos mediciones debe ser cercana a 0.0, aunque por lo general se encuentran pequeñas diferencias por errores de manejo.

La medición nos aporta el valor del ángulo, que por medio de una ecuación trigonométrica sencilla transformamos en desplazamientos laterales del terreno.



**Figura 5-3: Desplazamientos en un Inclinómetro.**

Como se indica en la Figura 5-3, la suma de cada desplazamiento particular entrega el desplazamiento acumulado del suelo, esta información se debe graficar en función de la profundidad para observar donde se producen los desplazamientos máximos y estudiar el comportamiento del suelo.

### 5.1.2 Modelo del instrumento

El instrumento utilizado en la medición de desplazamientos laterales corresponde al inclinómetro modelo GK-604D. Éste se compone de tres unidades fundamentales, una unidad de lectura, un cable con núcleo de acero y un sensor portátil, tal como se muestra en la Figura 5-4.



Figura 5-4: Inclinómetro modelo GK-604D.

## 5.2. Desplazamiento lateral

Para la medición de desplazamientos horizontales del suelo se utiliza el inclinómetro en las pilas 10 y 30, según se indica en la vista en planta del proyecto (Figura 4-5).

El criterio de aceptación en las mediciones con el instrumento, es que al realizar un set de tres de ellas, éstas no varíen más de 1mm en una misma etapa de medición. A modo de ejemplo, en la Figura se observa gráficamente el error entre lecturas (3) en algunas de las mediciones realizadas en las pilas 10 y 30. Se compara la diferencia en milímetros de cada lectura (sólo en la dirección de interés (A+)) respecto a la profundidad, la lectura que se considera es la más representativa de los tres registros. Por lo general, se utilizó la medición que quedó en medio de las otras dos.

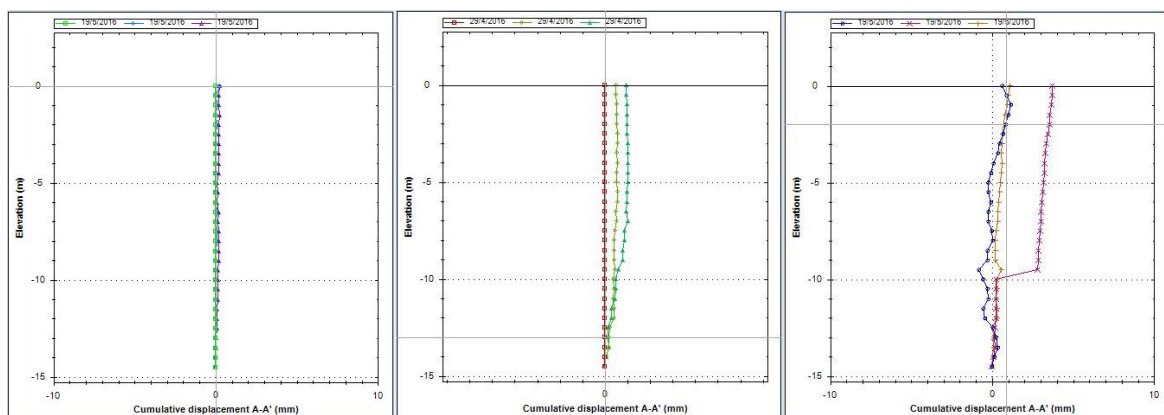
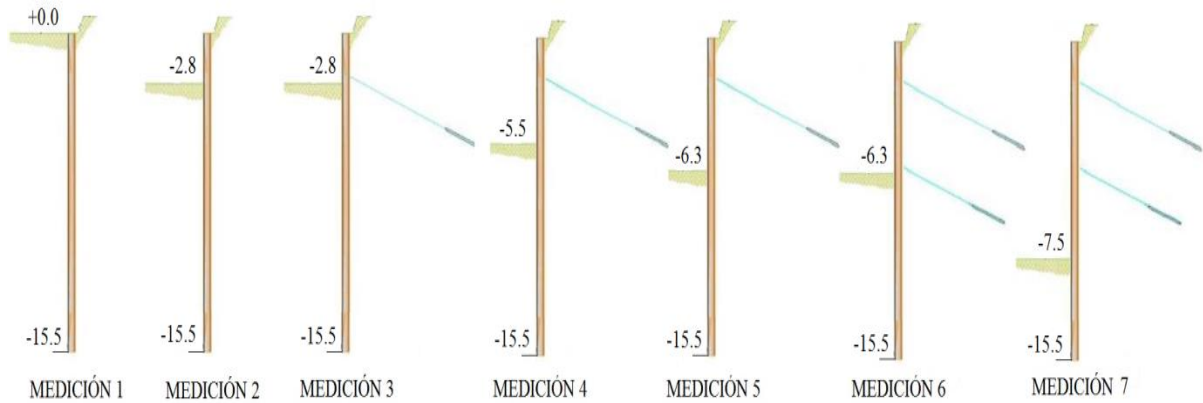


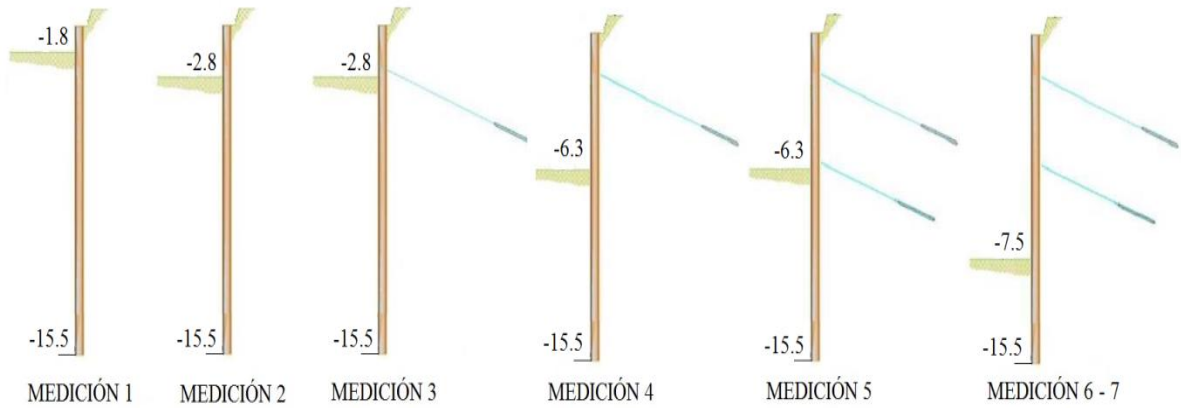
Figura 5-5: Selección de mediciones con inclinómetro.

Para la pila 10 las mediciones se obtuvieron en la siguiente profundidad de excavación:



**Figura 5-6: Nivel de excavación mediciones pila 10.**

Para la pila 30 las mediciones se obtuvieron en la siguiente cota de excavación:



**Figura 5-7: Nivel de excavación mediciones pila 30.**

Éstas mediciones se realizaron en las siguientes fechas y de acuerdo a la descripción que aparece en la Tabla 4:

Pila	Medición	Fecha	Descripción
10	1	19-05-2016	Previo al Inicio de la excavación
	2	09-06-2016	Previo al tensado del 1er anclaje
	3	09-06-2016	Después de Tensado el 1er anclaje
	4	20-07-2016	Excavación Cerca de plataforma de 2do anclaje
	5	03-08-2016	Previo al tensado del 2do anclaje
	6	03-08-2016	Después de Tensado el 2do anclaje
	7	20-10-2016	Alcanzada la condición final de excavación
30	1	29-04-2016	Excavado entre NTN y plataforma del 1er anclaje
	2	19-05-2016	Previo al tensado del 1er anclaje
	3	19-05-2016	Después de Tensado el 1er anclaje
	4	20-07-2016	Previo al tensado del 2do anclaje
	5	20-07-2016	Después de Tensado el 2do anclaje
	6	03-08-2016	Después de Tensado el 2do anclaje y un poco más avanzada la excavación
	7	20-10-2016	Alcanzada la condición final de excavación

Tabla 4: Descripción mediciones empíricas.

El resultado de estas mediciones son las siguientes:

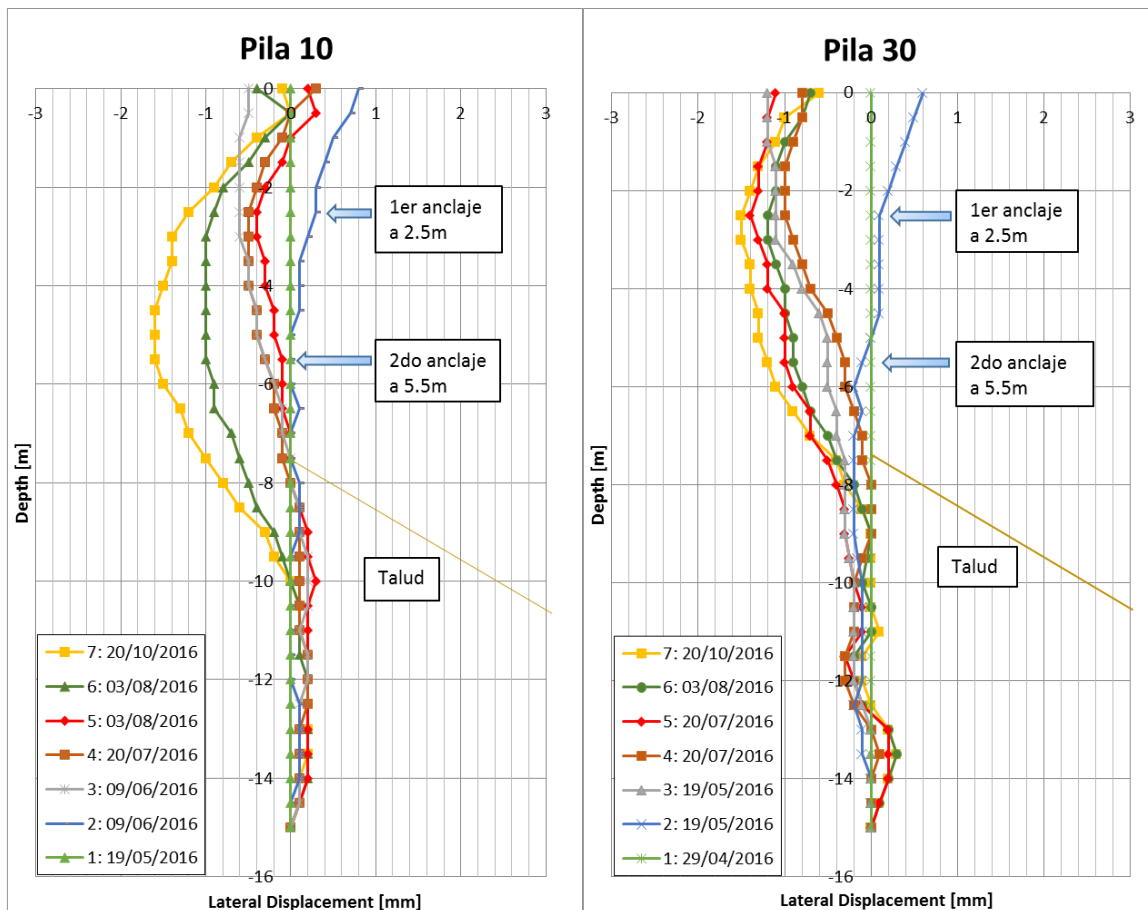


Figura 5-8: Resultado mediciones empíricas, Ferrara Ingeniería y Construcción.

El desplazamiento con signo positivo indica que el suelo se mueve en dirección de la excavación.

### 5.3. Desplazamiento vertical

Utilizando estación total se realizó un seguimiento mensual a un punto específico del muro para conocer su asentamiento. Luego de un periodo de 6 meses, se registró que el asentamiento del muro es nulo o menor a 1 mm, que corresponde a la menor unidad que registra el instrumento.

Lo que coincide con el criterio utilizado en las fórmulas que indican que el desplazamiento vertical máximo del muro es 0.8 veces el desplazamiento lateral máximo, el cual corresponde a aproximadamente 1mm.

## 6. ANÁLISIS CON ELEMENTOS FINITOS

El análisis es realizado mediante el software PLAXIS 2D, herramienta computacional capaz de simular el estado tensional del suelo de acuerdo a las propiedades de los materiales y cargas involucradas en el terreno.

### 6.1. Propiedades de los materiales

#### 6.1.1 Parámetros cable

<b>Diámetro</b>	0.6" (15.24[mm])
<b>Peso</b>	1.102 [kg/m]
<b>Calidad</b>	270 ksi (Resistencia Última 1860 Mpa)
<b>Área Nominal</b>	140 [mm <sup>2</sup> ]
<b>Carga de Ruptura</b>	26.6 [ton]
<b>Carga de Fluencia</b>	23.9 [ton] (1% de extensión)

Tabla 5: Parámetros por cable

N°cables	EA [kN]	E [kN/m <sup>2</sup> ]	Tmax	Ty
4	112000	200000000	1042.72	936.88

Tabla 6: Parámetros cables totales

#### 6.1.2 Parámetros bulbo

<b>Diam. Perf [m]</b>	0.12
<b>A [m<sup>2</sup>]</b>	0.01
<b>E [kN/m<sup>2</sup>]</b>	23875196.33
<b>EA [kN]</b>	283691.98
<b>EA [kN/m]</b>	113476.79

Tabla 7: Parámetros bulbo

### 6.1.3 Parámetros sección muro-pila

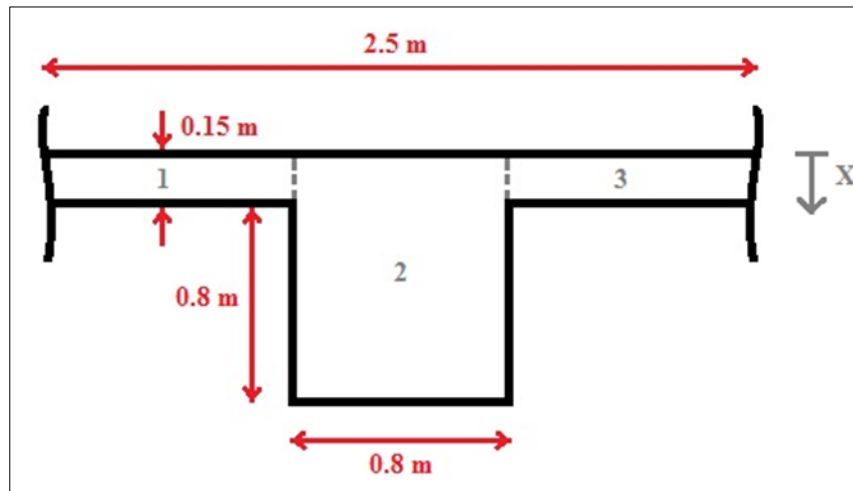


Figura 6-1: Sección muro-pila considerada en el modelo

$f_c'$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	250
E [kgf/cm <sup>2</sup> ]	238751.96
Largo [m]	15.50
Área [cm <sup>2</sup> ]	10150
EA [kN]	23748657.79
EA [kN/m]	9499463.12
I [cm <sup>4</sup> ]	8818621.20
EI [kN*m <sup>2</sup> ]	2065459.33
EI [kN*m <sup>2</sup> /m]	826183.73
Peso específico [kN/m <sup>3</sup> ]	24.50
Peso Pila [kN]	385.45
Peso Plaxis (w) [kN/m/m]	9.95
$f_{yt}$ [kgf/cm <sup>2</sup> ]	4200
s [m]	2.50
d equivalente [m]	1.02

Tabla 8: Parámetros sección muro-pila

### 6.1.4 Parámetros iniciales del suelo

Inicialmente, en el modelo se considera que la arena es de rigidez variable con la profundidad, de  $E=7000 \cdot z$  [kN/m<sup>2</sup>] (según proyectos realizados en arenas de viña del mar por empresa Ferrara). El resto de los parámetros geotécnicos son obtenidos del informe de mecánica de suelos del proyecto [16], donde en los primeros 3 metros de profundidad se utilizan los datos del ensayo triaxial no drenado e interface  $R_{int}=1$ . En resumen los parámetros utilizados en cada capa son los siguientes:

HORIZONTE	ESTRATO	PROFUNDIDAD	PROF PROM	Densidad $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$\Psi$ (°)
H1	Arena Superficial	0 a 3m	1.5	17.5	0	33	3
H2	Arena Profunda	3m en adelante		18.5	0	40	10
H2-1	Arena Profunda	3 a 6m	4.5	18.5	0	40	10
H2-2	Arena Profunda	6 a 9m	7.5	18.5	0	40	10
H2-3	Arena Profunda	9 a 12m	10.5	18.5	0	40	10
H2-4	Arena Profunda	12 a 15m	13.5	18.5	0	40	10
H2-5	Arena Profunda	15 a 18m	16.5	18.5	0	40	10
H2-6	Arena Profunda	18 a 26m	22	18.5	0	40	10
H2-7	Arena Profunda	26 a 40m	33	18.5	0	40	10
H2-8	Arena Profunda	40 a 60m	50	18.5	0	40	10
H2-9	Arena Profunda	60 a 89m	74.5	18.5	0	40	10

HOR.	E50 (kN/m <sup>2</sup> )	E50ref1 (kN/m <sup>2</sup> )	E50ref2 (kN/m <sup>2</sup> )	E50ref3 (kN/m <sup>2</sup> )	E50ref (kN/m <sup>2</sup> )	Eodref (kN/m <sup>2</sup> )	Eurref (kN/m <sup>2</sup> )
H1	21418	18565	15986	18564	17705	17705	53114
H2							
H2-1	31500	-	-	-	31500	31500	94500
H2-2	52500	-	-	-	52500	52500	157500
H2-3	73500	-	-	-	73500	73500	220500
H2-4	94500	-	-	-	94500	94500	283500
H2-5	115500	-	-	-	115500	115500	346500
H2-6	154000	-	-	-	154000	154000	462000
H2-7	231000	-	-	-	231000	231000	693000
H2-8	350000	-	-	-	350000	350000	1050000
H2-9	521500	-	-	-	521500	521500	1564500

**Tabla 9: Parámetros iniciales del suelo, modelo HS – HSS Plaxis 2D.**

En el modelo HSS la profundidad máxima considerada es de aproximadamente 40m (profundidad de los sondajes), lo que corresponde hasta el horizonte H2-7:

HORIZONTE	G <sub>máx</sub> ó G <sub>o</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	K <sub>o</sub>	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\gamma_{0.7}$
H1	82320	0.46	30	1E-04
H2				
H2-1	127596	0.36	81	1.2E-04
H2-2	156408	0.36	135	1.5E-04
H2-3	164640	0.36	189	1.9E-04
H2-4	337512	0.36	243	1.2E-04
H2-5	255192	0.36	279	1.7E-04
H2-6	321048	0.36	387	1.9E-04
H2-7	411600	0.36	585	2.2E-04

**Tabla 10: Parámetros iniciales del suelo, modelo HSS Plaxis 2D.**

La geometría del modelo en plaxis 2D utilizando parámetros iniciales corresponde a:



### 6.1.5 Análisis de sensibilidad en parámetros geotécnicos

Con el fin de mejorar el modelo en elementos finitos, se realiza un análisis de sensibilidad de los parámetros del suelo. Las variables a modificar son: el módulo de rigidez E, el ángulo de fricción interna  $\phi$ , el ángulo de dilatación  $\Psi$ , la cohesión y el factor de reducción Rint de plaxis, para los modelos HS y HSS.

La comparación es entre los parámetros involucrados (aumentados o disminuidos) y el desplazamiento lateral máximo del suelo en el muro de contención ( $X=0$ ). Los porcentajes indicados en los gráficos están relacionados a los resultados de desplazamiento lateral obtenidos con los parámetros iniciales del suelo.

#### Módulo de rigidez $\epsilon$ :

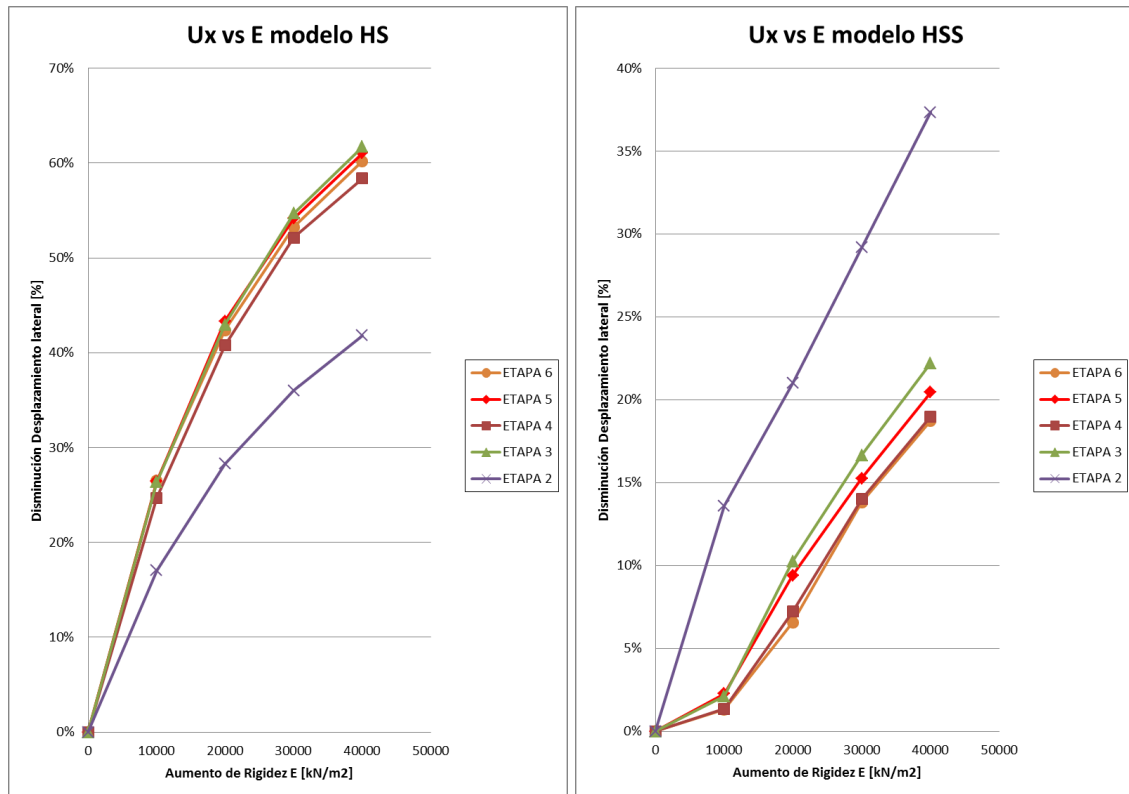
Se va incrementando 10000 kN/m<sup>2</sup> al módulo de rigidez original, estos son los resultados.

Modelo HS	x (kN/m <sup>2</sup> )	ETAPA 2		ETAPA 3		ETAPA 4		ETAPA 5		ETAPA 6	
		U <sub>x</sub> [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U <sub>x</sub> [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U <sub>x</sub> [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U <sub>x</sub> [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U <sub>x</sub> [mm]	$\Delta U_x$ [%]
E + x (kN/m <sup>2</sup> )	0	3.11	0.00%	-5.12	0.00%	-4.66	0.00%	-7.11	0.00%	-7.06	0.00%
	10000	2.58	17.04%	-3.77	26.37%	-3.51	24.68%	-5.23	26.44%	-5.19	26.49%
	20000	2.23	28.30%	-2.92	42.97%	-2.76	40.77%	-4.03	43.32%	-4.07	42.35%
	30000	1.99	36.01%	-2.32	54.69%	-2.23	52.15%	-3.26	54.15%	-3.30	53.26%
	40000	1.81	41.80%	-1.96	61.72%	-1.94	58.37%	-2.77	61.04%	-2.81	60.20%

Tabla 11: Variación de desplazamiento lateral en función de E, modelo HS.

Modelo HSS	x (kN/m <sup>2</sup> )	ETAPA 2		ETAPA 3		ETAPA 4		ETAPA 5		ETAPA 6	
		U <sub>x</sub> [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U <sub>x</sub> [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U <sub>x</sub> [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U <sub>x</sub> [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U <sub>x</sub> [mm]	$\Delta U_x$ [%]
E + x (kN/m <sup>2</sup> )	0	2.57	0.00%	-2.34	0.00%	-2.21	0.00%	-3.08	0.00%	-3.04	0.00%
	10000	2.22	13.62%	-2.29	2.14%	-2.18	1.36%	-3.01	2.27%	-3.00	1.32%
	20000	2.03	21.01%	-2.10	10.26%	-2.05	7.24%	-2.79	9.42%	-2.84	6.58%
	30000	1.82	29.18%	-1.95	16.67%	-1.90	14.03%	-2.61	15.26%	-2.62	13.82%
	40000	1.61	37.35%	-1.82	22.22%	-1.79	19.00%	-2.45	20.45%	-2.47	18.75%

Tabla 12: Variación de desplazamiento lateral en función de E, modelo HSS.



**Figura 6-4: Análisis de sensibilidad en el parámetro módulo de rigidez E.**

Al analizar los gráficos se puede observar que:

- En el modelo HS los desplazamientos laterales del muro de contención decrecen paulatinamente con el aumento constante del módulo de rigidez E.
- En el modelo HSS, luego de aumentar 20000 Kn/m<sup>2</sup> la tendencia se puede aproximar a una disminución lineal del desplazamiento lateral con el aumento constante del módulo de rigidez E.
- En el modelo HS el desplazamiento lateral disminuye en mayor porcentaje que el modelo HSS.
- La Etapa 2, en la cual el suelo se desplaza libremente (sin presencia de anclajes), varía porcentualmente parecido en ambos modelos. En el resto de las etapas, la disminución del desplazamiento se ve más influenciada por el cambio del módulo de rigidez en el modelo HS que en el modelo HSS.

### Ángulo de cohesión ( $\Phi$ ):

Se disminuye el ángulo de cohesión cada 1°:

Modelo HS	x (°)	ETAPA 2		ETAPA 3		ETAPA 4		ETAPA 5		ETAPA 6	
		U <sub>x</sub> [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U <sub>x</sub> [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U <sub>x</sub> [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U <sub>x</sub> [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U <sub>x</sub> [mm]	$\Delta U_x$ [%]
$\Phi - x$ (°)	0	3.11	0.00%	-5.12	0.00%	-4.66	0.00%	-7.11	0.00%	-7.06	0.00%
	1	3.13	-0.64%	-5.09	0.59%	-4.58	1.72%	-6.94	2.39%	-6.84	3.12%
	2	3.29	-5.79%	-4.87	4.88%	-4.30	7.73%	-6.65	6.47%	-6.54	7.37%
	3	3.33	-7.07%	-4.74	7.42%	-4.16	10.73%	-6.44	9.42%	-6.36	9.92%
	4	3.47	-11.58%	-4.61	9.96%	-3.91	16.09%	-6.1	14.21%	-6.08	13.88%

Tabla 13: Variación de desplazamiento lateral en función de  $\Phi$ , modelo HS.

Modelo HSS	x (kN/m <sup>2</sup> )	ETAPA 2		ETAPA 3		ETAPA 4		ETAPA 5		ETAPA 6	
		U <sub>x</sub> [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U <sub>x</sub> [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U <sub>x</sub> [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U <sub>x</sub> [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U <sub>x</sub> [mm]	$\Delta U_x$ [%]
$\Phi - x$ (°)	0	2.57	0.00%	-2.34	0.00%	-2.21	0.00%	-3.08	0.00%	-3.04	0.00%
	1	2.64	-2.72%	-2.20	5.98%	-2.06	6.79%	-2.91	5.52%	-2.91	4.28%
	2	2.72	-5.84%	-2.07	11.54%	-1.88	14.93%	-2.74	11.04%	-2.75	9.54%
	3	2.77	-7.78%	-1.93	17.52%	-1.72	22.17%	-2.59	15.91%	-2.58	15.13%
	4	2.80	-8.95%	-1.80	23.08%	-1.57	28.96%	-2.35	23.70%	-2.36	22.37%

Tabla 14: Variación de desplazamiento lateral en función de  $\Phi$ , modelo HSS.

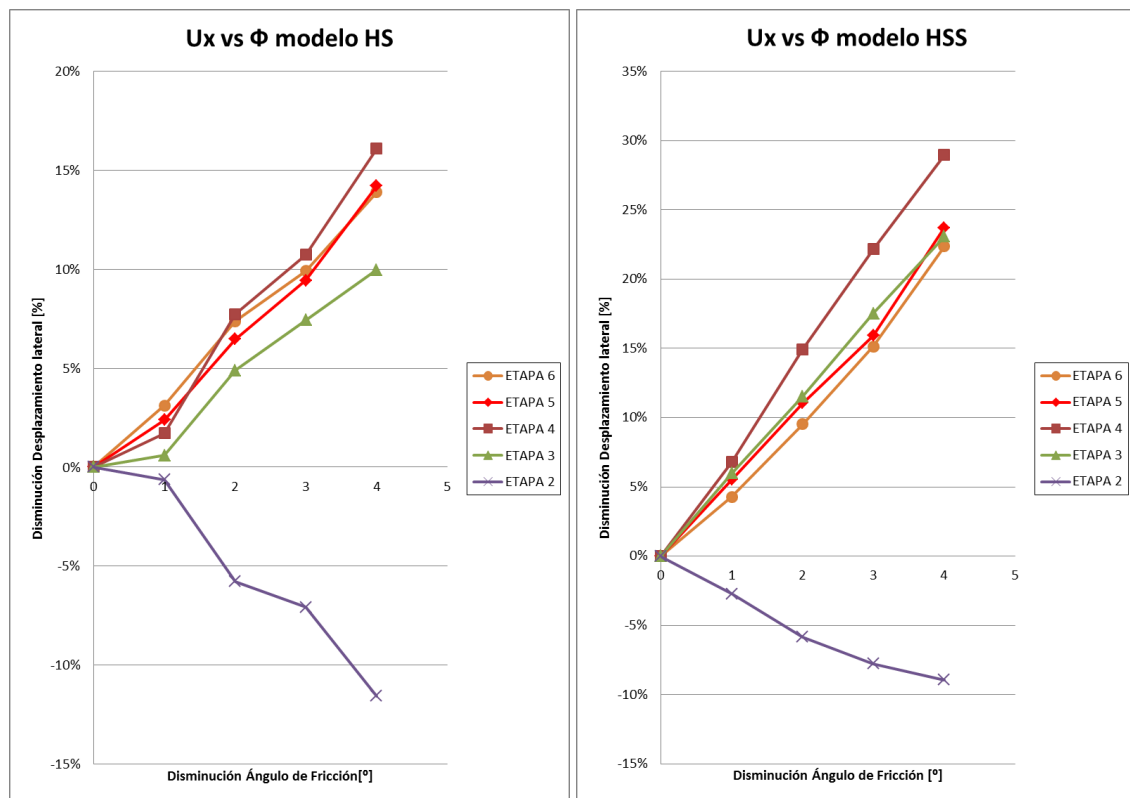


Figura 6-5: Análisis de sensibilidad en el parámetro ángulo de fricción  $\Phi$ .

Como se observa en los gráficos, al disminuir el ángulo de fricción el desplazamiento aumenta en la Etapa 2, esto debido a que el empuje del suelo aumenta al disminuir el ángulo de fricción y en esta etapa el suelo se mueve libremente hacia la excavación, en el caso contrario (el resto de las etapas), el suelo es empujado por los anclajes y el desplazamiento lateral disminuye con el aumento del empuje del suelo.

Éste parámetro se ve afectado en mayor medida en el modelo HSS, a excepción de la Etapa 2 en que ambos modelos varían de manera similar.

### Ángulo de dilatación ( $\Psi$ ):

Se disminuye el ángulo de dilatación cada  $1^\circ$ :

Modelo HS	x (°)	ETAPA 2		ETAPA 3		ETAPA 4		ETAPA 5		ETAPA 6	
		U_x [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U_x [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U_x [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U_x [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U_x [mm]	$\Delta U_x$ [%]
$\Psi - x$ (°)	0	3.11	0.00%	-5.12	0.00%	-4.66	0.00%	-7.11	0.00%	-7.06	0.00%
	1	3.14	-0.96%	-5.09	0.59%	-4.65	0.21%	-7.00	1.55%	-6.99	0.99%
	2	3.21	-3.22%	-5.09	0.59%	-4.58	1.72%	-7.00	1.55%	-6.91	2.12%
	3	3.23	-3.86%	-5.07	0.98%	-4.58	1.72%	-6.99	1.69%	-6.91	2.12%
	4	3.25	-4.50%	-5.04	1.56%	-4.55	2.36%	-6.92	2.67%	-6.91	2.12%

Tabla 15: Variación de desplazamiento lateral en función de  $\Psi$ , modelo HS.

Modelo HSS	x (kN/m2)	ETAPA 2		ETAPA 3		ETAPA 4		ETAPA 5		ETAPA 6	
		U_x [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U_x [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U_x [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U_x [mm]	$\Delta U_x$ [%]	U_x [mm]	$\Delta U_x$ [%]
$\Psi - x$ (°)	0	2.57	0.00%	-2.34	0.00%	-2.21	0.00%	-3.08	0.00%	-3.04	0.00%
	1	2.62	-1.95%	-2.26	3.42%	-2.16	2.26%	-2.99	2.92%	-2.97	2.30%
	2	2.64	-2.72%	-2.23	4.70%	-2.11	4.52%	-2.97	3.57%	-2.96	2.63%
	3	2.68	-4.28%	-2.17	7.26%	-2.05	7.24%	-2.88	6.49%	-2.90	4.61%
	4	2.69	-4.67%	-2.17	7.26%	-2.05	7.24%	-2.88	6.49%	-2.90	4.61%

Tabla 16: Variación de desplazamiento lateral en función de  $\Psi$ , modelo HSS.

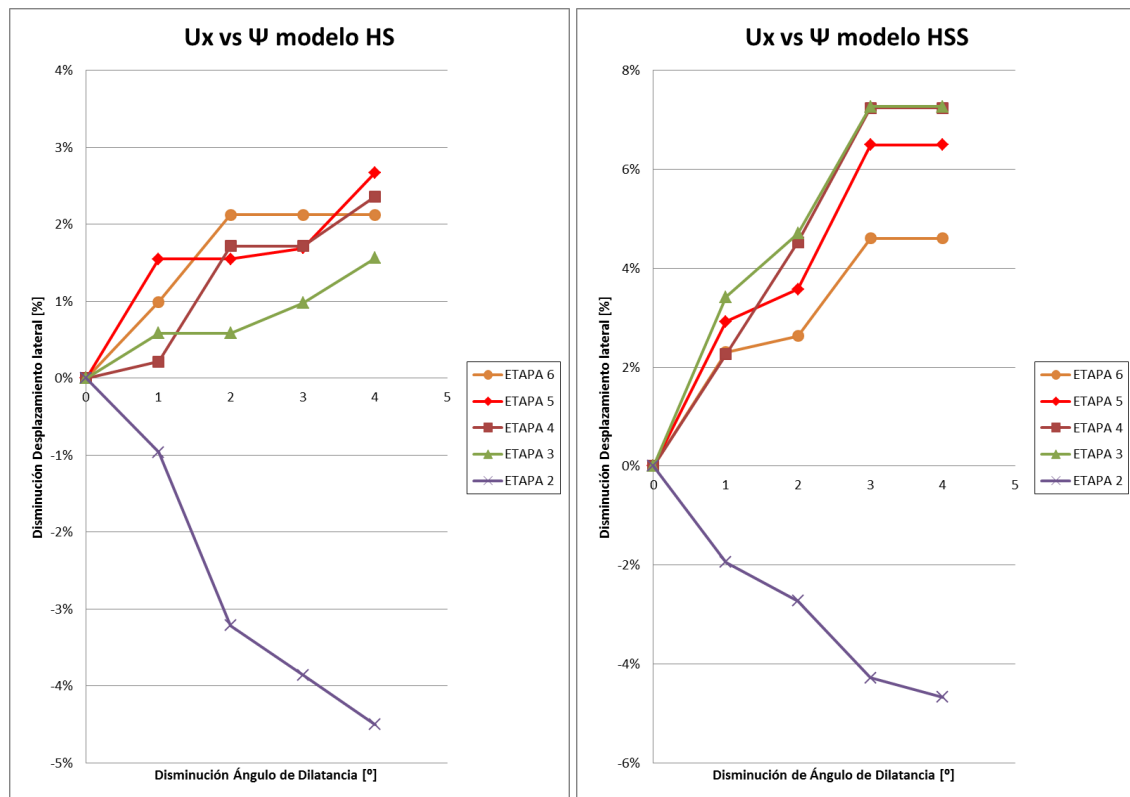


Figura 6-6: Análisis de sensibilidad en el parámetro ángulo de dilatación  $\Psi$ .

Como se observa en los gráficos, la disminución de un grado en el ángulo de dilatación de los modelos no genera una variación tan importante en el desplazamiento lateral en comparación al resto de los parámetros. Cabe destacar que en la Etapa 2 el desplazamiento en ambos modelos es parecido y que en el resto de las etapas el modelo HSS sufre mayor variación en el desplazamiento lateral que el modelo HS.

### Cohesión c:

Se aumenta la cohesión cada 5 kN/m<sup>2</sup>:

Modelo HS	x (°)	ETAPA 2		ETAPA 3		ETAPA 4		ETAPA 5		ETAPA 6	
		U <sub>x</sub> [mm]	ΔU <sub>x</sub> [%]	U <sub>x</sub> [mm]	ΔU <sub>x</sub> [%]	U <sub>x</sub> [mm]	ΔU <sub>x</sub> [%]	U <sub>x</sub> [mm]	ΔU <sub>x</sub> [%]	U <sub>x</sub> [mm]	ΔU <sub>x</sub> [%]
c + x (kN/m <sup>2</sup> )	0	3.11	0.00%	-5.12	0.00%	-4.66	0.00%	-7.11	0.00%	-7.06	0.00%
	5	2.13	31.51%	-6.36	-24.22%	-6.20	-33.05%	-8.60	-20.96%	-8.69	-23.09%
	10	1.34	56.91%	-6.56	-28.13%	-6.64	-42.49%	-8.97	-26.16%	-9.01	-27.62%
	15	1.00	67.85%	-6.06	-18.36%	-6.89	-47.85%	-9.19	-29.25%	-9.26	-31.16%

Tabla 17: Variación de desplazamiento lateral en función de la cohesión, modelo HS.

Modelo HSS	x (kN/m <sup>2</sup> )	ETAPA 2		ETAPA 3		ETAPA 4		ETAPA 5		ETAPA 6	
		U <sub>x</sub> [mm]	ΔU <sub>x</sub> [%]	U <sub>x</sub> [mm]	ΔU <sub>x</sub> [%]	U <sub>x</sub> [mm]	ΔU <sub>x</sub> [%]	U <sub>x</sub> [mm]	ΔU <sub>x</sub> [%]	U <sub>x</sub> [mm]	ΔU <sub>x</sub> [%]
c + x (kN/m <sup>2</sup> )	0	2.57	0.00%	-2.34	0.00%	-2.21	0.00%	-3.08	0.00%	-3.04	0.00%
	5	1.62	36.96%	-3.15	-34.62%	-3.21	-45.25%	-3.96	-28.57%	-3.96	-30.26%
	10	1.10	57.20%	-3.32	-41.88%	-3.45	-56.11%	-4.14	-34.42%	-4.15	-36.51%
	15	0.76	70.43%	-3.32	-41.88%	-3.55	-60.63%	-4.30	-39.61%	-4.35	-43.09%

Tabla 18: Variación de desplazamiento lateral en función de la cohesión, modelo HSS.

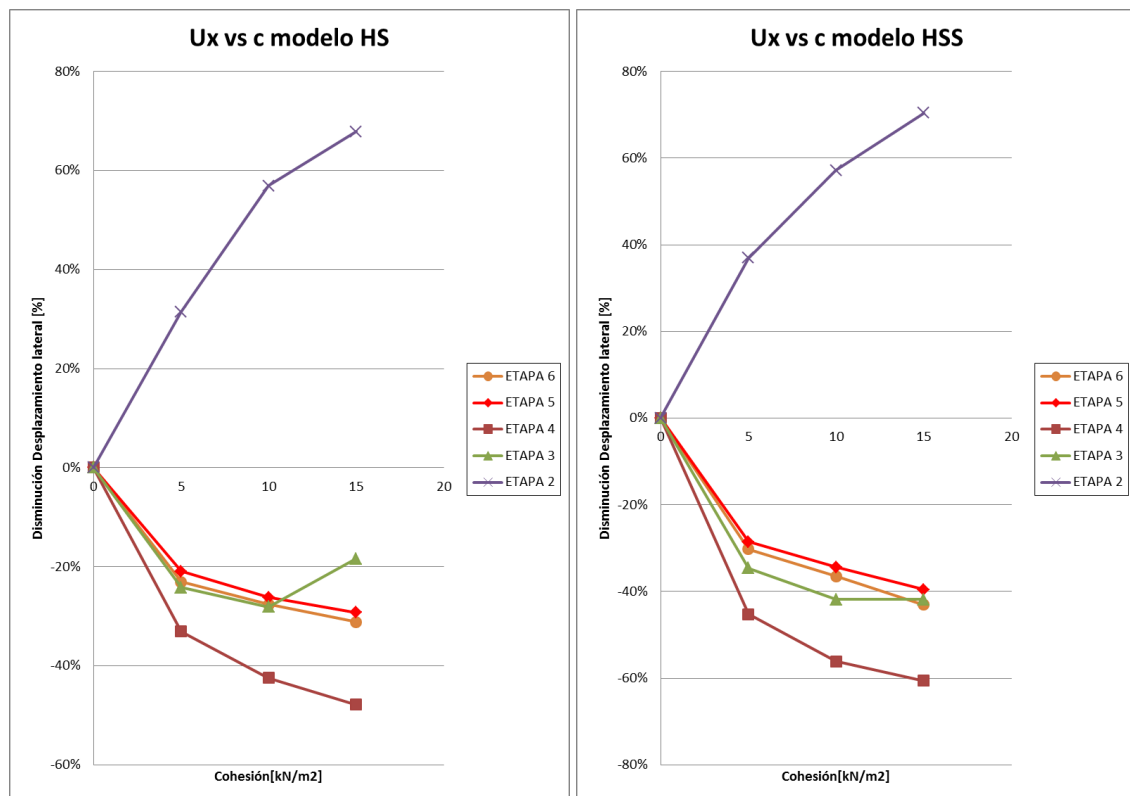


Figura 6-7: Análisis de sensibilidad en el parámetro de cohesión.

Como es intuitivo, al aumentar la cohesión en la Etapa 2 (movimiento libre del suelo), el desplazamiento lateral disminuye. Al aumentar de manera constante este parámetro, la disminución de desplazamiento lateral es decreciente. De acuerdo a los porcentajes de los gráficos, en las etapas 3, 4, 5 y 6, la cohesión influyó más en el modelo HSS.

### Factor de reducción (Rint), parámetro de Plaxis:

Con el fin de establecer cuanto varían los desplazamientos en el modelo al cambiar este parámetro que depende del tipo de suelo (sección 3.7.2.2), se compara el desplazamiento utilizando Rint=1 (Rígido, utilizado en los parámetros iniciales), Rint=0.67 (Arenas) y Rint=0.50 (Arcilla)

Modelo HS	Rint	ETAPA 2		ETAPA 3		ETAPA 4		ETAPA 5		ETAPA 6	
		U <sub>x</sub> [mm]	ΔU <sub>x</sub> [%]	U <sub>x</sub> [mm]	ΔU <sub>x</sub> [%]	U <sub>x</sub> [mm]	ΔU <sub>x</sub> [%]	U <sub>x</sub> [mm]	ΔU <sub>x</sub> [%]	U <sub>x</sub> [mm]	ΔU <sub>x</sub> [%]
	1.00	3.11	0.00%	-5.12	0.00%	-4.66	0.00%	-7.11	0.00%	-7.06	0.00%
0.67	4.27	-37.30%	-4.18	18.36%	-3.46	25.75%	-6.02	15.33%	-5.90	16.43%	
0.50	5.34	-71.70%	-3.33	34.96%	-2.31	50.43%	-5.09	28.41%	-4.91	30.45%	

Tabla 19: Variación de desplazamiento lateral en función de Rint, modelo HS.

Modelo HSS	Rint	ETAPA 2		ETAPA 3		ETAPA 4		ETAPA 5		ETAPA 6	
		U <sub>x</sub> [mm]	ΔU <sub>x</sub> [%]	U <sub>x</sub> [mm]	ΔU <sub>x</sub> [%]	U <sub>x</sub> [mm]	ΔU <sub>x</sub> [%]	U <sub>x</sub> [mm]	ΔU <sub>x</sub> [%]	U <sub>x</sub> [mm]	ΔU <sub>x</sub> [%]
	1.00	2.57	0.00%	-2.34	0.00%	-2.21	0.00%	-3.08	0.00%	-3.04	0.00%
0.67	3.49	-35.80%	-1.50	35.90%	-1.16	47.51%	-2.04	33.77%	-1.95	35.86%	
0.50	4.28	-66.54%	-0.89	61.97%	0.56	125.34%	-1.40	54.55%	-1.25	58.88%	

Tabla 20: Variación de desplazamiento lateral en función de Rint, modelo HSS.

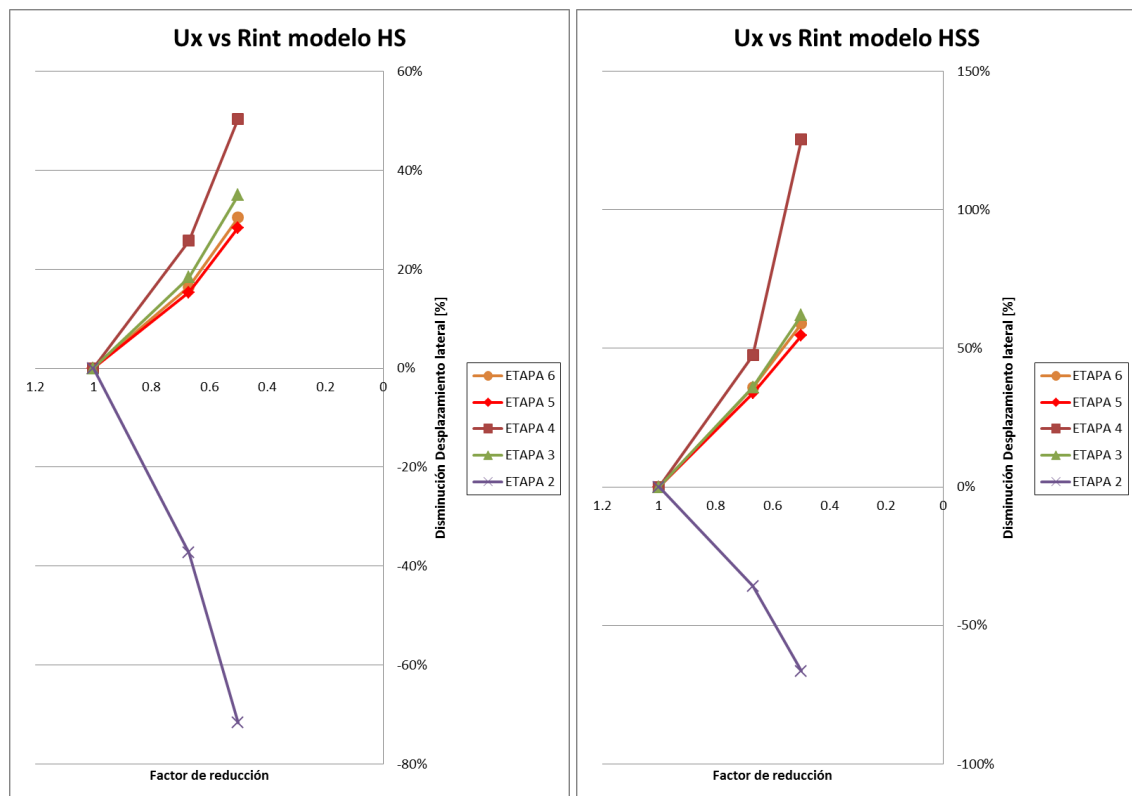


Figura 6-8: Análisis de sensibilidad en el parámetro factor de reducción Plaxis 2D.

Al observar los desplazamientos, se determina que el factor influye bastante dependiendo del tipo de suelo. Además en el modelo HSS el desplazamiento lateral aumenta porcentualmente el doble que en el modelo HS.

### 6.1.6 Parámetros finales del suelo

Tras observar la tendencia de los desplazamientos laterales al modificar los parámetros geotécnicos en el análisis de sensibilidad, se ajusta el modelo realizando algunas consideraciones:

- Se modifica y utiliza el módulo de rigidez del suelo a partir del ensayo triaxial drenado (CID) en vez del ensayo triaxial no drenado (CIU), para el suelo a grandes profundidades se considera como rigidez máxima 175 Mpa.
- Por recomendación del manual de Plaxis 2D, el factor de reducción Rint del programa, se utiliza con un valor de 0.6.
- Para todos los estratos se considera que la cohesión del suelo es la obtenida del ensayo triaxial (CID), 11 kN/m<sup>2</sup>.
- Se utiliza el ángulo de fricción de los estratos indicados en el informe de mecánica de suelos de 33° a 42.6° y no los ángulos recomendados para diseño.
- Se aumenta la carga “B” del suelo que se encuentra sobre el coronamiento de las pilas, de 10 kN/m<sup>2</sup> a 17.5 kN/m<sup>2</sup>, considerando que la cota del nivel de piso terminado es 105.25 y la cota del coronamiento de las pilas es 104, con una densidad del suelo de 17.5kN/m<sup>3</sup>.
- Se cambia la geometría del modelo sin considerar el talud inclinado.
- En el modelo HSS se utiliza G<sub>máx</sub> con los datos del sondaje SPT-2 del informe de mecánica de suelos del proyecto.

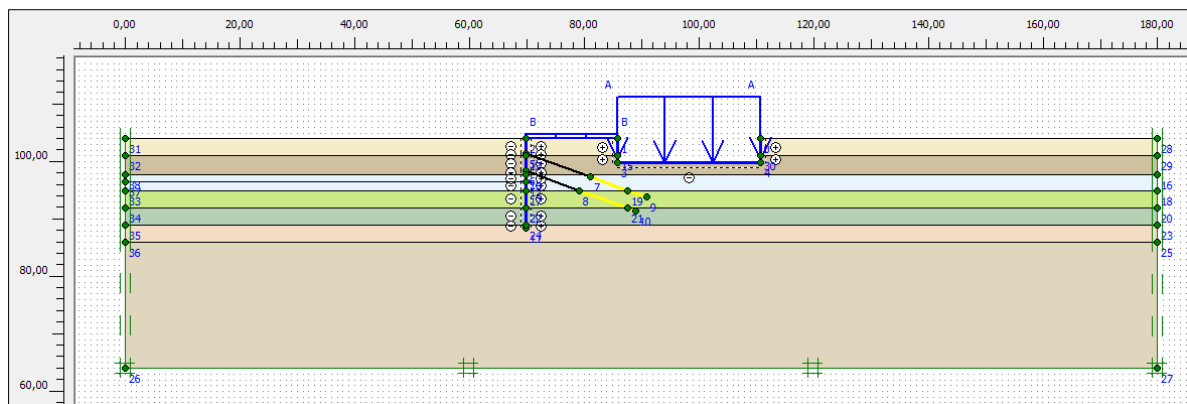
En resumen los parámetros son:

HORIZONTE	ESTRATO	PROFUNDIDAD	COTA INF	PROF PROM	Densidad $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	c (kN/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	$\Psi$ (°)
H1	Arena Superficial	0 a 3m	101	1.5	17.5	11	32.6	2.6
H2	Arena Profunda	3m en adelante						
H2-1	Arena Profunda	3 a 6m	98	4.5	18.5	11	36	6
H2-2	Arena Profunda	6 a 9m	95	7.5	18.5	11	38	8
H2-3	Arena Profunda	9 a 12m	92	10.5	18.5	11	40	10
H2-4	Arena Profunda	12 a 15m	89	13.5	18.5	11	42.6	12.6
H2-5	Arena Profunda	15 a 18m	86	16.5	18.5	11	42.6	12.6
H2-6	Arena Profunda	18 a base	78	22	18.5	11	42.6	12.6

HORIZONTE	E50ref (kN/m <sup>2</sup> )	Eodref (kN/m <sup>2</sup> )	Eurref (kN/m <sup>2</sup> )	Gmáx ó Go (kN/m <sup>2</sup> )	Ko	ov (kN/m <sup>2</sup> )	γ0.7
H1	32116	32116.00	96348	8E+04	0.46	30	1E-04
H2							
H2-1	53116	53116.00	159348	1.1E+05	0.41	81	1.4E-04
H2-2	74116	74116.00	222348	1.3E+05	0.38	135	1.8E-04
H2-3	95116	95116.00	285348	2.0E+05	0.36	189	1.6E-04
H2-4	116116	116116.00	348348	2.1E+05	0.32	243	1.8E-04
H2-5	137116	137116.00	411348	2.3E+05	0.32	297	2.0E-04
H2-6	175616	175616.00	526848	4.1E+05	0.32	387	1.4E-04

**Tabla 21: Parámetros finales del suelo, modelo HS – HSS Plaxis 2D.**

La geometría final del modelo en plaxis 2D corresponde a:



**Figura 6-9: Geometría modelo HS y HSS Plaxis 2D, parámetros finales.**

## 7. ANÁLISIS CON EL MÉTODO DE WINKLER

En la ejecución del método simplificado tridimensional se utilizan las fórmulas y valores descritos en la sección 3.2. La idea es considerar cada uno de los parámetros en el instante en que se hizo la medición de deformación horizontal con el inclinómetro, en las etapas E2, E3, E4, E5 y E6.

El parámetro de deformación máxima del muro  $u_{max}$  es calculado utilizando el método de Winkler (ver sección 3.2.2) para cada etapa considerando los esfuerzos estáticos del suelo. El empuje lateral varía en cada etapa dependiendo de la excavación del suelo y por debajo del nivel de excavación el suelo se modela con resortes.

Los parámetros considerados en cada etapa son los siguientes:

Profundidad [m]	$\phi$ [°]	$\gamma$ [T/m <sup>3</sup> ]	c	Ka	Ko	Kh [T/m <sup>3</sup> ]
0 a 3	33	1.75	0	0.29	0.46	3500
3 a 15.5	40	1.85	0	0.22	0.36	6000

**Tabla 22: Parámetros considerados en método de Winkler.**

Para comparar los resultados, se considera positivo el desplazamiento en sentido de la excavación. Tal como se midieron los desplazamientos con el inclinómetro.

### Etapa 2:

Se consideran 2.8 metros con empuje triangular del suelo y restringido con resortes bajo esa altura.

H	2.8	m
D	8.7	m
L	2.50	m
$\gamma$	1.75	T/m <sup>3</sup>
P <sub>suelo</sub>	3.60	T/m

**Tabla 23: Parámetros empuje del suelo- Etapa 2.**

Estado Activo:  $U_{max} = 0.83$  mm

Dónde:

H: Altura de la excavación [m].

D: Altura de empotramiento de la pila[m].

L: Distancia entre pilas [m].

### Etapa 3:

Se consideran 2.8 metros con un empuje triangular del suelo y restringido con resortes bajo esa altura.

Se adiciona una carga puntual a una profundidad de 2.5 metros.

H	2.8	m
D	8.7	m
L	2.50	m
$\gamma$	1.75	T/m <sup>3</sup>
P suelo activo	3.60	T/m
P suelo en reposo	5.57	T/m
P Anclaje	210	Kn/m
P Anclaje en X	197.3	Kn/m
P Anclaje en Y	71.8	Kn/m

**Tabla 24: Parámetros de empuje del suelo – Etapa 3.**

Estado Activo:  $U_{\text{máx}} = -1.61$  mm  
Estado en Reposo:  $U_{\text{máx}} = -1.16$  mm

Etapa 4:

Se consideran 6.3 metros con un empuje triangular del suelo y restringido con resortes bajo esa altura. Dado que la excavación es mayor a 6m y el modelo considera anclaje, la distribución de presiones pasa tener forma rectangular. Se considera una carga puntual a una profundidad de 2.5 metros.

H	6.30	m
D	5.20	m
L	2.50	m
$\gamma_1$	1.75	T/m <sup>3</sup>
$\gamma_2$	1.85	T/m <sup>3</sup>
P suelo sobre 3m activo	2.52	T/m
P suelo bajo 3m activo	4.67	T/m
P suelo activo promedio	3.64	T/m
P suelo sobre 3m en reposo	3.88	T/m
P suelo bajo 3m en reposo	7.43	T/m
P suelo reposo promedio	5.74	T/m
P Anclaje	210	Kn/m
P Anclaje en X	197.3	Kn/m
P Anclaje en Y	71.8	Kn/m

**Tabla 25: Parámetros de empuje del suelo – Etapa 4.**

Estado Activo:  $U_{\text{máx}} = -0.10$  mm  
Estado en Reposo:  $U_{\text{máx}} = 8.01$  mm

Etapa 5:

Se consideran 6.3 metros con un empuje rectangular del suelo y restringido con resortes bajo esa altura. Se consideran dos cargas puntuales, la primera a una profundidad de 2.5 metros y la segunda a una profundidad de 5.5m.

H	6.30	m
D	5.20	m
L	2.50	m
$\gamma_1$	1.75	T/m <sup>3</sup>
$\gamma_2$	1.85	T/m <sup>3</sup>
P suelo sobre 3m activo	2.52	T/m
P suelo bajo 3m activo	4.67	T/m
P promedio activo	3.64	T/m
P suelo sobre 3m en reposo	3.88	T/m
P suelo bajo 3m en reposo	7.43	T/m
P suelo reposo promedio	5.74	T/m
P Anclaje 1 y 2	210	Kn/m
P Anclaje en X	197.3	Kn/m
P Anclaje en Y	71.8	Kn/m

**Tabla 26: Parámetros de empuje del suelo – Etapa 5.**

Estado Activo:  $U_{\text{máx}} = -4.91$  mm  
Estado en Reposo:  $U_{\text{máx}} = 3.13$  mm

Etapa 6:

Se consideran 7.5 metros con un empuje rectangular del suelo y restringido con resortes bajo esa altura. Se consideran dos cargas puntuales, la primera a una profundidad de 2.5 metros y la segunda a una profundidad de 5.5m.

H	7.50	m
D	4.00	m
L	2.50	m
$\gamma_1$	1.75	T/m <sup>3</sup>
$\gamma_2$	1.85	T/m <sup>3</sup>
P suelo sobre 3m activo	2.52	T/m
P suelo bajo 3m activo	5.46	T/m
P promedio activo	4.06	T/m
P suelo sobre 3m en reposo	3.88	T/m
P suelo bajo 3m en reposo	8.72	T/m
P suelo reposo promedio	6.42	T/m
P Anclaje 1 y 2	210	Kn/m
P Anclaje en X	197.3	Kn/m
P Anclaje en Y	71.8	Kn/m

**Tabla 27: Parámetros de empuje del suelo – Etapa 6.**

Estado Activo:  $U_{\text{máx}} = -5.24$  mm  
Estado en Reposo:  $U_{\text{máx}} = 9.49$  mm

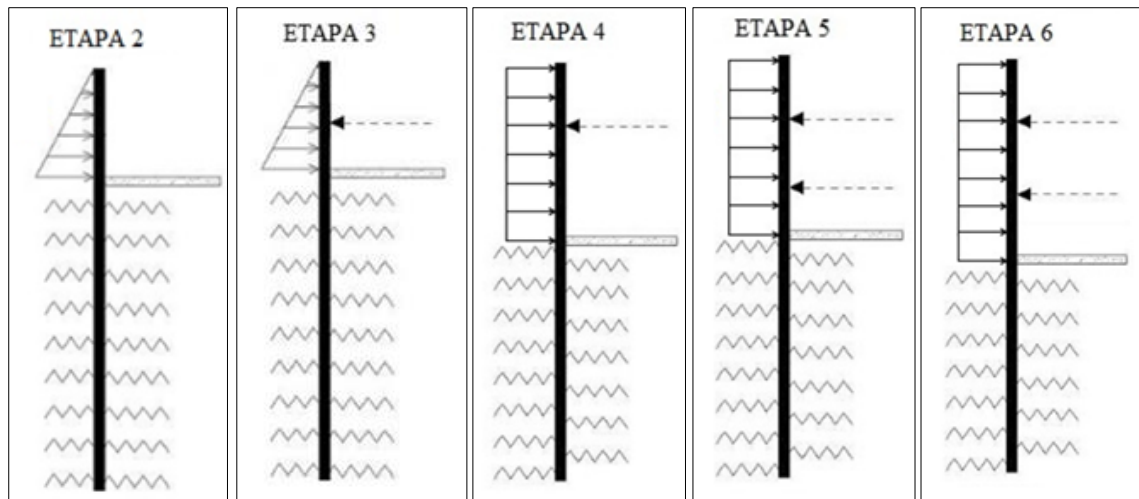


Figura 7-1: Empujes por etapa.

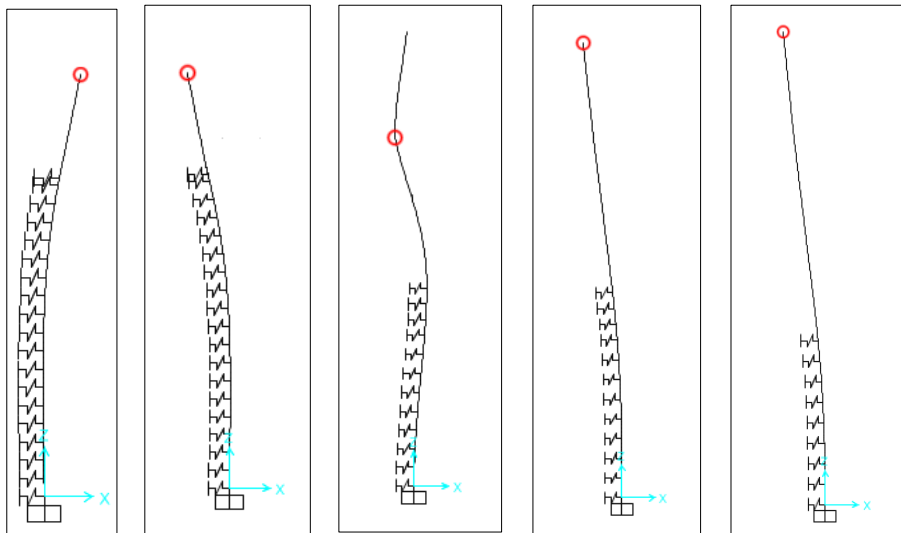


Figura 7-2: Deformación lateral máxima por etapa.

## 8. RESULTADOS

Los resultados de los desplazamientos se muestran de acuerdo a las coordenadas del sistema de referencia indicado en la Figura 3-26.

### 8.1. Desplazamiento Lateral

#### Mediciones Empíricas:

De acuerdo a la Tabla 4 el resultado de las mediciones empíricas de desplazamiento lateral, es el siguiente:

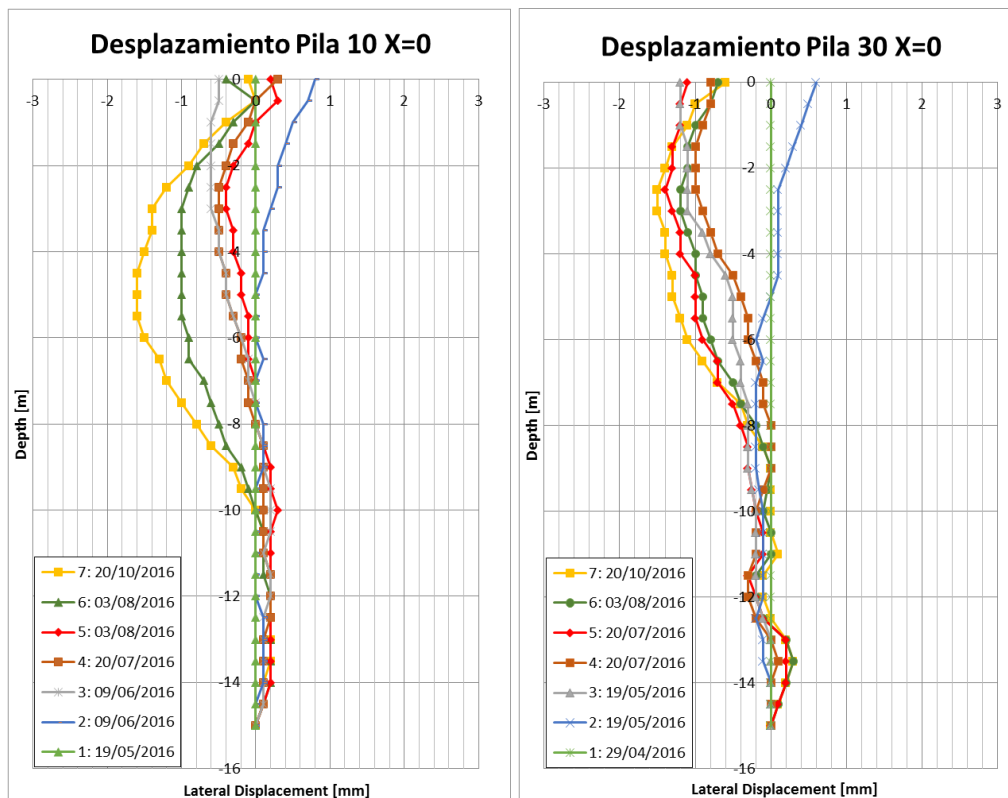


Figura 8-1: Medición empírica de desplazamiento lateral en X=0.

#### Método Tridimensional:

A continuación se muestran los gráficos con el desplazamiento lateral obtenido al utilizar el método tridimensional tal y como se presentan las fórmulas en la sección 3.6. en función de la profundidad "Z" y a una distancia constante "X" del muro, para cada una de las etapas del proyecto.

Respecto a los inputs del método tridimensional cabe destacar que:

- Los valores ingresados de deformación máxima  $u_{máx}$  corresponden a los calculados con el método de Winkler.
- Se considera que el largo total de la excavación es de 86m.

- Considerando que la deformación máxima se encuentra en el centro a lo largo de la excavación, la pila 10 se calcula en  $Y=20\text{m}$  y la pila 30 se calcula en  $Y=27\text{m}$ .

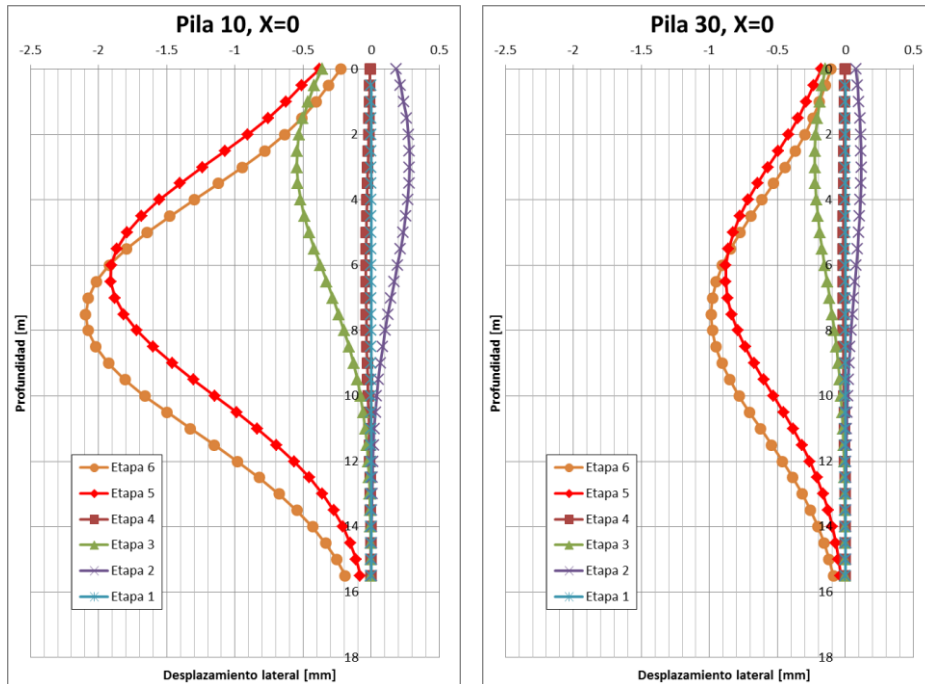


Figura 8-2: Método tridimensional, desplazamiento lateral en  $X=0$ .

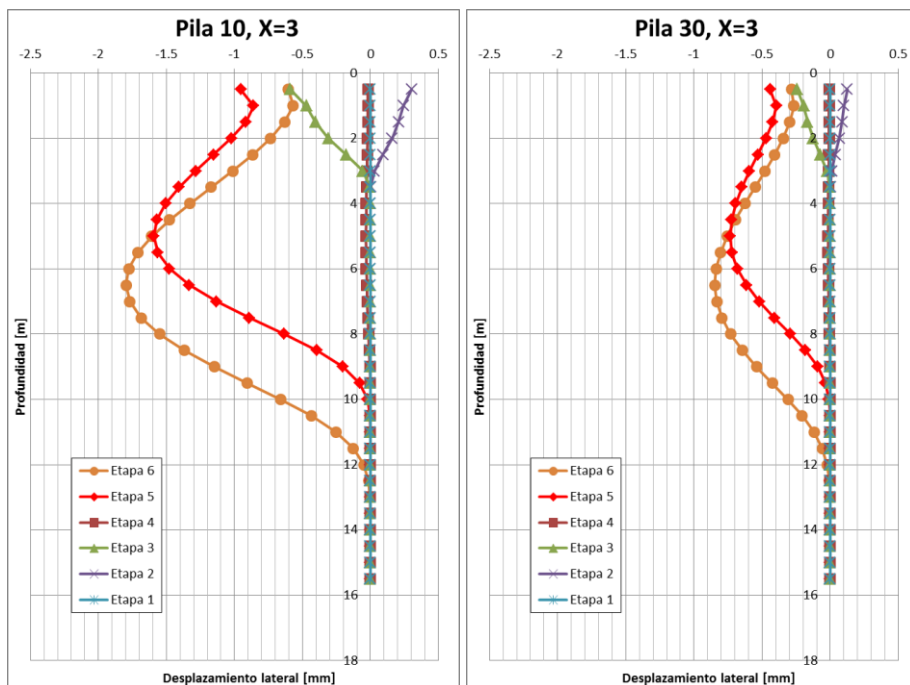


Figura 8-3: Método tridimensional, desplazamiento lateral en  $X=3$ .

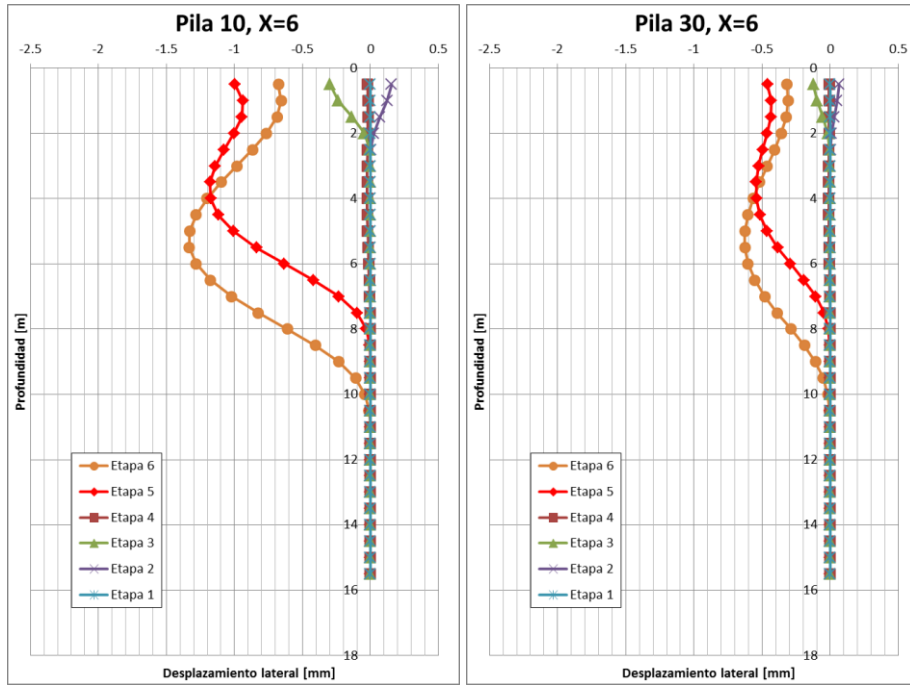


Figura 8-4: Método tridimensional, desplazamiento lateral en X=6.

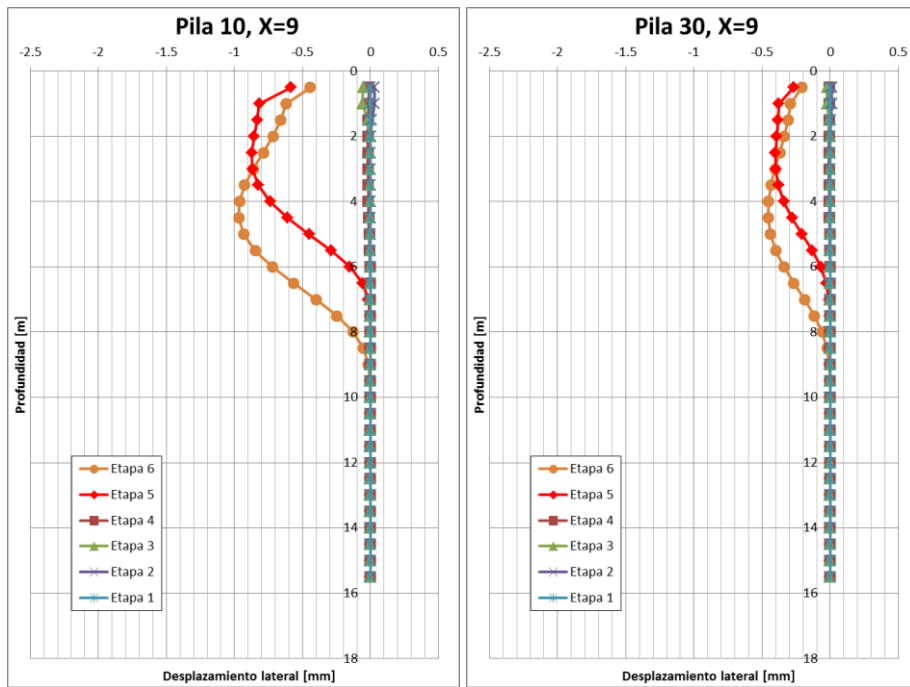


Figura 8-5: Método tridimensional, desplazamiento lateral en X=9.

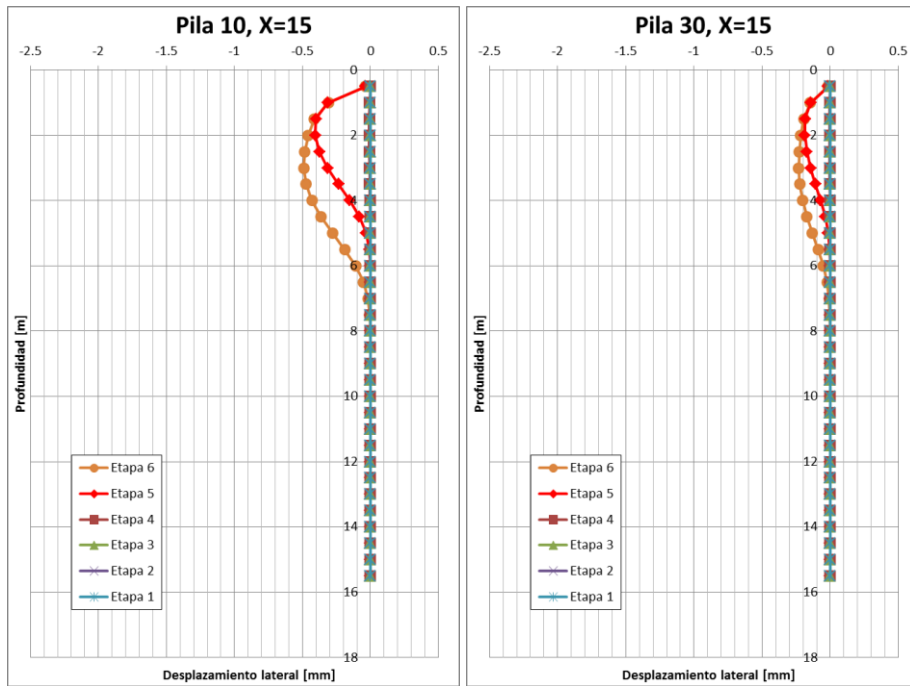


Figura 8-6: Método tridimensional, desplazamiento lateral en X=15.

Los desplazamientos laterales máximos se obtienen a una distancia X=0 m del muro, los que resultan similares a los medidos empíricamente tanto en magnitud como en forma (en las mediciones realizadas con el inclinómetro).

Además coincide cualitativamente a lo obtenido en el estudio en arcilla realizado en Chicago, como se indica en la Figura 8-12:

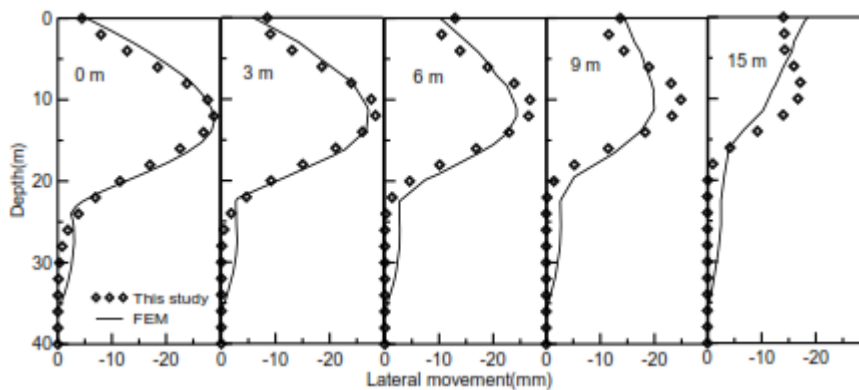


Figura 8-7: Desplazamientos laterales en estudios realizados en arcilla [3].

### Elementos finitos - Plaxis 2D:

A continuación se muestra el resultado del modelo HS y HSS con los parámetros finales del suelo en las distintas etapas constructivas. Por lo parecido de las cargas involucradas detrás de las pilas 10 y 30, se realiza sólo un modelo computacional.

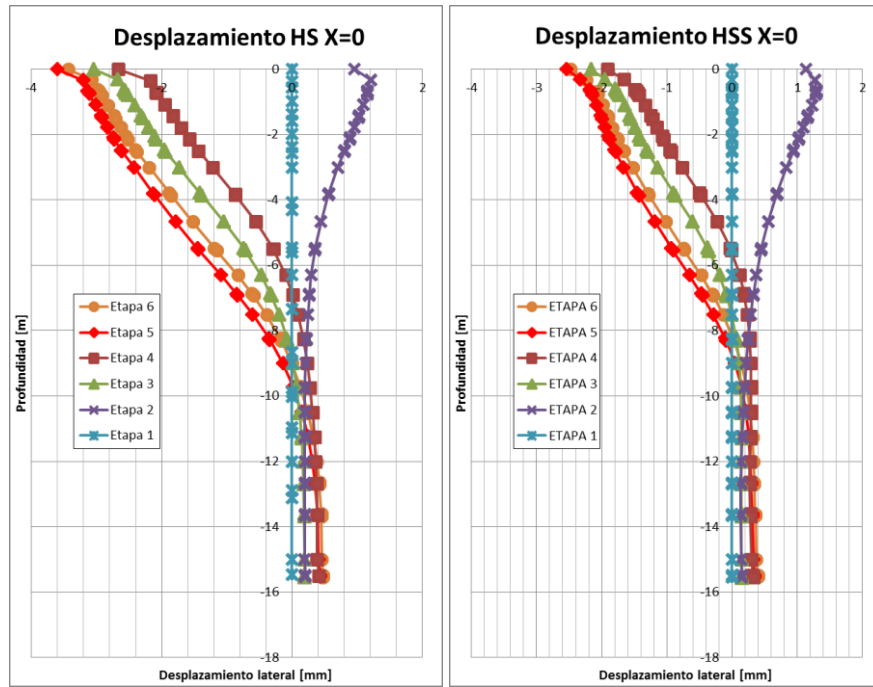


Figura 8-8: Plaxis 2D, desplazamiento lateral en X=0.

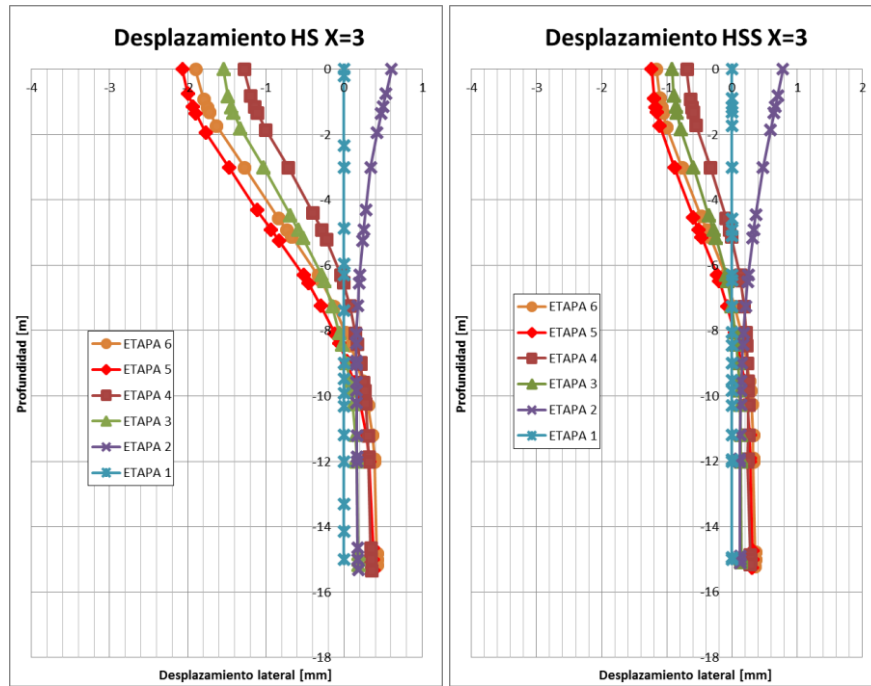


Figura 8-9: Plaxis 2D, desplazamiento lateral en X=3.

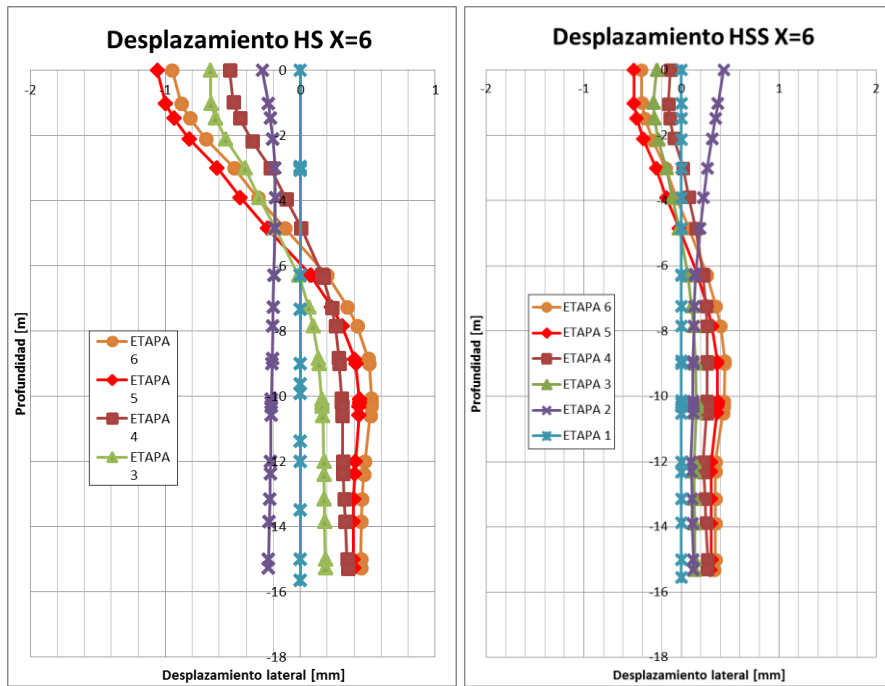


Figura 8-10: Plaxis 2D, desplazamiento lateral en X=6.

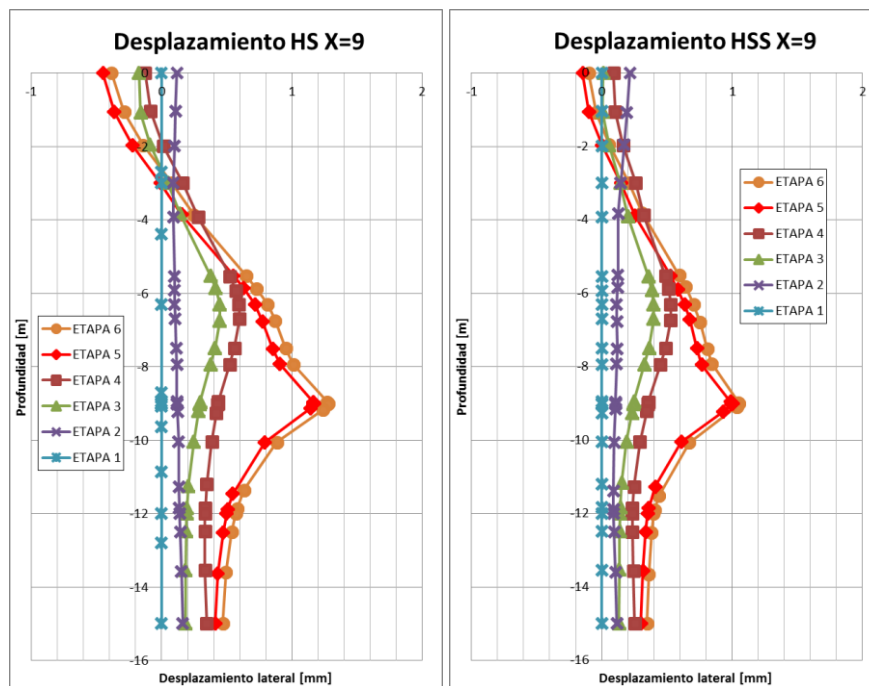


Figura 8-11: Plaxis 2D, desplazamiento lateral en X=9.

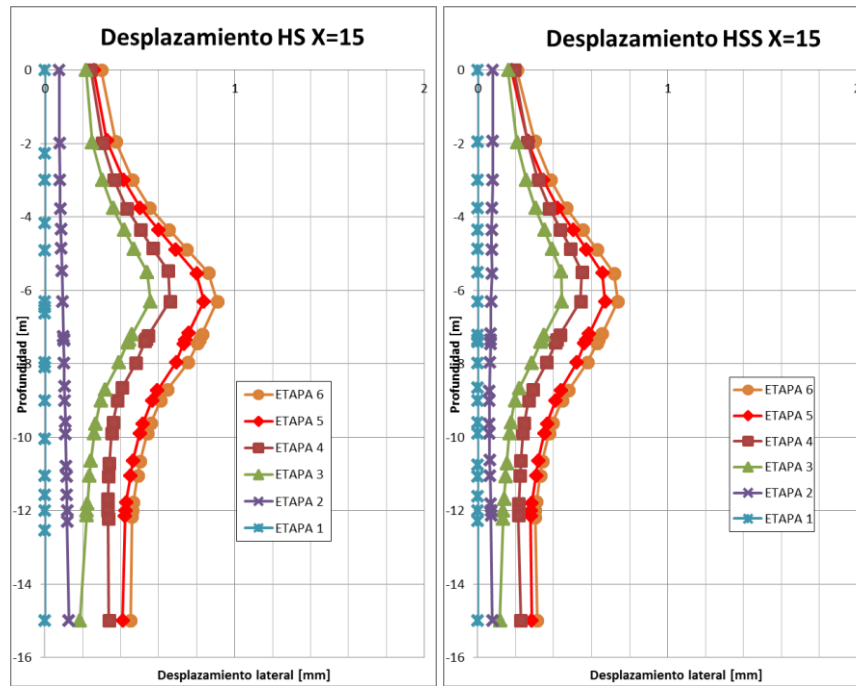


Figura 8-12: Plaxis 2D, desplazamiento lateral en X=15.

Los desplazamientos laterales van cambiando de sentido hacia la excavación a medida que se aleja del muro de contención y se acerca al bulbo de presiones que genera el edificio, que se encuentra aproximadamente a los 15.6m de distancia.

Además destacar que el desplazamiento lateral en plaxis 2D se parece más al desplazamiento obtenido en la pila 30.

## 8.2. Desplazamiento Vertical

### 8.2.1 Desplazamiento vertical en función de Z

#### Método Tridimensional:

A continuación se muestra en los gráficos el desplazamiento vertical obtenido al utilizar el método tridimensional con las fórmulas de la sección 3.6. en función de la profundidad “Z” y a una distancia constante “X” del muro, para cada una de las etapas del proyecto.

Inputs método tridimensional:

- Los valores ingresados de deformación máxima  $u_{máx}$  corresponden a los calculados con el método de Winkler.
- Se considera que el largo total de la excavación es de 86m.
- Considerando que la deformación máxima se encuentra en el centro, la pila 10 se calcula en  $Y=20m$  y la pila 30 se calcula en  $Y=27m$ .

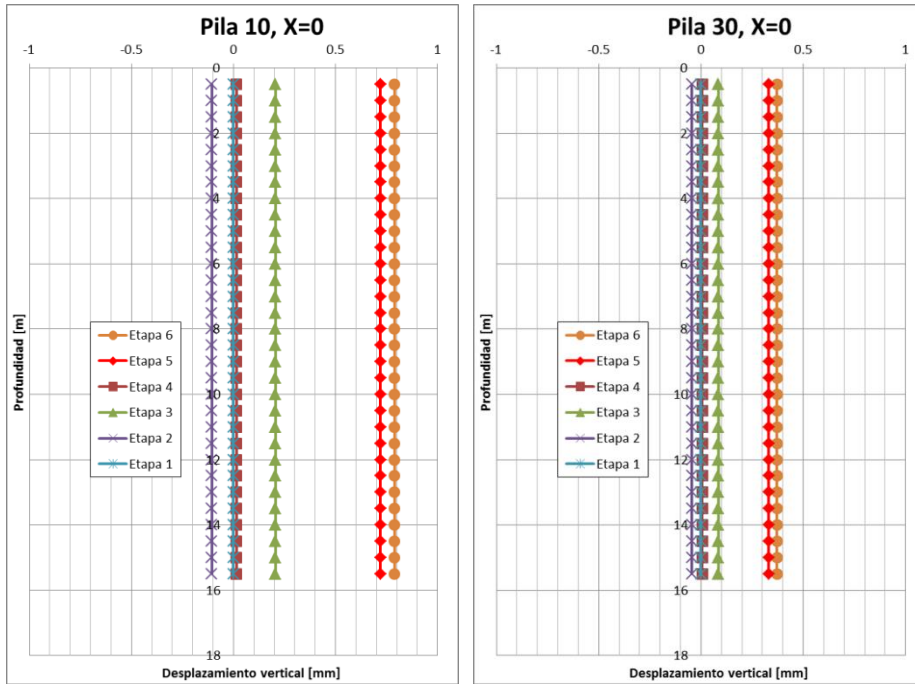


Figura 8-13: Método tridimensional, desplazamiento vertical en X=0.

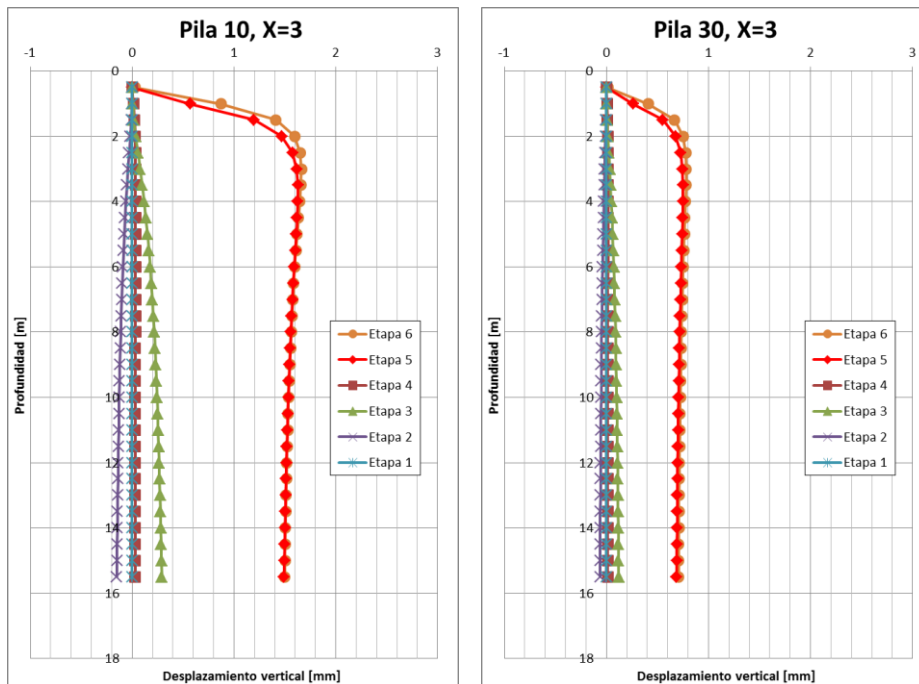


Figura 8-14: Método tridimensional, desplazamiento vertical en X=3.

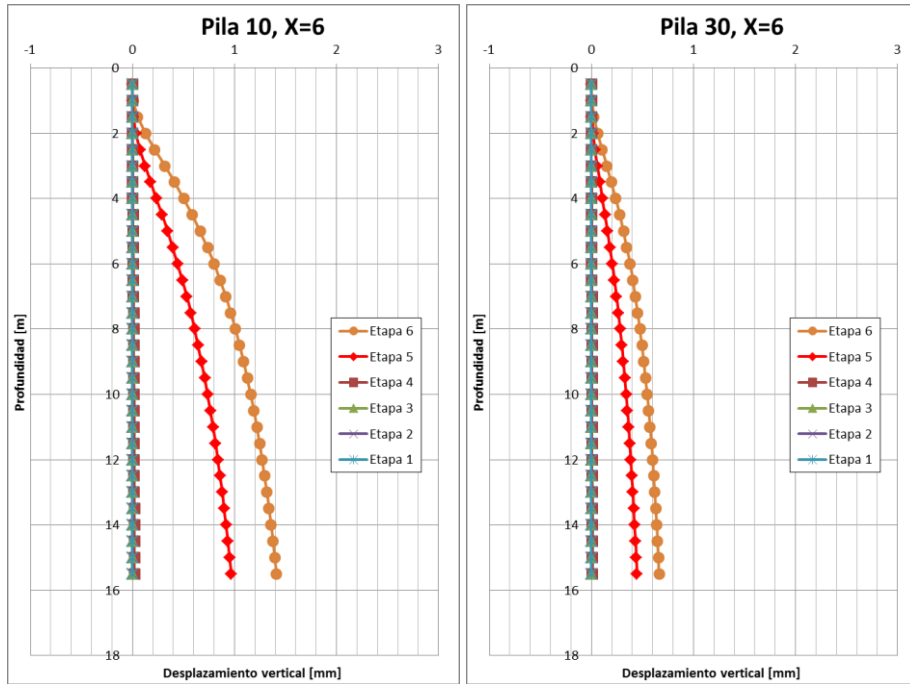


Figura 8-15: Método tridimensional, desplazamiento vertical en X=6.

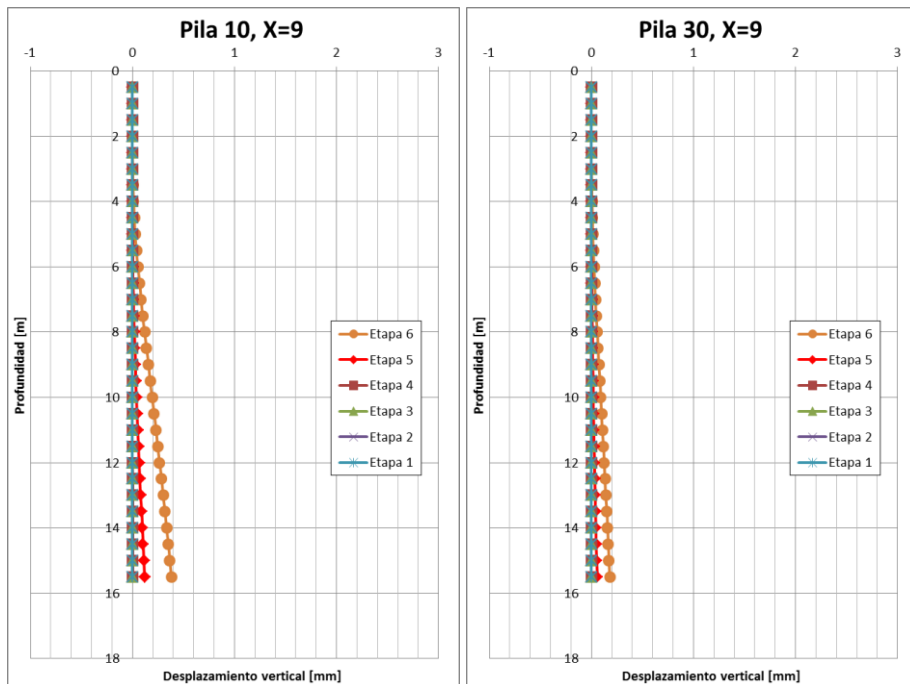


Figura 8-16: Método tridimensional, desplazamiento vertical en X=9.

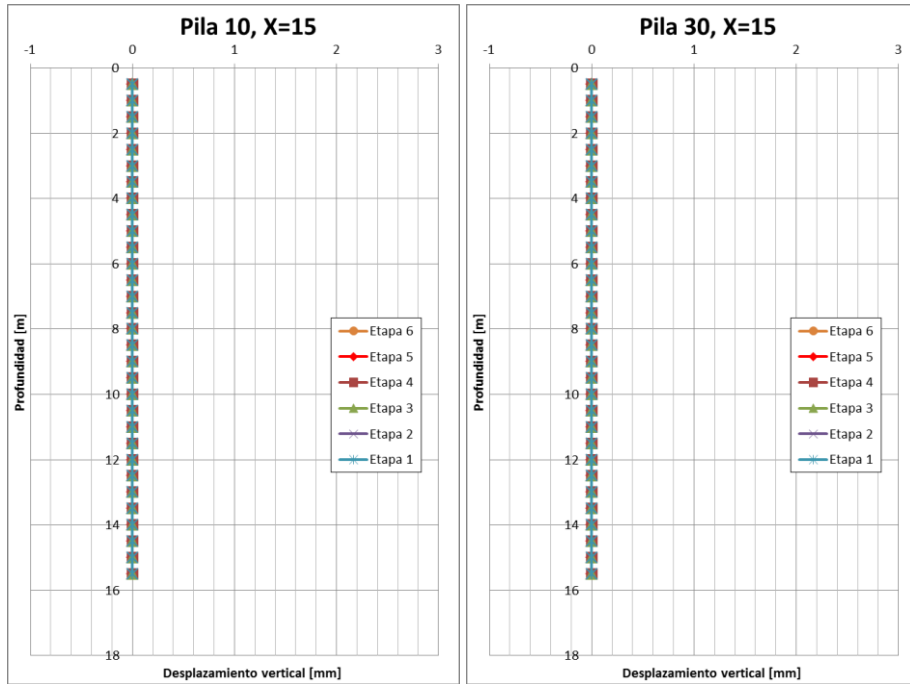


Figura 8-17: Método tridimensional, desplazamiento vertical en X=15.

### Elementos finitos - Plaxis 2D:

El desplazamiento vertical obtenido en el modelo HS y HSS en función de ‘Z’ a distintas distancias ‘X’ del muro de contención es:

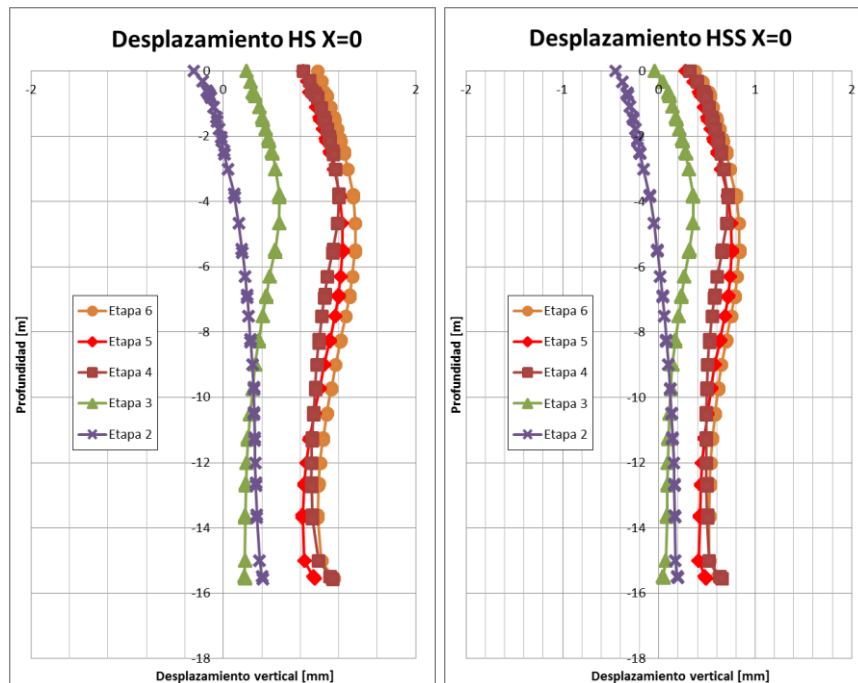


Figura 8-18: Plaxis 2D, desplazamiento vertical en X=0.

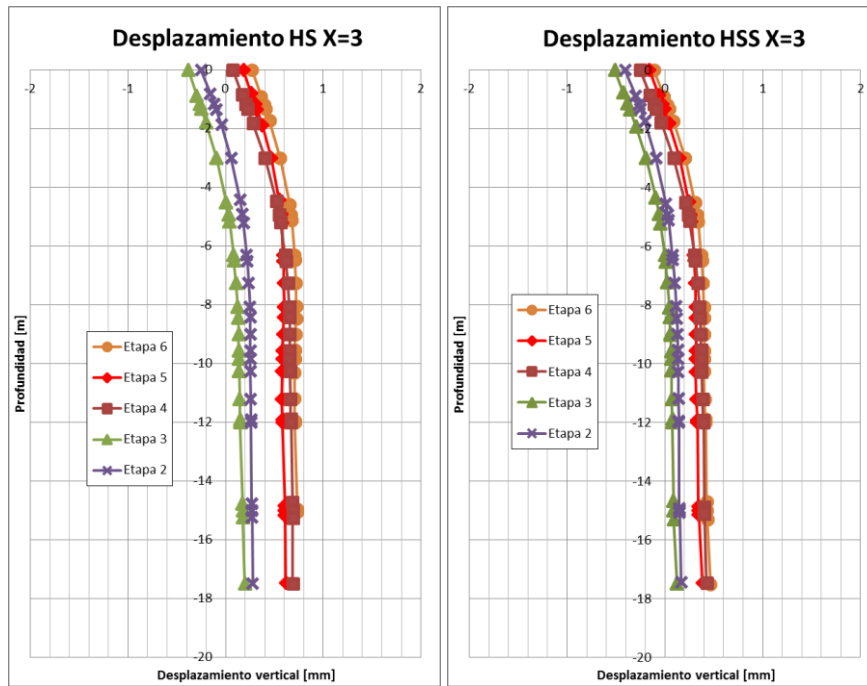


Figura 8-19: Plaxis 2D, desplazamiento vertical en X=3.

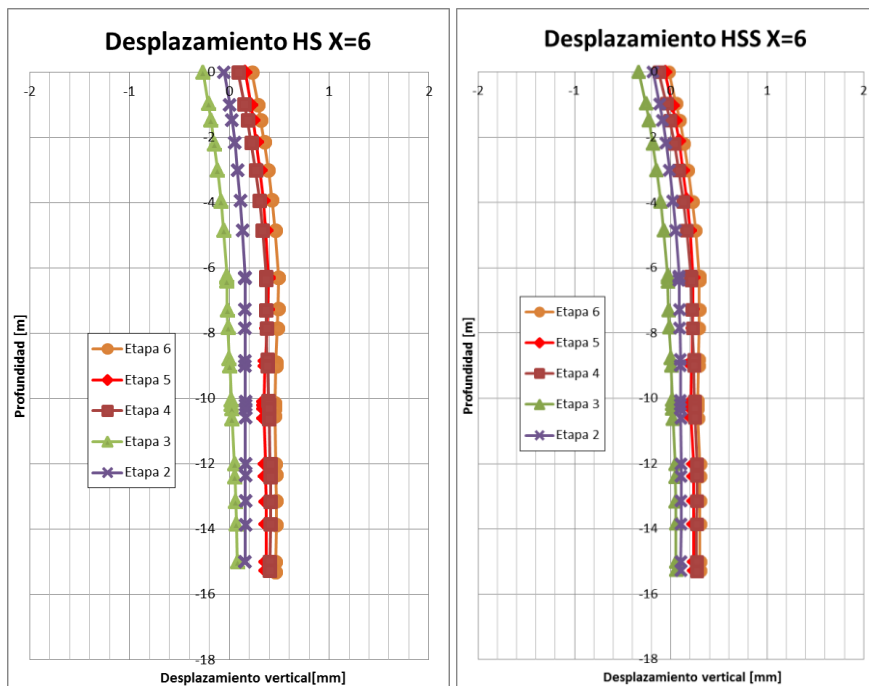


Figura 8-20: Plaxis 2D, desplazamiento vertical en X=6.

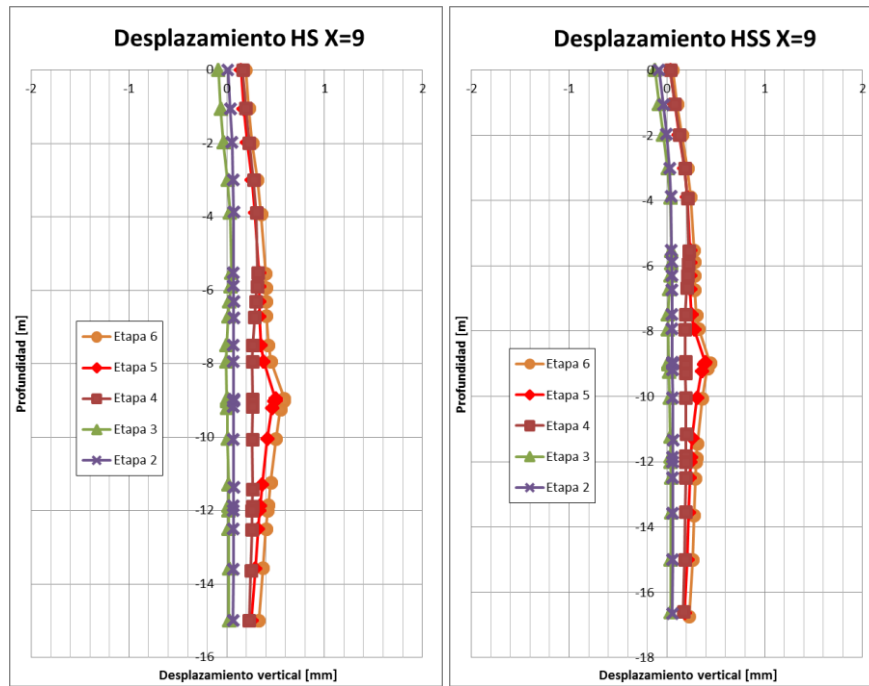


Figura 8-21: Plaxis 2D, desplazamiento vertical en X=9.

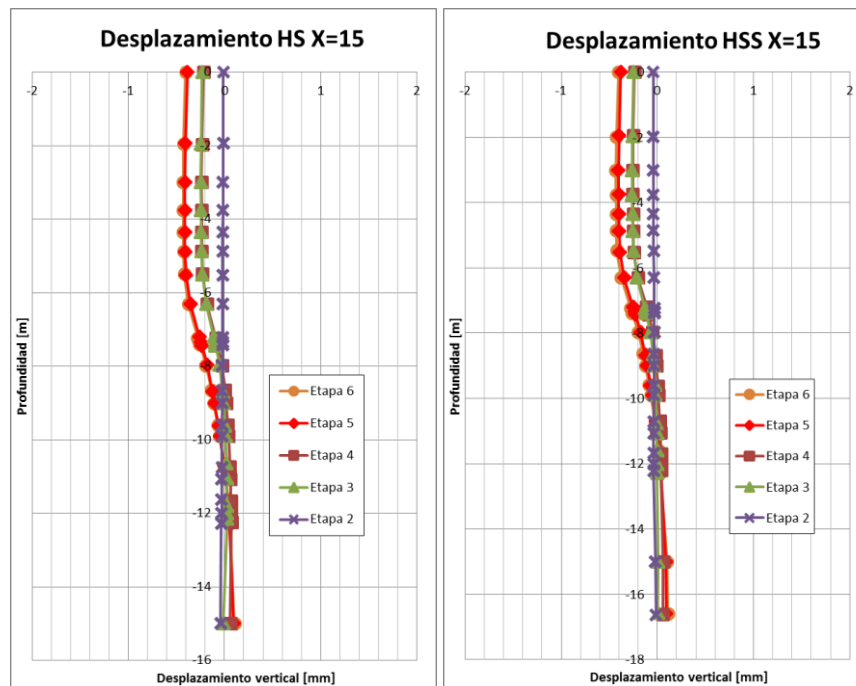


Figura 8-22: Plaxis 2D, desplazamiento vertical en X=15.

Los desplazamientos verticales van cambiando de sentido hacia la excavación a medida que se aleja del muro de contención y se acerca al bulbo de presiones que genera el edificio, que se encuentra aproximadamente a los 15.6m de distancia.

El desplazamiento vertical obtenido en función de la profundidad en estudios realizados en arcillas es:

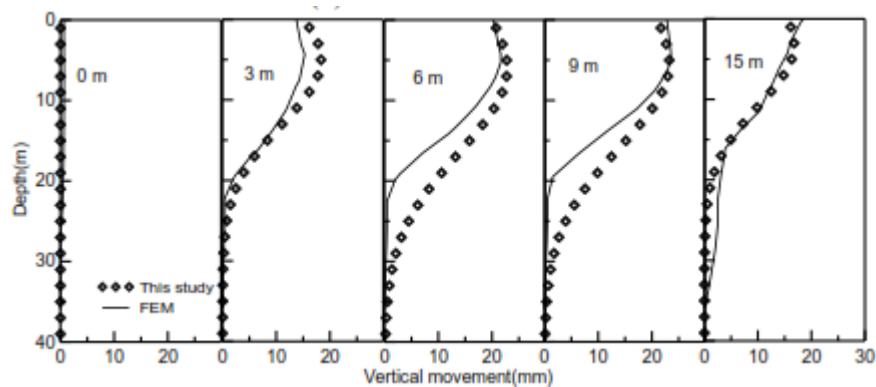


Figura 8-23: Desplazamientos verticales en función de Z, estudios realizados en arcilla [1].

Se puede observar que el desplazamiento vertical entre el método tridimensional y el método de elementos finitos no coinciden. El movimiento de las curvas en el método tridimensional es el inverso a lo esperado según los estudios realizados en arcilla. El desplazamiento en el método de elementos finitos se ve influenciado por las cargas involucradas sobre la superficie en los modelos HS y HSS.

## 8.2.2 Desplazamiento vertical en función de X

### Método Tridimensional:

Dado que las fórmulas para determinar el desplazamiento vertical se indeterminan para  $Z=0$  y valores de  $Z$  pequeños, se pueden comparar los resultados en  $Z=3m$ .

Inputs método tridimensional:

- Los valores ingresados de deformación máxima  $u_{máx}$  corresponden a los calculados con el método de Winkler.
- Se considera que el largo total de la excavación es de 86m.
- Considerando que la deformación máxima se encuentra en el centro, la pila 10 se calcula en  $Y=20m$  y la pila 30 se calcula en  $Y=27m$ .

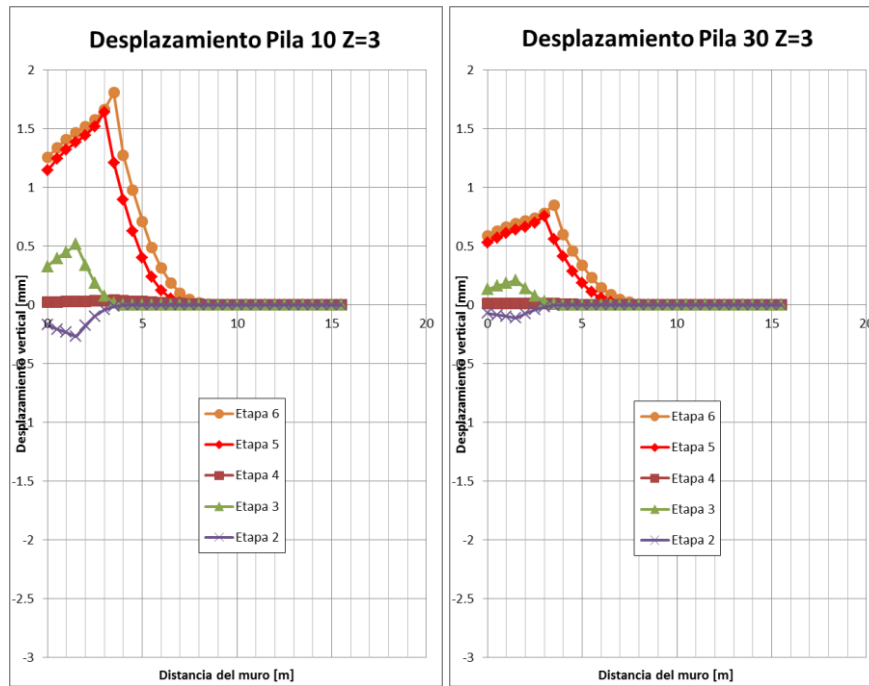


Figura 8-24: Método tridimensional, desplazamiento vertical en Z=3.

**Elementos finitos - Plaxis 2D:**

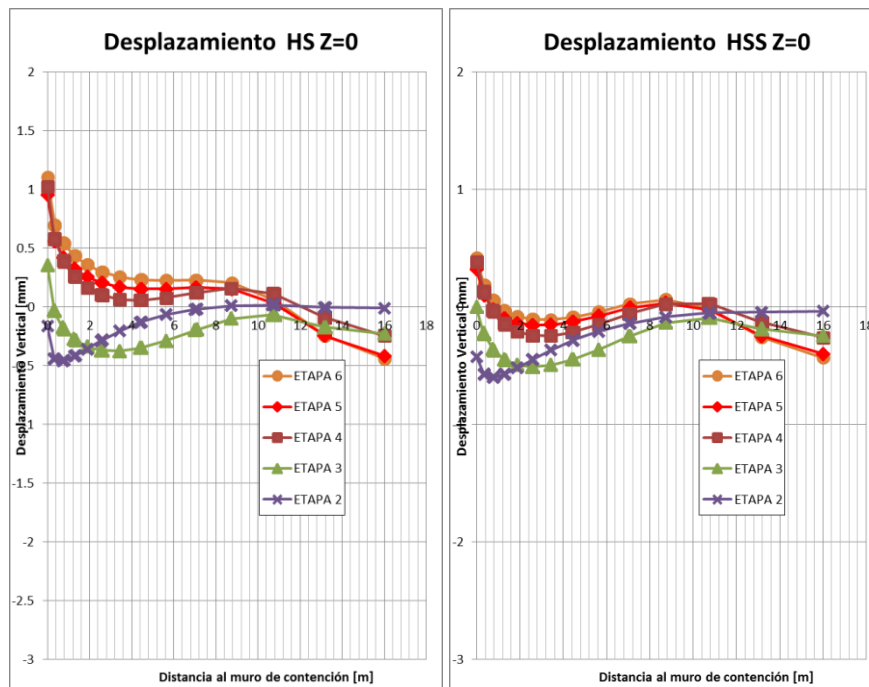


Figura 8-25: Plaxis 2D, desplazamiento vertical en Z=0.

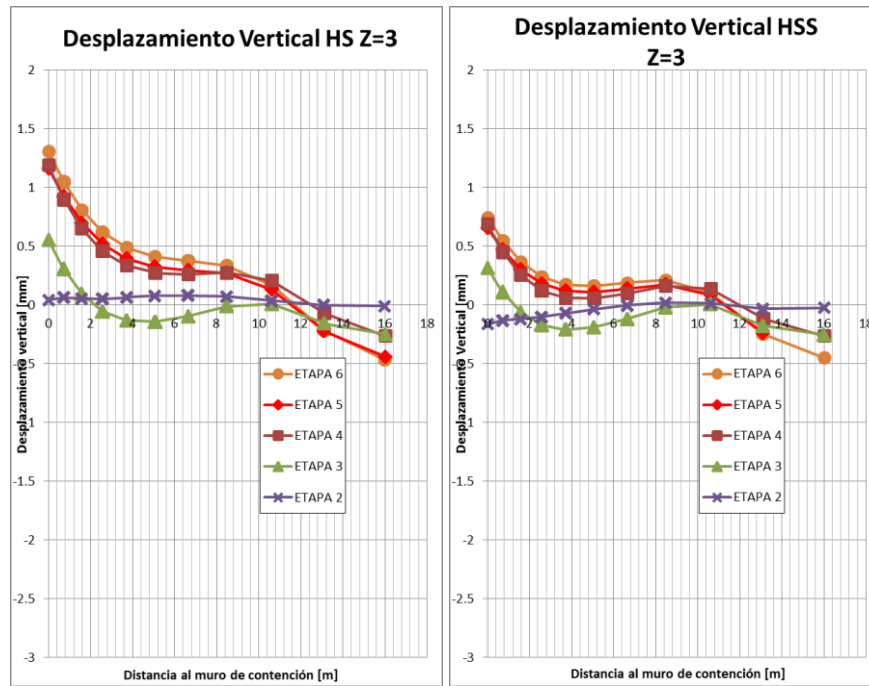


Figura 8-26: Plaxis 2D, desplazamiento vertical en Z=3.

Si bien la magnitud de los desplazamientos es similar en ambos métodos, los asentamientos máximos no se producen en las mismas zonas. Según el estudio realizado en arcillas el modelo que más se acerca a los asentamientos reales es el modelo HSS.

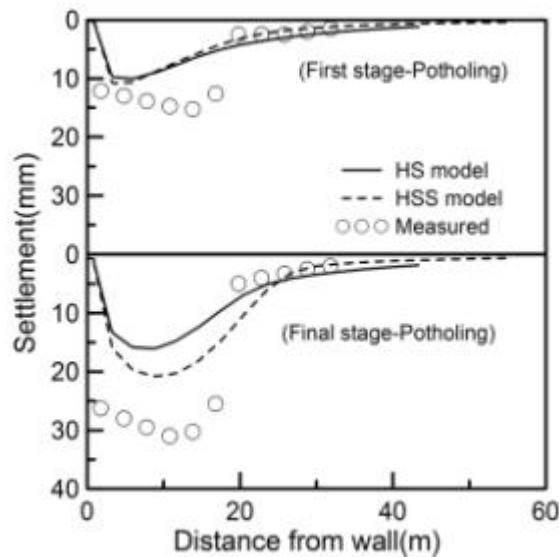


Figura 8-27: Desplazamientos verticales en función de X, estudios realizados en arcilla [1].

## 9. CONCLUSIONES

De los resultados obtenidos en la sección 8 se puede concluir que:

### 9.1. Desplazamiento Lateral

Para empezar se compara el resultado de los registros obtenidos en terreno de los inclinómetros con los desplazamientos obtenidos de utilizar el método simplificado tridimensional (en  $X=0$ , sobre el muro de contención) y los desplazamientos obtenidos del método de elementos finitos. El resto de los resultados del método tridimensional (en  $X=3$ ,  $X=6$ ,  $X=9$  y  $X=15$ ) pueden ser comparados sólo con los modelos ingresados en el software.

Del método de elementos finitos se observa que:

- En  $X=0$ , el desplazamiento lateral se parece más al obtenido en la pila 30.
- El perfil de desplazamiento lateral va cambiando de sentido a medida que se acerca al bulbo de presiones que genera el edificio que se encuentra a partir de  $X=15.6$  m.

Del método tridimensional se puede decir que:

- Las curvas de desplazamiento lateral que generan las ecuaciones del método simplificado tridimensional trabajan de acuerdo a un análisis inverso que se hizo para el caso de las arcillas. De acuerdo a estos estudios las fórmulas describen el movimiento del suelo, para el caso de terreno duno arenoso o arena limosa de clasificación en el sistema U.S.C.S. “SP-SM” variando a “SM(ML)” y “SM”, y A-3(0) en el sistema AASHTO, las ecuaciones describen desplazamientos similares al movimiento del suelo
- Si se analiza la fórmula que define el desplazamiento lateral  $u(x,y,z)$  en tres dimensiones (Sección 3.6 – Ec. 7)), se observa que está compuesta de variables espaciales, el único parámetro que depende de variables geotécnicas es la deformación máxima del muro  $u_{máx}$ , pero este parámetro no controla la forma de las curvas de deformación lateral.
- Al comparar el desplazamiento lateral obtenido del software y el obtenido mediante las fórmulas al alejarse del muro de contención, se observa que el movimiento es diferente dada la existencia del bulbo de presiones que genera el edificio, lo que no se refleja con el uso de la fórmula.

## 9.2. Desplazamiento Vertical

### En función de $Z$ , con $X$ constante:

- Respecto a los asentamientos del suelo se comparó el desplazamiento vertical del método tridimensional con el resultado en elementos finitos. En  $X=0$  se observa en ambos casos un desplazamiento constante para cada una de las etapas. Para  $X=3$ ,  $X=6$ ,  $X=9$  y  $X=15$  se observa en ambos casos que se obtienen asentamientos menores en los primeros metros y que aumentan con la profundidad, la forma de las curvas y la magnitud si bien no son tan parecidas, se encuentran en un orden de magnitud similar. Con el método de elementos finitos el desplazamiento vertical cambia de sentido a medida que se aleja del muro de contención, lo que se atribuye a los bulbos de presión en la superficie y a la fuerza que ejercen los anclajes en el terreno.

### En función de $X$ , con $Z$ constante:

- La fórmula del método simplificado no se puede utilizar para encontrar asentamientos en valores de  $Z$  cercanos a 0, ya que ésta se indefin.
- Al comparar los asentamientos entre el modelo HSS y el método tridimensional en  $Z=3$ , se observa que la magnitud del desplazamiento vertical máximo es similar en ambos casos. Estos difieren en el punto donde se genera este máximo, lo que es parecido a lo encontrado en los estudios realizados en arcilla, ver Figura 8-32. Para tener una conclusión más certera respecto a los asentamientos a una profundidad  $Z$  detrás del muro de contención, se requeriría de mediciones con inclinómetros en el suelo. Además según [5] Figura 3-16, el máximo en los asentamientos del suelo no se produce a la misma distancia del muro ya que depende del tipo de suelo.

## 9.3. General

Considerando que no se pudo realizar mediciones con el inclinómetro en el suelo por detrás del muro de contención, el método computacional es lo más aproximado al comportamiento real del suelo. Se puede establecer que trabajar con elementos finitos permite estudiar casos con un sin número de variables geotécnicas que influyen en el movimiento del suelo, como por ejemplo napas subterráneas, presencia de anclajes, bulbos de presión causadas por estructuras vecinas, instalación de equipos o zonas de acopio, cambios de estratos, socavones, etc. Por esta razón al comparar el resultado del modelo de plaxis a una distancia  $X$  constante del muro de contención con el resultado obtenido de las fórmulas, tanto para desplazamientos laterales como verticales, las formas de las curvas y su magnitud no coinciden, pues el software incluye todas las variables geotécnicas.

Para obtener un modelo más preciso, se realizó un análisis de sensibilidad con los parámetros geotécnicos más relevantes. Con lo que se puede observar cuanto varían los desplazamientos laterales al modificar cada uno de estos parámetros. En el caso del proyecto Bordemar, se logra tener una aproximación más real modificando las cargas involucradas en el terreno, considerar cohesión (por baja que sea) y al aumentar la rigidez variable de los estratos del suelo (al considerar el ensayo triaxial drenado).

Otra ventaja de modelar el suelo en elementos finitos a través del software Plaxis 2D, es que el programa además de entregar resultados de deformaciones del suelo, advierte si existen problemas respecto a la estabilidad del talud. El método simplificado no considera la estabilidad de la contención. La fórmula entrega deformaciones del suelo sin importar cuanto se excave.

Del uso de software se debe considerar también que hay parámetros utilizados que corresponden a aproximaciones, como el parámetro Rint, el cual influye bastante en la respuesta. Al hacer sondajes y exploraciones del terreno pueden encontrarse imprevistos en las profundidades, como cavidades o napa subterránea que en las fórmulas no se pueden expresar, es decir, el modelo computacional difícilmente puede ser reemplazado por una ecuación si lo que se busca es exactitud en la predicción de movimientos del suelo.

El alcance de esta investigación se reduce a condiciones específicas de construcción. Esto significa condiciones de terreno con arenas suaves, sin napa freática y excavación profunda, en cortes verticales del terreno y cercano a edificios vecinos.

Si bien el método puede que funcione en casos acotados, no sustituye la experiencia y el juicio de una buena ingeniería. Tampoco sustituirá exploraciones detalladas ni pruebas de laboratorio.

## 10. REFERENCIAS

- [1] Linglong Mu, Maosong Huang (2013). “A simplified method for analysis of soil movements induced by excavation”, Tongji University, Shanghai, China.
- [2] INN. NCh 3206 Of. 2010. “Geotecnia – excavaciones, entibaciones y socialzados – requisitos”. Instituto Nacional de Normalización, Santiago, Chile.
- [3] Peck, R.B. (1969). “Deep excavations and tunneling in soft ground”, Proc., 7<sup>th</sup> Int. Conf. Soil Mech. Found.
- [4] Macnab, Alan (2002). “Earth Retention Systems Handbook”, McGraw-Hill, USA.
- [5] Clough and O'Rourke (1990). “Construction induced movements of in-situ walls”.
- [6] Schanz, T., Vermeer, P.A. y Bonnier, P.G. (1999). “The hardening soil model: Formulation and verification.” Beyond 2000 in Computational Geotechnics. (pp. 281-290). Balkema, Rotterdam.
- [7] Duncan J.M. y Chang C. (1970). “Nonlinear analysis of stress and strain in soils.” Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineering, 96(SM5), 1629-1653.
- [8] Benz, T., (2006). “Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences”, Ph.D. Thesis, Stuttgart Universität.
- [9] Hardin B.O. y Drnevich V.P. (1972). “Shear modulus and damping in soils: measurement and parameter effects.” Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineering. 98(SM6), 603-624.
- [10] Santos, J.A. y Correia, A.G. (2001). “Reference threshold shear strain of soil. Its application to obtain a unique strain-dependent shear modulus curve for soil.” Proceedings, 15<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol.1 (pp.267-270). Istanbul, Turkey.
- [11] Kung, G.T.C., Hsiao, E.C.L. & Juang, C.H. (2007). “Evaluation of a simplified small-strain soil model for analysis of excavation-induced movements”, Canadian Geotechnical Journal, 44(6), 726-736.

- [12] Roboski, J. & Finno, R.J. (2006). “Distributions of grounds movements parallel to deep excavations in clay”, Canadian Geotechnical Journal, 43(1), 43-58.
- [13] Youssef M.A. Hashash (2014). “Innovations in Modeling & Monitoring Tech. for Response of Deep Urban Excavations”, Peck Lecture, Geo-Institute's, Geo-Congress in Atlanta, GA, USA.
- [14] Plaxis 2D Version 8. Tutorial Manual.
- [15] Raddatz D., Taiba O.(2016): “Entibación mediante pilas ancladas y monitoreo de deflexión lateral”.
- [16] Petersen M.(2015). “Informe Mecánica de Suelos Edificio Bordemar”.

## 11. ANEXOS

### ANEXO A: Ensayo triaxial consolidado isotrópicamente drenado (CID)

ENSAYO TRIAXIAL					
Presión efectiva	0,70 Kgf/cm <sup>2</sup>	Presión efectiva	1,40 Kgf/cm <sup>2</sup>	Presión efectiva	2,80 Kgf/cm <sup>2</sup>
Deformación Unitaria (%)	Esfuerzo desviador (kgf/cm <sup>2</sup> )	Deformación Unitaria (%)	Esfuerzo desviador (kgf/cm <sup>2</sup> )	Deformación Unitaria (%)	Esfuerzo desviador (kgf/cm <sup>2</sup> )
0	0	0	0	0	0
0.31	0.46	0.32	0.67	0.32	1.46
0.63	0.89	0.63	1.7	0.64	3.31
0.94	1.44	0.95	2.65	0.96	5.23
1.26	1.99	1.26	3.53	1.27	7.06
1.57	2.56	1.58	4.25	1.59	8.74
1.89	2.98	1.89	4.75	1.91	9.93
2.2	3.21	2.21	5.13	2.23	10.72
2.52	3.26	2.52	5.41	2.55	11.12
2.83	3.19	2.84	5.57	2.87	11.21
3.15	3.03	3.15	5.66	3.19	11.09
3.46	2.9	3.47	5.68	3.5	10.92
3.78	2.75	3.78	5.69	3.82	10.72
4.09	2.71	4.1	5.71	4.14	10.68
4.41	2.64	4.41	5.73	4.46	10.6
4.72	2.6	4.73	5.78	4.78	10.61
5.04	2.53	5.04	5.8	5.1	10.53
5.51	2.49	5.52	5.8	5.57	10.48
5.83	2.51	5.83	5.82	5.89	10.53
8.03	2.48	8.04	5.75	8.12	10.4
12.91	2.46	12.93	5.57	12.9	10.17
16.54	2.46	16.55	5.37	16.57	9.96

CÍRCULO DE MOHR						
$\sigma_3$ Kgf/cm <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_f$ Kgf/cm <sup>2</sup>	$\sigma_1$ Kgf/cm <sup>2</sup>	$\tau$ Kgf/cm <sup>2</sup>	Centro Kgf/cm <sup>2</sup>	Radio Kgf/cm <sup>2</sup>	Final Kgf/cm <sup>2</sup>
0.7	3.26	3.96	0.35	2.33	1.63	3.96
1.4	5.82	7.22	0.7	4.31	2.91	7.22
2.8	11.21	14.01	1.4	8.405	5.605	14.01

DIAGRAMA p-q					
Presión efectiva	0,70 Kgf/cm <sup>2</sup>	Presión efectiva	1,40 Kgf/cm <sup>2</sup>	Presión efectiva	2,80 Kgf/cm <sup>2</sup>
p' (kgf/cm <sup>2</sup> )	q (kgf/cm <sup>2</sup> )	p' (kgf/cm <sup>2</sup> )	q (kgf/cm <sup>2</sup> )	p' (kgf/cm <sup>2</sup> )	q (kgf/cm <sup>2</sup> )
0.70	0.00	1.40	0.00	2.80	0.00
0.93	0.23	1.74	0.34	3.53	0.73
1.15	0.45	2.25	0.85	4.46	1.66
1.42	0.72	2.73	1.33	5.42	2.62
1.70	1.00	3.17	1.77	6.33	3.53
1.98	1.28	3.53	2.13	7.17	4.37
2.19	1.49	3.78	2.38	7.77	4.97
2.31	1.61	3.97	2.57	8.16	5.36
2.33	1.63	4.11	2.71	8.36	5.56
2.30	1.60	4.19	2.79	8.41	5.61
2.22	1.52	4.23	2.83	8.35	5.55
2.15	1.45	4.24	2.84	8.26	5.46
2.08	1.38	4.25	2.85	8.16	5.36
2.06	1.36	4.26	2.86	8.14	5.34
2.02	1.32	4.27	2.87	8.10	5.30
2.00	1.30	4.29	2.89	8.11	5.31
1.97	1.27	4.30	2.90	8.07	5.27
1.95	1.25	4.30	2.90	8.04	5.24
1.96	1.26	4.31	2.91	8.07	5.27
1.94	1.24	4.28	2.88	8.00	5.20
1.93	1.23	4.19	2.79	7.89	5.09
1.93	1.23	4.09	2.69	7.78	4.98

**ANEXO B: Sección transversal del terreno por etapas.**

**COORDENADAS SECCIÓN TRANSVERSAL A PILA 10, ETAPA 1**

Pto	N#	E#	Z (m)	Distancia (m)	Dist. Relat. $x_i-x_{i-1}$ (m)
1	6351273.055	262042.089	104.00	0.00	-
2	6351270.243	262032.82	100.21	9.686	9.69
3	6351268.434	262019.364	100.21	23.19	13.50
4	6351266.230	262008.776	92.776	34.00	10.81
5	6351265.183	262003.858	91.057	39.03	5.03
6	6351264.286	261999.419	87.375	43.56	4.53
7	6351258.848	261995.334	83.400	48.86	5.30

**COORDENADAS SECCIÓN TRANSVERSAL A PILA 10, ETAPA 2 Y 3**

Pto	N#	E#	Z (m)	Distancia (m)	Dist. Relat. $x_i-x_{i-1}$ (m)
1	6351273.055	262042.089	101.206	0.00	-
2	6351270.531	262029.737	97.158	12.60	12.60
3	6351269.598	262025.319	95.853	17.12	4.52
4	6351268.852	262021.573	88.625	20.94	3.82
5	6351267.961	262017.331	86.745	25.27	4.33
6	6351265.241	262004.008	91.138	38.87	13.60

**COORDENADAS SECCIÓN TRANSVERSAL A PILA 10, ETAPA 4**

Pto	N#	E#	Z (m)	Distancia (m)	Dist. Relat. $x_i-x_{i-1}$ (m)
1	6351273.055	262042.089	97.7	0.00	-
2	6351270.379	262033.375	98.489	9.12	9.12
3	6351269.224	262029.567	98.659	13.10	3.98
4	6351266.190	262019.564	93.277	23.55	10.45
5	6351261.926	262005.475	86.024	38.25	14.70

**COORDENADAS SECCIÓN TRANSVERSAL A PILA 10, ETAPA 5**

Pto	N#	E#	Z (m)	Distancia (m)	Dist. Relat. $x_i-x_{i-1}$ (m)
1	6351273.055	262042.089	97.7	0.00	-
2	6351269.887	262031.740	95.746	10.97	10.97
3	6351268.245	262026.326	95.574	16.60	5.63
4	6351264.599	262014.209	87.816	29.28	12.68
5	6351261.386	262003.833	86.934	40.14	10.86

**COORDENADAS SECCIÓN TRANSVERSAL A PILA 30, ETAPA 1**

Pto	N#	E#	Z (m)	Distancia (m)	Dist. Relat. $x_i-x_{i-1}$ (m)
1	6351227.155	262055.085	102.166	0.000	-
2	6351225.492	262047.218	100.446	8.041	8.041
3	6351224.679	262043.256	100.100	12.085	4.045
4	6351223.900	262039.457	99.408	15.963	3.878
5	6351223.101	262035.560	97.342	19.941	3.978
6	6351222.516	262032.706	95.230	22.855	2.913
7	6351221.841	262029.414	94.254	26.215	3.360
8	6351221.262	262026.594	92.982	29.094	2.879
9	6351220.326	262022.032	92.749	33.751	4.657
10	6351219.807	262019.502	89.669	36.334	2.583
11	6351218.732	262014.258	88.650	41.687	5.353
12	6351217.874	262010.077	87.850	45.955	4.268

**COORDENADAS SECCIÓN TRANSVERSAL A PILA 30, ETAPA 2 Y 3**

Pto	N#	E#	Z (m)	Distancia (m)	Dist. Relat. $x_i-x_{i-1}$ (m)
1	6351227.155	262055.085	101.206	0.00	-
2	6351224.552	262042.826	99.992	12.70	12.70
3	6351223.231	262037.075	98.606	17.51	4.81
4	6351222.364	262032.631	94.798	23.13	5.62
5	6351221.756	262029.287	93.779	26.52	3.40
6	6351219.960	262020.462	89.766	35.53	9.01
7	6351218.252	262012.075	83.509	44.09	8.56

**COORDENADAS SECCIÓN TRANSVERSAL A PILA 30, ETAPA 4 Y 5**

Pto	N#	E#	Z (m)	Distancia (m)	Dist. Relat. $x_i-x_{i-1}$ (m)
1	6351227.155	262055.085	97.700	0.00	-
2	6351224.938	262044.305	96.33	10.97	10.97
3	6351223.942	262039.47	95.269	15.90	4.93
4	6351222.725	262033.557	94.895	21.94	6.04
5	6351221.953	262029.81	94.663	24.81	2.87
6	6351220.797	262024.198	92.876	31.50	6.69
7	6351218.191	262011.758	83.59	44.21	12.71

**COORDENADAS SECCIÓN TRANSVERSAL A PILA 30, ETAPA 6**

Pto	N#	E#	Z (m)	Distancia (m)	Dist. Relat. $x_i-x_{i-1}$ (m)
1	6351227.155	262055.085	96.500	0.00	-
2	6351224.666	262042.927	95.867	12.57	12.57
3	6351223.676	262038.126	95.861	17.46	4.89
4	6351221.212	262026.172	85.964	29.67	12.21
5	6351219.788	262019.262	85.921	36.73	7.06
6	6351219.265	262016.994	83.987	39.06	2.33