



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

**ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE EMPUJE EN REPOSO  $K_0$  DE LAS GRAVAS DEL MAPOCHO  
MEDIANTE RETROANÁLISIS DEL MODELO NUMÉRICO UTILIZADO EN EL DISEÑO DE LOS TÚNELES  
INTERESTACIÓN DE LA LÍNEA 3 DEL METRO DE SANTIAGO**

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL

RODRIGO ANDRÉS SAAVEDRA ARAYA

PROFESOR GUÍA:  
JUAN CARLOS POZO ROJAS

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:  
EDGARDO GONZÁLEZ LIZAMA  
ROBERTO GESCHE SCHULER

SANTIAGO DE CHILE  
2020

**RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR  
AL TÍTULO DE: INGENIERO CIVIL  
POR: RODRIGO ANDRÉS SAAVEDRA ARAYA  
FECHA: 23/11/2020  
PROFESOR GUÍA: JUAN CARLOS POZO ROJAS**

**ESTIMACIÓN DEL COEFICIENTE DE EMPUJE EN REPOSO  $K_0$  DE LAS GRAVAS DEL MAPOCHO  
MEDIANTE RETROANÁLISIS DEL MODELO NUMÉRICO UTILIZADO EN EL DISEÑO DE LOS  
TÚNELES INTERESTACIÓN DE LA LÍNEA 3 DEL METRO DE SANTIAGO**

Conocer con antelación el comportamiento del suelo ante la construcción de obras subterráneas es un aspecto clave, especialmente para túneles urbanos, cuya excavación genera deformaciones en el entorno que puede afectar las construcciones ubicadas en superficie. Luego, contar con estimaciones adecuadas de los parámetros del suelo permite no sólo realizar un diseño óptimo económico, sino que también ayuda a tener un mayor control sobre la seguridad de la obra y su área de influencia.

Bajo esta premisa, el objetivo de este trabajo de título es realizar una calibración del modelo numérico de diferencias finitas FLAC3D utilizado para el diseño de los túneles interestación de la Línea 3 del Metro de Santiago, cuyo fin último es estimar un valor ajustado para el coeficiente de empuje en reposo  $K_0$  de las Gravas del Mapocho donde se insertan estos túneles. Para realizar esto se recopilan los datos de monitoreo in situ de asentamientos superficiales medidos durante la etapa de construcción del proyecto, los cuales permiten construir curvas de asentamiento transversal al eje, que se discretizan según la profundidad de la sección de túnel correspondiente, obteniéndose un asentamiento superficial máximo promedio de 2,5 [mm].

Para una relación profundidad-diámetro equivalente del túnel  $H/D_{eq} \sim 2,3$  la diferencia entre las curvas de asentamiento del modelo numérico y las de monitoreo in situ dan cuenta de una diferencia de 2,5 [mm] promedio en los asentamientos máximos, con lo que se tiene que el modelo sobreestima los asentamientos producto de la excavación de estos túneles. De esta manera, se realizan variaciones en el modelo sobre el módulo de deformación, el coeficiente de empuje en reposo y la cohesión del suelo, de modo de obtener una curva ajustada que represente de mejor manera el comportamiento manifestado en terreno.

Los resultados del retroanálisis indican que el coeficiente de empuje en reposo es el que genera los mayores cambios en los asentamientos obtenidos de la modelación. En específico, las configuraciones que entregan asentamientos máximos cercanos a las mediciones contienen una variación del  $K_0$  considerado inicialmente de 0,8, a un valor cercano a la unidad. Finalmente, se realiza una validación de este resultado a partir de la elaboración de otros 6 modelos considerando la totalidad del rango de profundidad de túnel obtenido de las mediciones ( $H/D_{eq} \sim 2,3$  a  $3,0$ ), encontrándose que la mayoría de estos presenta un ajuste similar de las curvas de asentamiento a lo obtenido del modelo considerado inicialmente.

# Dedicatoria

*A mi mamá, papá, hermanos y amigos*

# Agradecimientos

A mi madre, Juvi, por su fortaleza para educar a sus 4 hijos. Gracias por el apoyo, la visión, la disciplina y los valores enseñados que me hacen ser quien soy y que estoy seguro me llevaran a buen puerto en el futuro.

Agradezco también a mi padre, Jancho, por ser como eres, por la felicidad que transmites y por el apoyo brindado en mis últimos años de universidad. Gracias por permitirme tomar con tranquilidad la U y disfrutar así realmente la vida universitaria.

A mis perritas, Fany y Blue, por ser un apoyo moral importantísimo, en especial este año 2020 encerrados en casa producto de la pandemia. Gracias Blue por despertarme a las 8 AM llorando.

A mis grandes amigos de civil, Edu, Margi, Edgar, Moli y Pancho. Muchas de las experiencias vividas con ustedes forman parte de mis recuerdos más preciados de la U.

A la Maca, mi mejor amiga desde primer año, gracias por hacer de los primeros años una experiencia realmente memorable al juntarnos en las clases, almuerzos y carretes entre todos. Gracias por seguir ahí hasta el día de hoy, siempre auténtica.

A mis amigos de Brasil, Diego y Christian. Realmente hicieron de ese viaje y posteriores juntas de las mejores cosas que pasaron el último tiempo.

A los cabros del basket, a todos, pero en especial a los que formaron parte del gran y glorioso Equipo B mientras jugué. Infinitas gracias por permitirme compartir cancha con ustedes, tanto en los partidos de la facultad como en los años del Bueras. Mi felicidad estuvo siempre condicionada por mi asistencia a los entrenamientos, en especial no hubiese sido lo mismo sin esos entrenamientos a las 7 A.M.

A todas las personas que de alguna u otra forma formaron parte de mi estancia en la U, amigos del equipo docente de topo, conocidos de civil, amigos y compañeros de Sección 5 2013. Los recuerdo a todos.

A mi profesor guía, Juan Carlos Pozo, por darme la oportunidad de trabajar con él, gracias por la disposición y los conocimientos adquiridos en esta etapa.

A Wagner, Ingeniero de ARCADIS, por su esencial apoyo en el entendimiento, uso e interpretación de los modelos numéricos en FLAC3D.

# Tabla de contenido

<b>1</b>	<b>Introducción .....</b>	<b>1</b>
1.1	Introducción .....	1
1.2	Objetivos .....	2
1.2.1	Objetivo general .....	2
1.2.2	Objetivos específicos .....	3
1.3	Metodología .....	3
1.4	Alcance por capítulo .....	4
<b>2</b>	<b>Marco Teórico .....</b>	<b>6</b>
2.1	Coeficiente de Empuje en reposo.....	6
2.1.1	<b>K0</b> en las Gravas de Santiago .....	7
2.2	Nuevo Método Austriaco para la Construcción de Túneles (NATM) .....	12
2.3	Deformación del suelo producto de la excavación de túneles .....	14
2.3.1	Fenómeno de Subsistencia .....	14
2.3.2	Asentamiento superficial transversal al eje principal de un túnel .....	15
2.3.3	Asentamiento superficial longitudinal al eje de un túnel.....	17
2.4	Instrumentación y monitoreo de túneles urbanos .....	17
2.5	FLAC3D – Modelación numérica en base a método de diferencias finitas .....	18
2.6	Modelos Constitutivos .....	19
2.6.1	Cap Yield.....	20
2.6.2	Relación entre parámetros Hardening Soil y Cy-Soil.....	22
<b>3</b>	<b>Antecedentes .....</b>	<b>24</b>
3.1	Línea 3 del Metro de Santiago.....	24
3.2	Características geológicas-geotécnicas del tramo en estudio .....	25
3.2.1	Estratigrafía .....	26
3.2.2	Propiedades geotécnicas .....	27
3.2.3	Parámetros geotécnicos para el modelo numérico .....	28
3.3	Túneles interestación.....	29
3.3.1	Geometría .....	29
3.3.2	Secuencia constructiva .....	32
3.3.3	Sostenimiento y Revestimiento .....	33

3.4	Plan de monitoreo de deformaciones: disposición de puntos de monitoreo .....	34
<b>4</b>	<b>Asentamientos de monitoreo .....</b>	<b>36</b>
4.1	Secciones de monitoreo consideradas .....	36
4.2	Curvas de asentamiento de monitoreo estimadas .....	38
<b>5</b>	<b>Modelo de Diferencias Finitas FLAC3D .....</b>	<b>43</b>
5.1	Construcción del modelo base .....	43
5.1.1	Malla de diferencias finitas .....	44
5.1.2	Condición Geostática .....	47
5.1.3	Simulación de la excavación.....	49
5.2	Resultados .....	51
5.2.1	Asentamientos en superficie.....	51
<b>6</b>	<b>Retroanálisis modelo FLAC3D .....</b>	<b>54</b>
6.1	Variación de parámetros geotécnicos .....	54
6.2	Modelos factibles.....	60
6.3	Análisis de Sensibilidad .....	60
6.3.1	Módulo de deformación .....	61
6.3.2	Coefficiente de empuje en reposo .....	62
6.3.3	Cohesión.....	63
6.3.4	Regresión lineal múltiple .....	64
6.4	Validación con distintas coberturas de túnel.....	66
6.5	Discusión de resultados .....	70
6.5.1	Curvas de asentamiento de monitoreo .....	70
6.5.2	Retroanálisis .....	71
<b>7</b>	<b>Comentarios y Conclusiones .....</b>	<b>73</b>
7.1	Retroanálisis y Análisis de sensibilidad .....	73
7.2	Validación variando profundidad .....	74
7.3	Comentarios generales .....	75
7.4	Recomendaciones para futuras líneas investigativas.....	76
<b>8</b>	<b>Bibliografía .....</b>	<b>77</b>
<b>9</b>	<b>Anexos .....</b>	<b>81</b>
9.1	Anexo A: Perfiles Estratigráficos.....	81
9.2	Anexo B: Geometría T4H-A .....	94
9.3	Anexo C: Mediciones de monitoreo .....	95
9.4	Anexo D: Análisis de Sensibilidad, Regresión lineal múltiple.....	99

# Índice de tablas

<i>Tabla 1: Información granulométrica Grava sector Tobalaba.</i>	<i>9</i>
<i>Tabla 2: Variables de estado Grava sector Tobalaba.</i>	<i>9</i>
<i>Tabla 3: Parámetros de entrada Cy-Soil.</i>	<i>21</i>
<i>Tabla 4: Propiedades geotécnicas básicas de unidades geotécnicas del tramo en estudio.</i>	<i>27</i>
<i>Tabla 5: Coeficiente de empuje en reposo recomendado por el Consorcio AWWA para el diseño.</i>	<i>27</i>
<i>Tabla 6: Parámetros geotécnicos Cy-Soil, cobertura 16,4 [m].</i>	<i>28</i>
<i>Tabla 7: Características geométricas Secciones de estudio.</i>	<i>31</i>
<i>Tabla 8: Propiedades Hormigón Proyectoado.</i>	<i>33</i>
<i>Tabla 9: Propiedades Acero de refuerzo.</i>	<i>33</i>
<i>Tabla 10: Cantidad de Secciones según rango de Cobertura.</i>	<i>37</i>
<i>Tabla 11: Características Curvas Representativas de Asentamientos.</i>	<i>42</i>
<i>Tabla 12: Tensión vertical en puntos notables de la malla.</i>	<i>48</i>
<i>Tabla 13: Asentamientos máximos ante variación de <math>K_0</math> y Módulo de deformación.</i>	<i>55</i>
<i>Tabla 14: Asentamientos máximos ante variación de <math>K_0</math> y Módulo de deformación a la vez.</i>	<i>57</i>
<i>Tabla 15: Asentamientos máximos ante variación de <math>K_0</math> y cohesión.</i>	<i>58</i>
<i>Tabla 16: Resumen modelos factibles.</i>	<i>59</i>
<i>Tabla 17: Parámetros considerados para variación de coberturas.</i>	<i>66</i>
<i>Tabla 18: Modelos que ajustan de manera acertada las deformaciones máximas en superficie.</i>	<i>73</i>
<i>Tabla 19: Mediciones de monitoreo, secciones de 15,5 a 17 [m] de cobertura</i>	<i>95</i>
<i>Tabla 20: Mediciones de monitoreo, secciones de 17 a 18 [m] de cobertura.</i>	<i>96</i>
<i>Tabla 21: Mediciones de monitoreo, secciones de 18 a 19 [m] de cobertura.</i>	<i>96</i>
<i>Tabla 22: Mediciones de monitoreo, secciones de 19 a 20 [m] de cobertura.</i>	<i>97</i>
<i>Tabla 23: Mediciones de monitoreo, secciones de 20 a 21 [m] de cobertura.</i>	<i>97</i>
<i>Tabla 24: Mediciones de monitoreo, secciones de 21 a 22 [m] de cobertura.</i>	<i>98</i>
<i>Tabla 25: Mediciones de monitoreo, secciones de 22 a 23 [m] de cobertura.</i>	<i>98</i>

# Índice de figuras

Figura 2-1: Trayectoria de esfuerzos en un ensayo triaxial para la determinación de $K_0$ (Sáez, 2010).....	7
Figura 2-2: Resultado ensayo de evaluación $K_0$ (Verdugo et al., 2007).....	9
Figura 2-3: Tabla comparativa parámetros medidos y calculados para las dos secciones en estudio (Braga et al., 2004). .....	10
Figura 2-4: Asentamientos de back-analysis y de monitoreo (Braga et al., 2004).....	10
Figura 2-5: (a): Coeficiente de empuje en reposo in situ para la Grava de Santiago. (b): Historial de tensiones originada por un evento sísmico. (Ortigosa, P., 2004). .....	11
Figura 2-6: Sección transversal típica túnel tipo Herradura (Gacitúa, J., 2012).....	13
Figura 2-7: Secuencia de avance túnel interestación tipo Herradura (Pozo, J., 2019). .....	13
Figura 2-8: Representación de la subsidencia inducida por la excavación de un túnel (Rey M., 2016, adaptado de Mair et al.,1996). .....	14
Figura 2-9: Ajuste de curva de asentamientos (Peck, 1969).....	15
Figura 2-10: Perfil de Asentamiento Vertical (Schlosser et al, 1985). .....	16
Figura 2-11: Esquema Campana de Gauss.....	16
Figura 2-12: Asentamiento longitudinal a medida que avanza la construcción del túnel (Mair e Taylor, 1997)....	17
Figura 2-13: Relación entre parámetros Hardening-Soil y Cy-Soil (ICG, 2013). .....	22
Figura 3-1: Plano de red Línea 3 del Metro de Santiago (Metro S.A., 2020). .....	24
Figura 3-2: Carta geológica de Santiago junto con el trazado de la Línea 3 (modificado de Montes & Pozo, 2015). .....	25
Figura 3-3: Esquema simplificado perfil estratigráfico alrededores Estación Irarrazabal (Adaptado de Rey M. 2016). .....	26
Figura 3-4: Esquema general Línea de Metro (Pozo J.C, 2019).....	29
Figura 3-5: Geometría Tipo Herradura T1H-A (CONSORCIO ARA WorleyParsons – ARCADIS, 2013). .....	30
Figura 3-6: Geometría con Contraboveda T1C-A (CONSORCIO ARA WorleyParsons – ARCADIS, 2013). .....	30
Figura 3-7: Túnel interestación tipo Herradura en la Grava del Mapocho, Línea 3 del Metro de Santiago (Pozo J.C., 2019). .....	31
Figura 3-8: Esquema secuencia constructiva túnel interestación tipo herradura (CONSORCIO ARA WorleyParsons – ARCADIS, 2013). .....	32
Figura 3-9: Esquema distribución 3 puntos superficiales (AS) de monitoreo de asentamientos, medidas en [cm] (CONSORCIO ARA WorleyParsons – ARCADIS, 2013). .....	34
Figura 3-10: Esquema distribución 7 puntos superficiales (AS) de monitoreo de asentamientos, medidas en [cm] (CONSORCIO ARA WorleyParsons – ARCADIS, 2013). .....	35
Figura 4-1: G1, Curva de Asentamiento Secciones de 15,5 a 17 [m] de Cobertura. ....	39
Figura 4-2: G2, Curva de Asentamiento Secciones de 17 a 18 [m] de Cobertura. ....	39
Figura 4-3: G3, Curva de Asentamiento Secciones de 18 a 19 [m] de Cobertura. ....	40
Figura 4-4: G4, Curva de Asentamiento Secciones de 19 a 20 [m] de Cobertura. ....	40
Figura 4-5: G5, Curva de Asentamiento Secciones de 20 a 21 [m] de Cobertura. ....	41
Figura 4-6: G6, Curva de Asentamiento Secciones de 21 a 22 [m] de Cobertura. ....	41
Figura 4-7: G7, Curva de Asentamiento Secciones de 22 a 23 [m] de Cobertura. ....	42
Figura 5-1: Malla de diferencias finitas en Phase2.....	45
Figura 5-2: Detalle Zonas malla en Phase2.....	46
Figura 5-3: Malla de diferencias finitas en FLAC3D.....	46
Figura 5-4: Estado tensional vertical inicial (unidades en kPa).....	48
Figura 5-5: Representación gráfica de la excavación secuencial programada en FLAC3D, zona en bóveda excavada.....	49
Figura 5-6: Túnel interestación excavado, FLAC3D.....	51
Figura 5-7: Asentamientos verticales en superficie, $H/D_{eq}=2,3$ . Sección Herradura (medidas en [m]). .....	52
Figura 5-8: Curva de asentamientos superficiales modelo base FLAC3D, $H/D_{eq}=2,3$ . .....	52
Figura 5-9: Comparación Banda representativa de monitoreo y modelo base. ....	53
Figura 6-1: Asentamientos en superficie ante variación del Módulo de deformación. ....	56
Figura 6-2: Asentamientos en superficie ante variación del Coeficiente de empuje en reposo. ....	56



Figura 6-3: Asentamientos en superficie ante variación del módulo de deformación y el coeficiente de empuje en reposo.....	57
Figura 6-4: Asentamientos en superficie ante variación de la cohesión y del $K_0$ .....	58
Figura 6-5: Resultados de modelos con asentamientos dentro del rango esperado. ....	60
Figura 6-6: Análisis de sensibilidad Módulo de deformación.....	61
Figura 6-7: Variación porcentual Módulo de deformación v/s Asentamientos máximos. ....	62
Figura 6-8: Análisis de sensibilidad Coeficiente de Empuje en reposo. ....	63
Figura 6-9: Análisis de sensibilidad cohesión.....	64
Figura 6-10: Comparación mediciones y modelación, verificación G2, $H/D_{eq}=2,4$ .....	67
Figura 6-11: Comparación mediciones y modelación, verificación G3, $H/D_{eq}=2,6$ .....	67
Figura 6-12: Comparación mediciones y modelación, verificación G4, $H/D_{eq}=2,7$ .....	68
Figura 6-13: Comparación mediciones y modelación, verificación G5, $H/D_{eq}=2,8$ .....	68
Figura 6-14: Comparación mediciones y modelación, verificación G6, $H/D_{eq}=2,9$ .....	68
Figura 6-15: Comparación mediciones y modelación, verificación G7, $H/D_{eq}=3,0$ .....	69
Figura 9-1: Perfil Estratigráfico Pk 6+700 a Pk 7+320.....	82
Figura 9-2: Perfil Estratigráfico Pk 7+320 a Pk 7+970.....	83
Figura 9-3: Perfil Estratigráfico Pk 7+970 a Pk 8+600.....	84
Figura 9-4: Perfil Estratigráfico Pk 8+600 a Pk 9+200.....	85
Figura 9-5: Perfil Estratigráfico Pk 9+200 a Pk 9+800.....	86
Figura 9-6: Perfil Estratigráfico Pk 13+820 a Pk 14+430. ....	87
Figura 9-7: Perfil Estratigráfico Pk 14+430 a Pk 15+080. ....	88
Figura 9-8: Perfil Estratigráfico Pk 15+080 a Pk 15+660. ....	89
Figura 9-9: Perfil Estratigráfico Pk 15+660 a Pk 16+230. ....	90
Figura 9-10: Perfil Estratigráfico Pk 16+230 a Pk 16+830.....	91
Figura 9-11: Perfil Estratigráfico Pk 16+830 a Pk 17+460.....	92
Figura 9-12: Perfil Estratigráfico Pk 17+460 a Pk 18+100.....	93
Figura 9-13: Geometría sección tipo herradura en curva T4H-A. ....	94
Figura 9-14: Resolución por MCO de problema Matricial análisis de sensibilidad.....	99

# Capítulo 1

## Introducción

### 1.1 Introducción

Debido a la rápida expansión de las grandes urbes, como es el caso de Santiago, se vuelve imperante mantener la construcción de obras de conexión a la par con la velocidad de expansión de la ciudad, donde el espacio limitado en superficie hace cada vez más necesaria la construcción de obras cuyo objetivo sea no alterar el normal desarrollo de esta. La solución idónea para este tipo de problemática es la construcción de obras subterráneas, como lo son los túneles para autopistas o metro. En ese sentido, dada la limitante de espacio disponible, las obras subterráneas de este tipo son cada vez más desafiantes para la Ingeniería Civil, siendo común encontrarse con proyectos de túneles que pasan por debajo de otros, como es el caso de algunas Líneas del Metro de Santiago.

La Red de Metro de Santiago cuenta con 7 líneas operativas, entre las que destaca la reciente Línea 3, en operación desde el 2019. Actualmente, la Línea 3 cuenta con una longitud de 22 [km] con 18 estaciones, uniendo las comunas de Conchalí, Independencia, Santiago, Ñuñoa y La Reina, conectando todas las Líneas existentes. El método de construcción utilizado en la construcción de los túneles de esta Línea corresponde al NATM (New Austrian Tunnelling Method), el cual tiene como uno de sus principios fundamentales la excavación secuencial del frente, instalando de manera cíclica el sostenimiento del túnel, otorgando así al terreno un confinamiento controlado que le permite participar de manera activa en la función portante de la cavidad.

Uno de los desafíos ingenieriles presentes en la construcción de estos túneles se debe a que estos producen desplazamientos del suelo en los alrededores de la cavidad debido al acomodo de partículas, estos movimientos se propagan a la superficie produciendo un fenómeno de hundimiento del suelo denominado subsidencia, el cual, si se analiza una sección transversal al eje del túnel, produce asentamientos en superficie que tienen la forma aproximada de una campana de Gauss invertida. Tener conocimiento de la forma y magnitud de la curva de asentamientos superficiales en la etapa de diseño de un proyecto puede contribuir en contar con una mayor certidumbre de lo que efectivamente sucederá in situ, pudiéndose obtener obras subterráneas más económicas, seguras, y que no afecten el normal funcionamiento de las estructuras ubicadas sobre estas.

Hoy en día, para predecir las deformaciones in situ producidas por la excavación de túneles se suele utilizar herramientas de cálculo computacional avanzado como lo son los modelos numéricos en base a diferencias finitas. Sin embargo, dado que los modelos no permiten replicar siempre las deformaciones reales producidas, surge la necesidad de calibrarlos a partir de la variación de algunos de los parámetros geotécnicos utilizados inicialmente. Para ello se desarrolla un modelo numérico en FLAC3D capaz de simular el proceso de excavación de los túneles interestación de la Línea 3 del Metro de Santiago ubicados en las Gravas del Mapocho y predecir los asentamientos superficiales del suelo, considerando un comportamiento dado por el modelo constitutivo de tipo plástico Cap Yield (CY-Soil), caracterizado por el criterio de falla Mohr-Coulomb.

La calibración se lleva a cabo a partir de un retroanálisis, el cual considera variaciones del módulo de deformación, del coeficiente de empuje en reposo y de la cohesión del suelo, haciendo énfasis en el coeficiente de empuje en reposo, el cual según experiencias recientes y estudios de Ortigosa P. (2004) y Braga et al. (2004) se presume podría ser más alto del valor utilizado hoy en día. A partir de estas variaciones se obtendrán combinaciones que permitan ajustar las curvas de asentamiento superficial de modelación a lo manifestado in situ, representado por curvas de asentamiento estimadas de los datos de monitoreo, los cuales son facilitados por ARCADIS, empresa encargada del diseño de la Línea 3 del Metro de Santiago.

Dadas las variaciones que ajustan la curva, contar con un proceso de validación de los parámetros ajustados es importante, por lo que se hará variar la profundidad de los túneles modelados de modo de utilizar la totalidad de las mediciones de las secciones de monitoreo recopiladas. Finalmente, en base a los resultados obtenidos, se podrán identificar aspectos claves en la modelación numérica de modo de realizar recomendaciones para futuras líneas investigativas.

## **1.2 Objetivos**

Al contar con mediciones de monitoreo de asentamientos superficiales in situ producto de la excavación de túneles, se abre la posibilidad de comparar estas con las obtenidas en las etapas de diseño de un proyecto a partir de modelación numérica. Predecir de manera acertada el comportamiento del suelo ante la construcción de túneles en la etapa de diseño de un proyecto puede llevar a optimizar la construcción y a contribuir en una mayor seguridad de la obra.

### **1.2.1 Objetivo general**

Realizar un retroanálisis del modelo numérico en FLAC3D utilizado en el diseño de los túneles interestación de la Línea 3 del Metro de Santiago ubicados en la Grava del Mapocho, de modo que este prediga de mejor manera los asentamientos superficiales provocados por la construcción de estos túneles en condiciones de similares características.

## 1.2.2 Objetivos específicos

Para el cumplimiento del objetivo general se definen los siguientes objetivos específicos:

- Recopilar los datos necesarios para la construcción y el retroanálisis del modelo numérico, esto es, la geometría de los túneles, el método constructivo, la estratigrafía y los parámetros geotécnicos del suelo, además de las mediciones de monitoreo de asentamientos superficiales registrados durante la construcción.
- Construir un modelo numérico capaz de representar las condiciones de esfuerzos y deformaciones a las que se ve expuesto el suelo debido a la construcción de los tramos de túnel interestación en estudio.
- Estimar el coeficiente de empuje en reposo  $K_0$  que calibre de la mejor manera posible el modelo numérico FLAC3D y represente así el comportamiento in situ de las Gravas del Mapocho en términos de los asentamientos superficiales producidos debido a la construcción de túneles interestación de Metro.
- Validar el modelo calibrado a partir de la comparación de los asentamientos obtenidos de nuevos modelos considerando otras profundidades de túnel según corresponda con las secciones de monitoreo de asentamientos superficiales recopilados.

## 1.3 Metodología

La metodología llevada a cabo para cumplir con los objetivos propuestos es la siguiente:

- a) Revisión bibliográfica de: Coeficiente de empuje en reposo de las Gravas de Santiago, método constructivo de túneles de Metro en Santiago (NATM), asentamientos en superficie generados por la excavación de túneles, modelación numérica de diferencias finitas para simular comportamiento del suelo.
- b) Definir los tramos de túneles interestación que se utilizarán para el análisis, con el objetivo de reducir al mínimo las variables externas que pudiesen influir en los resultados.
- c) Recopilación de antecedentes a partir de los tramos definidos: incluyendo geometría de los túneles, estratigrafía, propiedades geotécnicas, secuencia constructiva y profundidad de túneles.
- d) Recopilación de los datos de monitoreo de deformaciones, con la correspondiente construcción de curvas de asentamiento transversal al eje del túnel, que representen de manera estimativa el comportamiento general del suelo a lo largo del eje.
- e) Estudio del software FLAC3D y de su aplicación para simular la construcción de túneles, a través del manual incluido en el programa y de ayuda externa proporcionada por

profesionales con experiencia en el área.

- f) Construcción de un modelo geotécnico en FLAC3D, que permita simular la excavación de los túneles interestación en estudio y además predecir el comportamiento del suelo.
- g) Realizar un retroanálisis comparando los asentamientos obtenidos de la modelación con las curvas estimadas a partir de los datos de monitoreo, ajustando los parámetros geotécnicos mencionados en el apartado de Objetivos.
- h) Desarrollar una nueva batería de modelos que permitan validar los parámetros ajustados a partir de la variación de la profundidad de los túneles, comparando así los resultados obtenidos con las curvas de asentamiento in situ correspondientes.

## **1.4 Alcance por capítulo**

### **Capítulo 2: Marco Teórico**

En primera instancia, se realiza una revisión bibliográfica sobre el coeficiente de empuje en reposo en suelos y en específico de los valores estimados por distintos autores para la Grava de Santiago.

Por otro lado, se hace una revisión de la base teórica detrás de: Método NATM (New Austrian Tunnelling Method) para construcción de túneles, deformaciones del suelo producto de la excavación de túneles, instrumentación de túneles urbanos, modelación en FLAC3D, y modelos constitutivos.

### **Capítulo 3: Antecedentes**

En esta sección se compila la totalidad de los antecedentes necesarios para construir el modelo de diferencias finitas. Para ello, se hace una descripción de las características geológicas-geotécnicas del tramo de Metro en estudio, identificándose los parámetros geotécnicos de entrada del modelo. Además, se realiza una descripción de los túneles interestación presentes en la Línea 3, incluyendo su geometría, secuencia constructiva y métodos de sostenimiento y revestimiento, datos que también son necesarios para modelar el problema.

Por último, se presenta el plan de monitoreo de deformaciones que permite establecer de dónde y cómo se obtienen las mediciones de monitoreo utilizadas para construir las curvas de asentamiento superficial que son comparadas con los resultados de modelación.

### **Capítulo 4: Asentamientos de monitoreo**

Con la investigación previa realizada, en el capítulo 4 se mencionan los criterios utilizados para seleccionar las secciones transversales que contienen las mediciones de asentamiento, las cuales son separadas en 7 grupos discretizados la profundidad de cada sección de túnel.

Finalmente, para cada grupo se exponen las curvas de asentamiento estimadas y las principales características que las describen, generando una curva representativa del comportamiento del grupo a partir de la cual se definen bandas representativas tomando en cuenta la desviación estándar de los datos.

### **Capítulo 5: Modelo de diferencias finitas FLAC3D**

Contando con la información para contrastar los resultados de modelación, se describe el procedimiento de construcción del modelo de diferencias finitas en FLAC3D, abarcando el proceso de creación de la malla de diferencias finitas que gobierna el modelo, la imposición de las condiciones de borde e iniciales de este, y la programación del comportamiento constitutivo de las Gravas presentes en el problema.

Por último, se presentan los resultados obtenidos para el modelo considerado como base, considerando una profundidad de túnel promedio para uno de los 7 grupos definidos en la sección anterior y se comparan los resultados con banda representativa correspondiente.

### **Capítulo 6: Retroanálisis**

En el capítulo 6 se lleva a cabo el retroanálisis del modelo numérico de modo de ajustar sus resultados a las mediciones de monitoreo. Esto se realiza a partir de la variación del coeficiente de empuje en reposo, el módulo de deformación y la cohesión de la Grava del Mapocho. Además, se hace un análisis de sensibilidad para los 3 parámetros modificados.

Realizadas las variaciones, se identifica las configuraciones que permiten acercar los resultados de las curvas de monitoreo y de modelación, para finalizar validando estos parámetros ante una variación de la profundidad del túnel en el modelo, comparando sus resultados con las 6 bandas de asentamiento no utilizadas hasta el momento.

### **Capítulo 7: Comentarios y Conclusiones**

Finalmente, con los resultados obtenidos se realizan conclusiones generales y específicas en torno al retroanálisis del modelo numérico, estableciendo el cumplimiento de los objetivos al entregar un valor estimado para el coeficiente de empuje en reposo de las Gravas del Mapocho que permite obtener mejores estimaciones de los asentamientos en superficie a partir del modelamiento en FLAC3D. Adicionalmente, en base a la experiencia adquirida, se realizan recomendaciones para futuras líneas investigativas.

# Capítulo 2

## Marco Teórico

### 2.1 Coeficiente de Empuje en reposo

Entre los parámetros geotécnicos utilizados en el diseño de túneles, el coeficiente de empuje en reposo,  $K_0$ , se encuentra entre uno de los menos investigados en la práctica, donde sus estimaciones se basan de manera usual en el conocimiento local acumulado de las condiciones geológicas-geotécnicas, la experiencia profesional, o a partir de correlaciones semi -empíricas.

Con respecto a su definición, es conocido que en el caso geostático, el esfuerzo vertical efectivo  $\sigma'_z$  a una profundidad  $z$  se determina como:

$$\sigma'_z = \gamma z = \rho g z \quad (2.1)$$

Donde:

- $\gamma$ : Peso unitario del suelo
- $\rho$ : Densidad del suelo
- $g$ : Aceleración de gravedad

Por otro lado, la experiencia ha mostrado que los esfuerzos horizontales son en general proporcionales al esfuerzo lateral. Así, según Terzaghi & Peck (1967), una relación que define el coeficiente lateral de empuje geostático o coeficiente de empuje en reposo  $K_0$  del suelo es:

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_z} \quad (2.2)$$

Donde:

- $\sigma'_z$ : Esfuerzo vertical efectivo
- $\sigma'_h$ : Esfuerzo horizontal efectivo

En general, la experiencia arroja que el parámetro  $K_0$  oscila entre 0,4 y 0,6 para arenas y gravas y entre 0,5 y 1 para arcillas (Schlosser, 1990). Sin perjuicio de lo anterior, no es poco común asumir valores de  $K_0$  bajos, menores a 1, por cuanto llevan en general a diseños conservadores.

Existen algunos estudios que se han desarrollado a lo largo de los años en Santiago para estimar el parámetro  $K_0$  de las Gravas, donde uno de los métodos experimentales que han permitido estimar este parámetro es el ensayo de consolidación  $K_0$  realizado en equipos triaxiales a probetas talladas in situ. En esencia, la aplicación del ensayo consiste en incrementar simultáneamente la tensión vertical y de cámara ( $\sigma_1$  y  $\sigma_3$ ) manteniendo una deformación radial nula. El ensayo se ejecuta con drenaje abierto de manera de evitar la aparición de sobrepresiones intersticiales. Luego, sin llegar a la rotura de la probeta, se registra la trayectoria de esfuerzos verticales y horizontales, obteniéndose una curva como lo muestra la Figura 2-1.

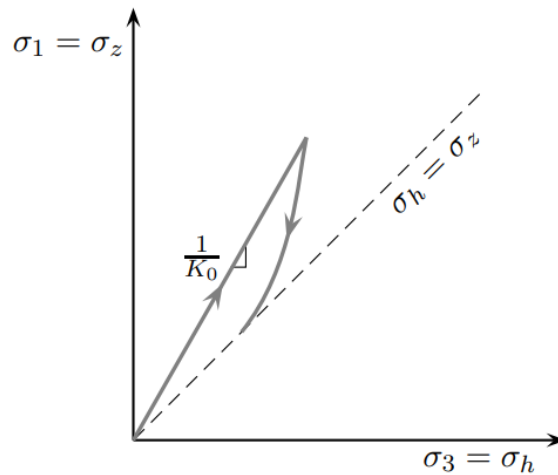


Figura 2-1: Trayectoria de esfuerzos en un ensayo triaxial para la determinación de  $K_0$  (Sáez, 2010).

A partir de la trayectoria de tensiones isotrópica ( $\sigma_z = \sigma_h$ ), se puede concluir que el valor de  $K_0$  es en general inferior a 1, sin embargo, en el caso de suelos pre- consolidados, este valor corresponde a la descarga a partir de una situación normalmente consolidada, por lo que, de acuerdo con la Figura 2-1, el valor de  $K_0$  es mayor en estos casos, pudiendo superar el valor de la unidad.

## 2.1.1 $K_0$ en las Gravas de Santiago

### 2.1.1.1 Kort 1978

Con motivo de la ejecución del Proyecto prolongación de la Línea 1 del Metro de Santiago, Kort (1978) elabora un estudio de las propiedades mecánicas de la 1ª depositación del Río Mapocho, específicamente a los suelos ubicados en las cercanías de la actual Estación de Metro Los Leones.

Se realizan ensayos triaxiales CID in situ a probetas inalteradas de diámetro nominal 85 cm y altura 170 cm, obtenidas a una cota media de 8,5 m. Las probetas se ensayan a presiones de confinamiento de 0,22, 0,44, 0,61 y 0,83 kgf/cm<sup>2</sup>.



El valor de  $K_0$  se estima a partir de la siguiente relación para un material elástico, homogéneo e isótropo:

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (2.3)$$

Donde:

- $K_0$ : Coeficiente de empuje en reposo
- $\nu$ : Módulo de Poisson

Luego, considerando el Módulo de Poisson como  $\nu = 0,2$  [-] estimado por el mismo autor para pequeñas deformaciones, se propone un valor de:

$$K_0 = 0,25 \text{ [-]}$$

A su vez, Kort menciona que el procedimiento tradicional para la evaluación de  $K_0$  (Eq 2.4), propuesta por Jaky (1948), no sería adecuada para esta unidad geotécnica dado que esta fue derivada empíricamente de ensayos realizados en arenas y arcillas normalmente consolidadas, lo que no coincidiría con las condiciones de la Grava de Santiago expuesta a un extenso historial sísmico y con tamaños de partículas fuera del rango de las experiencias de Jaky.

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (2.4)$$

Donde:

- $\phi$ : Ángulo de fricción interna

#### **2.1.1.2 Verdugo et al. (2007)**

Debido a la construcción de la Línea 4 del Metro de Santiago, el año 2004 se realizan ensayos triaxiales en muestras talladas in-situ de 60 cm de diámetro y 120 cm de altura, lo que es posible gracias al Instituto de Investigaciones y Ensayos de Materiales (IDIEM) de la Universidad de Chile, que construye en el año 2001 un triaxial a gran escala que permite el ensayo de probetas de hasta 1 m de diámetro y 2 m de altura.

La muestra inalterada de Grava ensayada se extrae de la expansión de la estación de Metro Tobalaba, a una profundidad aproximada de 18 m. Se extraen tres probetas, dos probetas fueron sometidas a ensayos triaxiales CID a 1 y 4 kg/cm<sup>2</sup> de presión de confinamiento, mientras que la tercera se lleva al proceso de carga para evaluar el coeficiente en reposo  $K_0$ . La información granulométrica y las variables de estado de las probetas extraídas se muestran en las Tablas 1 y 2:

Tabla 1: Información granulométrica Grava sector Tobalaba.

D <sub>100</sub> (mm)	D <sub>50</sub> (mm)	% Grava (>2 mm)	% Arena	% Finos (<0.074 mm)
178	22	72	22	6

Donde D<sub>100</sub> representa el tamaño máximo de partícula de la muestra y D<sub>50</sub> el tamaño por debajo del cual queda el 50% de la muestra de suelo.

Tabla 2: Variables de estado Grava sector Tobalaba.

Densidad seca $\rho_d$ (t/m <sup>3</sup> )	Humedad $w$ (%)	Grado de Saturación (%)
1.95	8	53

El procedimiento realizado para la evaluación del coeficiente de empuje en reposo consiste primero en aplicar un proceso de carga isotrópica hasta una presión de cámara de  $\sigma'_3 = 1 \text{ kg/cm}^2$ . Luego, en forma incremental se procede a aumentar la carga vertical neta y simultáneamente la carga horizontal, como se menciona anteriormente, sujeto a la condición de impedir la deformación horizontal de la probeta. Bajo esta condición se aumenta la presión horizontal hasta alcanzar 8 kg/cm<sup>2</sup>. Luego, se procede con un ensayo triaxial drenado convencional en compresión hasta alcanzar la rotura de la probeta. Los resultados se presentan en la Figura 2-2, en términos de tensiones verticales y horizontales aplicadas en condición de nula deformación radial.

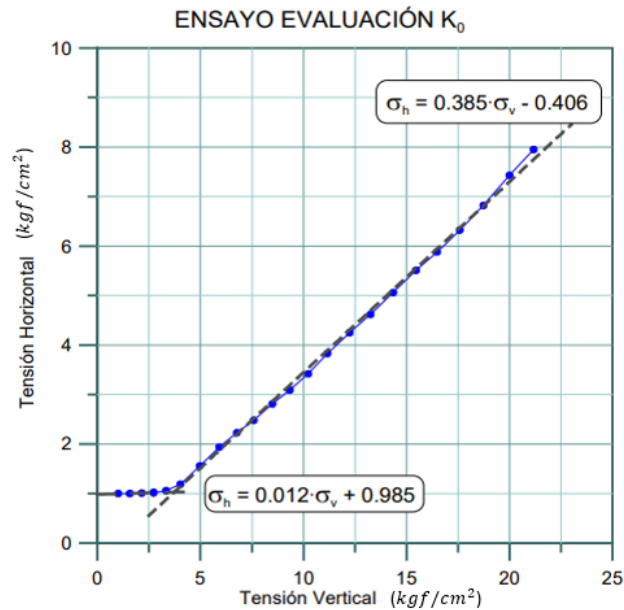


Figura 2-2: Resultado ensayo de evaluación  $K_0$  (Verdugo et al., 2007).

Los resultados indican un suelo normalmente consolidado, por lo que resulta directo un valor estimado del coeficiente de empuje en reposo de  $K_0 = 0,39$ .

### 2.1.1.3 Braga, Nicolau & Negro (2004)

Braga et al. (2004) estima el parámetro  $K_0$  a partir de un retroanálisis mediante un modelo numérico de elementos finitos con base probabilística (Negro, 1988) y datos de monitoreo in situ de deformaciones recolectados de un túnel de la Línea 5 del Metro de Santiago.

La estrategia desarrollada consistió en encontrar el valor de  $K_0$  que mejor encajara con el comportamiento del túnel en términos de: deformación superficial máxima, deformación sub-superficial, convergencia del túnel, entre otros. Para ello se toman en consideración dos secciones de túnel de la Línea 5, donde el suelo de cobertura varía entre 6 y 7,25 [m]. A partir de comparaciones entre los valores arrojados por el modelo y los valores de monitoreo, se utiliza la inferencia bayesiana para actualizar el modelo, obteniéndose los resultados mostrados en la Figura 2-3:

	PK2554		PK3446	
	Measured	$K_0 = 1.04$	Measured	$K_0 = 0.79$
Maximum surface settlement (mm)	5.6	4.51	7.87	6.16
Maximum transverse distortion	0.000570	0.000327	0.00082	0.000595
Subsurface settlement (mm)	7.7	11.31	10.37	12.65
Maximum longitudinal distortion	0.00037	0.000910	0.00048	0.000745
Springline convergence (mm)	2	1.72	1.5	-0.08
Normal force at springline (kN)	400	426.43	620	349.29

Figura 2-3: Tabla comparativa parámetros medidos y calculados para las dos secciones en estudio (Braga et al., 2004).

De la Figura 2-3 se desprende que los valores estimados (1,04 y 0,79) son mayores a los determinados por otros métodos. Los autores atribuyen la diferencia entre ambos resultados a causas geológicas propias de cada sector, sin embargo, se recalca que ambas se encuentran entre los límites de los datos medidos in situ (ver Figura 2-4)

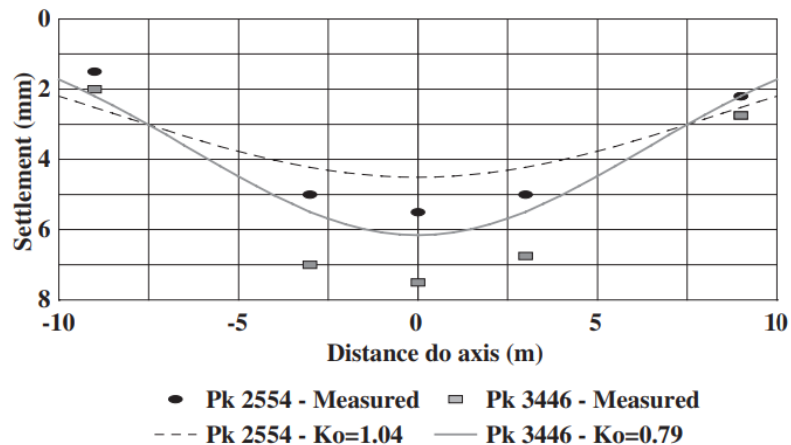


Figura 2-4: Asentamientos de back-analysis y de monitoreo (Braga et al., 2004).

Dado que las magnitudes de los desplazamientos son bajas y el error de las mediciones de asentamientos medidas son altas (se utilizan estaciones totales), los autores señalan que se obtienen errores relativos más altos de lo esperado.

No obstante, se señala que la razón de los valores encontrados, aunque lejos de ser el objetivo del estudio, son compatibles con valores de sobreconsolidación OCR de 3.8 a 5.3, de acuerdo con las correlaciones de Mayne & Kulhawy (1982). Esto correspondería a que la Grava estudiada se vio sometida a algún evento geológico. Otras posibles causas para los resultados obtenidos podrían asociarse al movimiento tectónico de placas o a acciones sísmicas, que como bien se sabe, son frecuentes en la región.

#### 2.1.1.4 Ortigosa (2004)

Por su parte, a partir de ensayos presiométricos en la Grava de Santiago, Ortigosa obtiene que en los primeros 15 [m] del depósito de Grava se obtienen valores de  $K_0$  entre 0,75 y 1,0 para posteriormente decrecer a un valor asintótico que se presume en torno a 0,25, es decir a  $K_{0NC}$  (ver Figura 2-5 (a)). Estos resultados concuerdan razonablemente con los calculados por Braga et al. (2004) mediante el ajuste por retroanálisis.

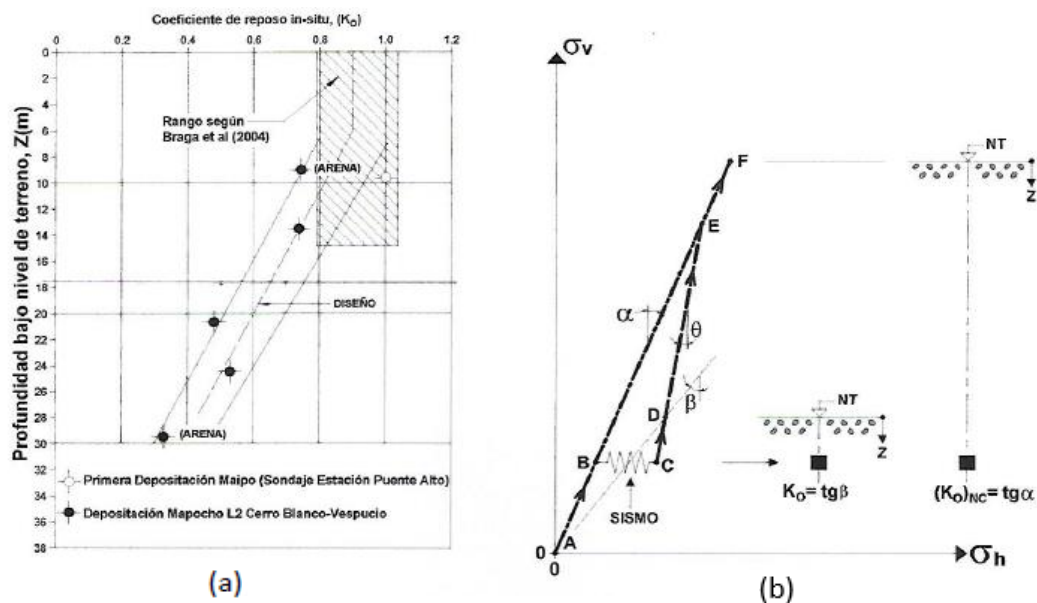


Figura 2-5: (a): Coeficiente de empuje en reposo in situ para la Grava de Santiago. (b): Historial de tensiones originada por un evento sísmico. (Ortigosa, P., 2004).

Con respecto a la razón de los valores determinados, Ortigosa señala que la razón del mayor valor de  $K_0$  para la Grava de Santiago se contradice con la ausencia de glaciares u otra sobrecarga que hubiese sido removida posteriormente, además, menciona que no es esperable que el tectonismo fuese causal de una preconsolidación del suelo para explicar los altos valores medidos en la zona superficial. Así, la explicación de estos valores se atribuye a procesos de densificación sísmica del suelo, cuyo mecanismo se explica esquemáticamente en la Figura 2-5 (b), por cuanto la

densificación sísmica provoca un acomodo de partículas que se produce a tensión vertical cuasi constante, luego, al abrirse paso las partículas para conformar un encaje más denso, la tensión horizontal aumenta de modo que el  $K_0$  in situ incrementa con respecto al valor antes de actuar el historial sísmico.

En específico, se tiene que para la zona superficial del depósito actual la trayectoria de tensiones corresponde a la ABCD (Figura 2-5 (b)), siendo CD el tramo generado por el espesor de suelo con Depositación más reciente. Por otra parte, para un elemento de suelo que se encuentra mas profundo, el mayor espesor de suelo depositado genera la trayectoria DEF, borrando el efecto del historial sísmico pasado y alcanzando un  $K_0$  in situ menor. Este modelo explica que el  $K_0$  in situ de la Grava de Santiago disminuya con la profundidad, asintotizandose al valor para suelo normalmente consolidado a partir de una profundidad en torno a 35 [m].

## **2.2 Nuevo Método Austriaco para la Construcción de Túneles (NATM)**

La construcción de la Línea 3 del Metro de Santiago, así como las extensiones de las Líneas 1,2,5 y la totalidad de la Línea 4, utilizaron como base el método constructivo NATM (New Austrian Tunnelling Method).

El NATM se presenta como un método semi-empírico de construcción de túneles surgido originalmente para rocas, en Austria, durante la segunda mitad del siglo XX. Este método ha sido adaptado a lo largo de los años por cuanto, a pesar de llevar el título de método constructivo, según Karakus & Fowell (2004), es más bien un concepto de diseño basado en ciertos principios.

A partir de la experiencia nacional e internacional, actualmente el NATM se basa en el principio de que el suelo alrededor del túnel no actúa sólo como carga, sino que también cumple una función portante de la cavidad. En ese sentido, dado que se busca la deformación controlada, uno de los puntos fundamentales para su correcta ejecución, corresponde al monitoreo durante la construcción, el cual tiene la finalidad de asegurar que tanto tensiones como deformaciones se encuentren dentro de los rangos esperados (Leal, Pozo & Solans, 2014).

De esta manera, para la construcción de túneles de Metro en Santiago, el concepto propuesto por el NATM se materializa en terreno de la siguiente manera:

- Se excava la sección parcial o completa del túnel mediante maquinaria liviana convencional, buscando conservar la integridad del terreno intervenido.
- Para minimizar deformaciones, se excava de manera secuencial, generando un ciclo que permite avanzar con seguridad la frente de excavación.

- Junto con la excavación, se instala una capa de sostenimiento primario (Shotcrete), flexible a la deformación para permitir que, a medida que se deforma el terreno, se confiera confinamiento a este, logrando así estabilización con participación prioritaria del suelo en la acción portante (Pozo, J., 2019).
- Por último, se mantiene un monitoreo constante de las deformaciones del sistema que permiten verificar su estabilidad, a partir del cual, según González et al. (2016), se validan los diseños efectuados en gabinete, resolviendo modificaciones en obra según se requiriese.

Según Gacitúa (2012), a partir de una clasificación por tamaño de área excavada, los túneles interestación de Metro se consideran ‘túneles pequeños’ (secciones hasta  $50 \text{ m}^2$ ) y por lo tanto se excavan a sección completa. Sin embargo, es importante señalar que a pesar de que los túneles involucrados en este estudio superan ese umbral en aproximadamente un 30%, dada la experiencia en el comportamiento favorable de la Grava del Mapocho, la excavación se realiza también a sección completa, dejando un núcleo de soporte también denominado Contrafuerte o Machón (Figura 2-6).

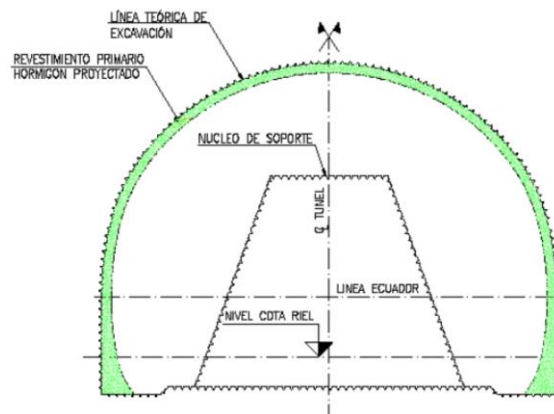


Figura 2-6: Sección transversal típica túnel tipo Herradura (Gacitúa, J., 2012).

Por otro lado, la Figura 2-7 muestra el perfil longitudinal de avance durante la construcción.

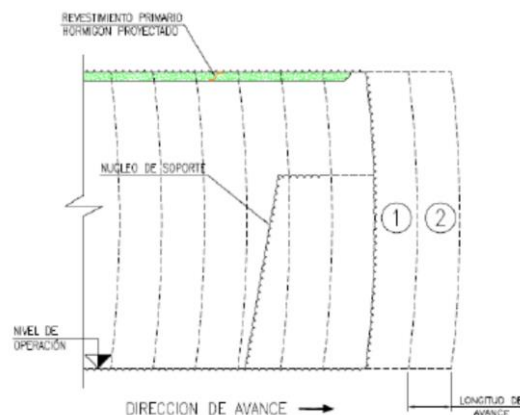


Figura 2-7: Secuencia de avance túnel interestación tipo Herradura (Pozo, J., 2019).

## 2.3 Deformación del suelo producto de la excavación de túneles

Según Pino D. (2008), la estimación del movimiento del terreno y con ello la verificación del riesgo que podemos enfrentar con los edificios y la infraestructura, se ha convertido en parte fundamental de cualquier proyecto que involucre la excavación de túneles urbanos, lo que se refuerza al utilizar como método constructivo el NATM. Este es el caso de los túneles de Metro en Santiago, donde el trazado que siguen hace indispensable el monitoreo de deformaciones de modo de no afectar las obras superiores ya existentes.

### 2.3.1 Fenómeno de Subsistencia

El fenómeno de subsistencia se entiende como el hundimiento del suelo provocado por la acción de un campo de deformación originado debido a la excavación del terreno en profundidad (Oteo & Rodríguez, 1997). Los movimientos del suelo iniciados en el túnel tienden a propagarse a la superficie, donde el alcance y escala temporal de esta propagación dependen de las condiciones geotécnicas del suelo, además de la geometría y el método constructivo del túnel.

Mair et al (1996) muestra una representación típica de los asentamientos superficiales inducidos por la excavación de un túnel, manifestados en deformaciones transversales y longitudinales al eje de este (Figura 2-8).

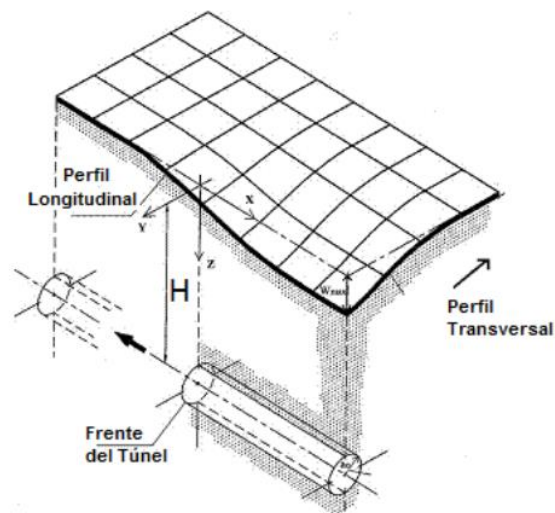


Figura 2-8: Representación de la subsistencia inducida por la excavación de un túnel (Rey M., 2016, adaptado de Mair et al.,1996).

A partir de la representación de asentamientos se puede dar cuenta de que la subsistencia es un fenómeno tridimensional, sin embargo es posible analizar la distribución de asentamientos superficiales en los ejes transversal y longitudinal al túnel de manera separada.

### 2.3.2 Asentamiento superficial transversal al eje principal de un túnel

En la actualidad, los métodos empíricos y semi-empíricos existentes para determinar numéricamente los asentamientos producidos en superficie debido a la excavación de un túnel son muchos, sin embargo, uno de los métodos que ha sido ampliamente aceptado y utilizado en la práctica, es el Método de Peck (1969). Tal es la relevancia de este método que se ha utilizado como base de estudios llevados a cabo por Oteo (2001) y Díez (2010) para la determinación de perfiles de asentamiento producto de la construcción de las líneas del Metro de Madrid.

Peck (1969) basó su estudio en 25 casos de galerías excavadas en suelos cohesivos granulares, planteando como hipótesis fundamental la aproximación de la curva de asentamientos transversales mediante una campana de gauss invertida (Figura 2-9).

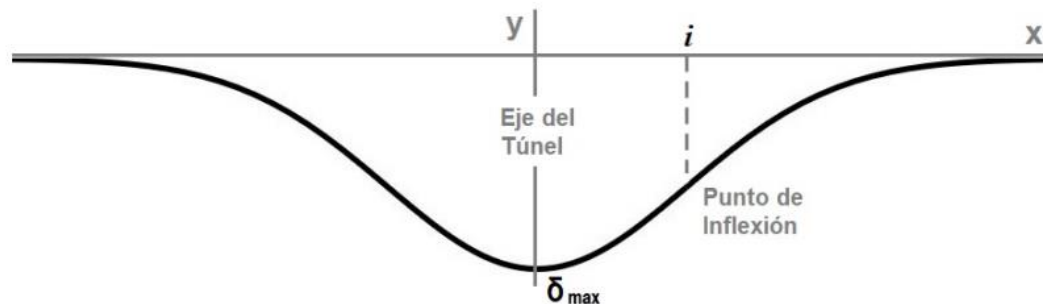


Figura 2-9: Ajuste de curva de asentamientos (Peck, 1969).

Analíticamente, con referencia a las Figuras 2-8 y 2-9, Peck define el ajuste de la curva tipo gaussiana debido a la excavación del túnel mediante la siguiente expresión:

$$S_v(x) = S_{vmax} \cdot e\left(\frac{-x^2}{2i^2}\right) \quad (2.5)$$

Donde:

$S_v(x)$  : Asentamiento a una distancia  $x$  del eje del túnel

$S_{vmax}$  : Asentamiento máximo

$x$  : Distancia horizontal desde el eje del túnel

$i$  : Abscisa del punto de inflexión de la curva

Donde el parámetro  $i$  corresponde a la coordenada del eje de las abscisas del punto de inflexión de la curva, por lo tanto, determina el punto de mayor inclinación del terreno, y en el cual se pueden provocar los mayores daños a estructuras (Figueroa, 2019).



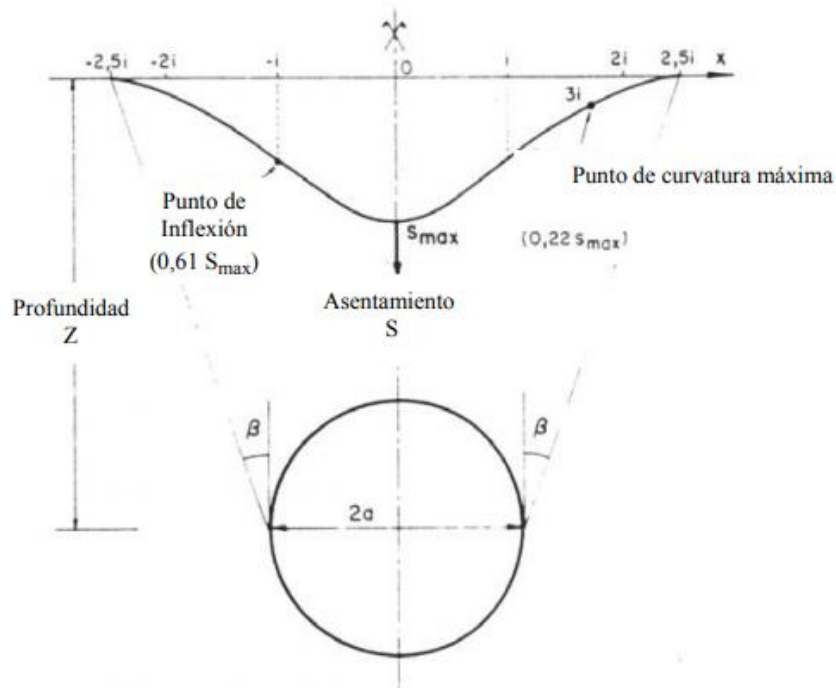


Figura 2-10: Perfil de Asentamiento Vertical (Schlosser et al, 1985).

Es importante señalar que la principal hipótesis de este método permite la construcción de las curvas de asentamiento de comportamiento gaussiano con los datos de monitoreo recopilados. En concreto, las curvas de asentamiento transversal se construyen calibrando los parámetros que definen la campana de gauss, de tal manera que la curva describa el comportamiento de los puntos de monitoreo. En específico los parámetros son la media  $\mu$ , la desviación estándar  $\sigma$  y el asentamiento máximo  $\delta_{max}$ .

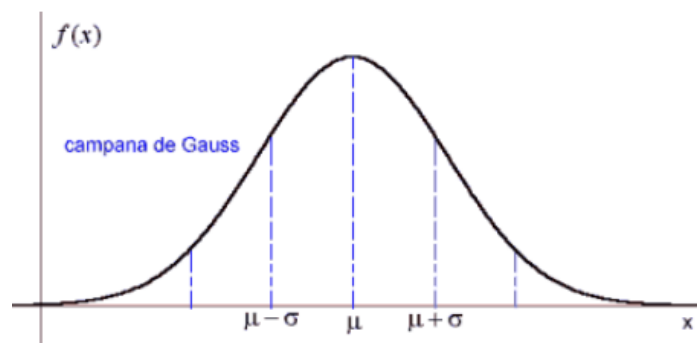


Figura 2-11: Esquema Campana de Gauss.

Para la elaboración de las curvas de asentamientos a partir de las mediciones de monitoreo se utilizó la media  $\mu=0$ , bajo el supuesto de que el asentamiento máximo  $\delta_{max}$  se encuentra siempre sobre el eje del túnel. Por otro lado, la desviación estándar  $\sigma$  representa el punto de inflexión de la curva, equivalente al punto  $i$  de la curva de asentamientos de Peck.



- Verificar la estabilidad del túnel y por consiguiente la seguridad de la obra
- Verificar la estabilidad de las edificaciones cercanas

En el caso de los túneles urbanos superficiales, se presenta como un objetivo especialmente importante monitorear el impacto de la construcción de estos en la superficie, de modo de reducir los asentamientos del terreno y evitar los daños en las estructuras superficiales cercanas.

Naturalmente, para poder monitorear las variables mencionadas, es necesario incorporar una batería de variables a medir durante y posterior a la construcción. Dentro de ellas y dando énfasis a lo analizado en el presente estudio, el monitoreo en túneles incluye generalmente la siguiente instrumentación típica:

- Monitoreo de la superficie mediante:
  - Control de asentamientos del terreno (subsistencia)
  - Control de asentamientos en edificaciones cercanas
- Monitoreo en el interior del túnel mediante:
  - Control de convergencias de las paredes del túnel
  - Control de carga del terreno sobre el sostenimiento
  - Control de esfuerzos en el sostenimiento

La instrumentación utilizada, además de la frecuencia de las mediciones y sus umbrales límite, se detallan usualmente en un plan de monitoreo, específico para cada proyecto.

## **2.5 FLAC3D – Modelación numérica en base a método de diferencias finitas**

FLAC3D es a un software de cálculo numérico tridimensional en diferencias finitas desarrollado por Itasca Consulting Group (ICG). Actualmente se presenta como uno de los programas de análisis numérico más completos y de uso más extenso a nivel mundial en los campos de la ingeniería geotécnica y minera. En el caso de Chile, según Solans et al. (2014) se ha utilizado con éxito en el diseño de túneles de Metro.

El software permite simular el comportamiento del suelo ante la construcción de estructuras subterráneas en tres dimensiones. A su vez, permite una gran versatilidad y flexibilidad al modelar gracias a la programación mediante comandos, lo que junto a su lenguaje de programación interno FISH, permite al usuario considerar fases de construcción, cambio y monitoreo de propiedades, entre otras funciones.

FLAC3D se basa en el Método de Diferencias Finitas para la resolución de ecuaciones diferenciales. Los materiales son representados por elementos poliédricos en una malla en tres dimensiones ajustada por el usuario de manera de adaptarla a la forma del objeto a modelar. Cada elemento se comporta de acuerdo con una ley de tensión/deformación lineal o no lineal manifestada a través del modelo constitutivo considerado para cada material, los cuales responden a fuerzas aplicadas o restricciones de borde.

La metodología general que permite definir un modelo FLAC3D, según ICG (2013), inicia a partir de la definición de tres componentes básicos:

- 1) Malla de diferencias finitas
- 2) Comportamiento constitutivo y propiedades de los materiales
- 3) Condiciones iniciales y de borde

La malla permite definir la geometría del problema, mientras que el comportamiento constitutivo junto a las propiedades de los materiales dicta el tipo de respuesta que mostrará el modelo ante una perturbación (como la deformación en respuesta a una excavación). Por último, las condiciones iniciales y de borde definen la condición antes de una perturbación o cambio en el estado del modelo (ICG 2013).

Una vez definidos los parámetros, el software calcula el equilibrio inicial, a partir del cual se pueden llevar a cabo modificaciones tales como secuencias de excavación, cambio de propiedades, entre otros, procediendo al cálculo de la nueva respuesta ante las modificaciones (Bard, E., 2019).

## **2.6 Modelos Constitutivos**

Un aspecto determinante en la modelación numérica por el método de elementos finitos en geotecnia es la elección de un modelo constitutivo, este debe representar de la forma más ajustada posible el comportamiento real del suelo para obtener resultados fidedignos.

Dentro de la elección del modelo constitutivo se debe considerar el material que se desea representar, pero también el fenómeno que se desea modelar. Por ejemplo, no es lo mismo estudiar un proceso que involucre solo carga, que estudiar uno que involucre ciclos de carga y descarga, en el primer caso podría bastar con el uso de modelos constitutivos elásticos simples para representar el fenómeno, en cambio en el caso del fenómeno cíclico, lo ideal sería elegir un modelo constitutivo que considere posibles cambios de rigidez de los materiales involucrado ante ciclos de carga y descarga, como es el caso de modelos constitutivos donde existe comportamiento plástico.

### 2.6.1 Cap Yield

Para simular el comportamiento tensión–deformación del suelo se adopta el modelo constitutivo Cap Yield (CY-Soil), el cual se encuentra implementado en el software FLAC3D. CY-Soil es un modelo constitutivo del tipo plástico caracterizado por el criterio de falla Mohr-Coulomb, el cual, en el caso particular de la unidad geotécnica Gravas del Mapocho, ha demostrado ajustarse de buena manera al comportamiento real del suelo al comparar sus resultados con las mediciones de asentamientos superficiales en el Túnel Estación del Metro Universidad de Chile, Línea 3 del Metro de Santiago (Solans et al. 2018).

El modelo presenta las siguientes características básicas:

- La rigidez depende del estado tensional
- Genera deformaciones plásticas en cargas desviatorias
- Genera deformaciones plásticas en compresiones isotrópicas primarias
- Considera trayectorias de descarga y recarga elásticas

El modelo Cy-Soil puede ser ajustado de acuerdo con diferentes características del comportamiento de suelos a través de la selección de leyes de endurecimiento (hardening), permitiendo considerar la incidencia de la trayectoria de tensiones en el módulo de deformación del suelo.

De esta manera, el modelo se encuentra caracterizado por una envolvente no lineal para el cambio volumétrico, modelado a través de una ley dilatación-endurecimiento, una ley de endurecimiento friccional que reproduce el comportamiento hiperbólico tensión-deformación de los suelos en condición drenada y una ley límite-endurecimiento que captura el comportamiento volumétrico del material.

Dentro de las principales características que establecen el comportamiento del modelo se encuentran las relaciones hiperbólicas para el módulo de corte,  $G$ , y para el módulo volumétrico,  $K$ , en función de la tensión media, las cuales quedan establecidas mediante las siguientes expresiones:

$$G^e = G_{ref}^e \left( \frac{p'}{p_{ref}} \right)^m \quad (2.6)$$

$$K^e = (1 + R) K_{ref}^{iso} \left( \frac{p'}{p_{ref}} \right)^m \quad (2.7)$$

Donde:

- $G_{ref}^e$ : Módulo de corte elástico de referencia [kPa] para una tensión  $p_{ref}$
- $K_{ref}^{iso}$ : Módulo volumétrico elástico de referencia [kPa] para una tensión  $p_{ref}$
- $p'$ : Tensión media [kPa]
- $p_{ref}$ : Tensión de referencia [kPa]
- $R$ : Módulo de endurecimiento [-]
- $m$ : Constante [-]

En términos prácticos, adicionalmente a la programación de las rutinas para la implementación del modelo constitutivo Cy-Soil en Flac3D, la teoría de su funcionamiento propiamente tal se encuentra con mayor detalle en el Manual del software (ICG 2013). La formulación para el funcionamiento de cada una de las formulaciones que rigen el modelo exige los siguientes parámetros de entrada (Tabla 3):

Tabla 3: Parámetros de entrada Cy-Soil.

Parámetro	Descripción
$\gamma$	Densidad
$\phi$	Ángulo de fricción
$\psi$	Ángulo de dilatancia
$c$	Cohesión
$G_{ref}^e$	Módulo de corte elástico de referencia
$K_{ref}^e$	Módulo volumétrico elástico de referencia
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$m$	Potencia
$p_{ref}$	Presión de referencia
$R$	Multiplicador
$R_f$	Relación de falla
$\beta$	Factor de calibración

Ahora, para la obtención de algunos de estos parámetros es importante mencionar que este modelo constitutivo resulta similar al modelo Hardening Soil implementado en el software Plaxis (Itasca Consulting Group), el cual, según Bard, León & Anabalón (2007), ha sido utilizado exitosamente en otras líneas del Metro de Santiago. Por esta misma razón es que existen relaciones entre las variables de entrada de Cy-Soil y de Hardening Soil, las cuales sumadas a los parámetros de falla característicos de Mohr-Coulomb permiten establecer las variables de entrada para el modelo.

Cabe señalar que el único parámetro que se define independientemente de lo expresado anteriormente es el factor de calibración  $\beta$ , el cual es un parámetro intrínseco de Cy-Soil obtenido a través de la calibración de curvas esfuerzo-deformación obtenidas de ensayos triaxiales simulados en FLAC3D con las obtenidas de laboratorio.

## 2.6.2 Relación entre parámetros Hardening Soil y Cy-Soil

A partir de ejemplos de cálculo desarrollados en el Manual de usuario de FLAC3D (ICG 2013) se establecen expresiones recomendadas para establecer los parámetros de entrada previamente mencionados (Tabla 3). De ellos, hay un único parámetro que corresponde ajustar, la cohesión, puesto que este valor no es nulo para los suelos en estudio.

Plaxis Hardening-Soil	Hardening Cysoil
$E_{50}^{ref}$	–
$E_{ur}^{ref}$	$G_{ref}^e = \frac{E_{ur}^{ref}}{2(1+\nu_{ur})}$
$E_{oed}^{ref}$	$K_{ref}^{iso} = E_{oed}^{ref} \cdot \frac{(1+\nu_{ur})}{3(1-\nu_{ur})}$
–	$R = \frac{E_{ur}^{ref}}{3(1-2\nu_{ur})K_{ref}^{iso}} - 1$
Cohesion, $C$	zero
Friction angle, $\phi$	$\phi_f$
Dilation angle, $\psi$	$\psi_f$
Poisson's ratio, $\nu_{ur}$	$\nu_{ur}$
Power, $m$	idem
$K_0^{nc}$ (using cap)	$K_0$
Tensile strength	zero
Failure ratio, $R_f$	idem

Figura 2-13: Relación entre parámetros Hardening-Soil y Cy-Soil (ICG, 2013).

Dentro de los parámetros Hardening-Soil necesarios para utilizar las relaciones expuestas se encuentran el módulo de elasticidad de referencia al alcanzar el 50% de la tensión de falla,  $E_{50}^{ref}$ , el módulo de elasticidad recarga-descarga de referencia,  $E_{ur}^{ref}$ , el módulo de elasticidad edométrico de referencia  $E_{oed}^{ref}$  y la constante de potencia  $m$ . Estos parámetros son los mismos que permiten representar las características básicas del modelo Cy-Soil mencionadas anteriormente.

El parámetro  $E_{50}^{ref}$  es un módulo de rigidez de referencia correspondiente a una presión de confinamiento de referencia  $p_{ref}$ . En la práctica este se determina a partir de las relaciones para el módulo de elasticidad del suelo  $E(z)$ , dependientes de la profundidad  $z$ , las cuales son establecidas a partir de estudios de mecánica de suelos. Esta misma profundidad se utiliza para determinar el valor de  $p_{ref}$ .

Según las indicaciones para Plaxis, es apropiado establecer el parámetro  $E_{ur}^{ref}$  como tres veces el módulo de rigidez de referencia, sin embargo, basado en la experiencia en la construcción de

líneas de metro en Santiago se corrige quedando establecido mediante la siguiente expresión (Metro, 2013):

$$E_{ur}^{ref} = 4 \cdot E_{50}^{ref} \quad (2.8)$$

Por otro lado, el módulo de elasticidad edométrico de referencia se obtiene directamente a partir de la siguiente correlación dependiente del Módulo de Poisson  $\nu$  :

$$E_{oed}^{ref} = E_{50}^{ref} \left( \frac{(1 - \nu)}{(1 - 2\nu)(1 + \nu)} \right) \quad (2.9)$$

Finalmente, falta definir el valor de la Relación de falla  $R_f$  y de la constante  $m$ . Para la primera de ellas se asume por defecto un valor de 0,9, mientras que para la constante de potencia  $m$  se tiene que su valor oscila entre 0,5 y 1, siendo menor para arenas densas y mayor para arcillas. En este caso, para suelos granulares la experiencia arroja un valor recomendado de 0,5.



# Capítulo 3

## Antecedentes

### 3.1 Línea 3 del Metro de Santiago

La Línea 3 del Metro de Santiago consta de un trazado subterráneo de 22 km de longitud totalizando 18 estaciones que unen las comunas de Conchalí y La Reina, pasando por Independencia, Santiago y Ñuñoa, conectando todas las Líneas existentes.



Figura 3-1: Plano de red Línea 3 del Metro de Santiago (Metro S.A., 2020).

Dada la longitud de la línea y su trazado, los túneles se encuentran embebidos en diferentes tipos de suelos, desde finos en la zona norte (Estación Los Libertadores), continuando con suelos de transición entre finos y granulares a medida que se avanza hacia el centro, donde existen mayoritariamente gravas provenientes de la depositación del Río Mapocho, finalizando con una nueva zona de transición que deriva en suelos finos desde la Estación Chile España hasta el fin de la Línea en Fernando Castillo Velasco, comuna de La Reina.

### 3.2 Características geológicas-geotécnicas del tramo en estudio

De acuerdo con las estratigrafías características de los distintos sectores que atraviesa el trazado de la Línea 3, el consorcio AWPA zonifica su trazado como sigue:

- Tramo A, Zona de Finos del Noroeste: Comprendido entre la cola de maniobras de la Estación Terminal Norte y la Estación Vivaceta.
- Tramo B, Zona de Transición Finos del Noroeste a Gravitas del Río Mapocho: Comprendido entre la Estación Vivaceta y la Estación Plaza Chacabuco.
- Tramo C, Zona de Gravitas del Río Mapocho: Comprendido entre la Estación Plaza Chacabuco y la Estación Villa Frei.
- Tramo D, Zona de Gravitas del Río Mapocho y Finos de Conos de Deyección: Comprendido entre la Estación Villa Frei y la cola de maniobras de la Estación Fernando Castillo Velasco.

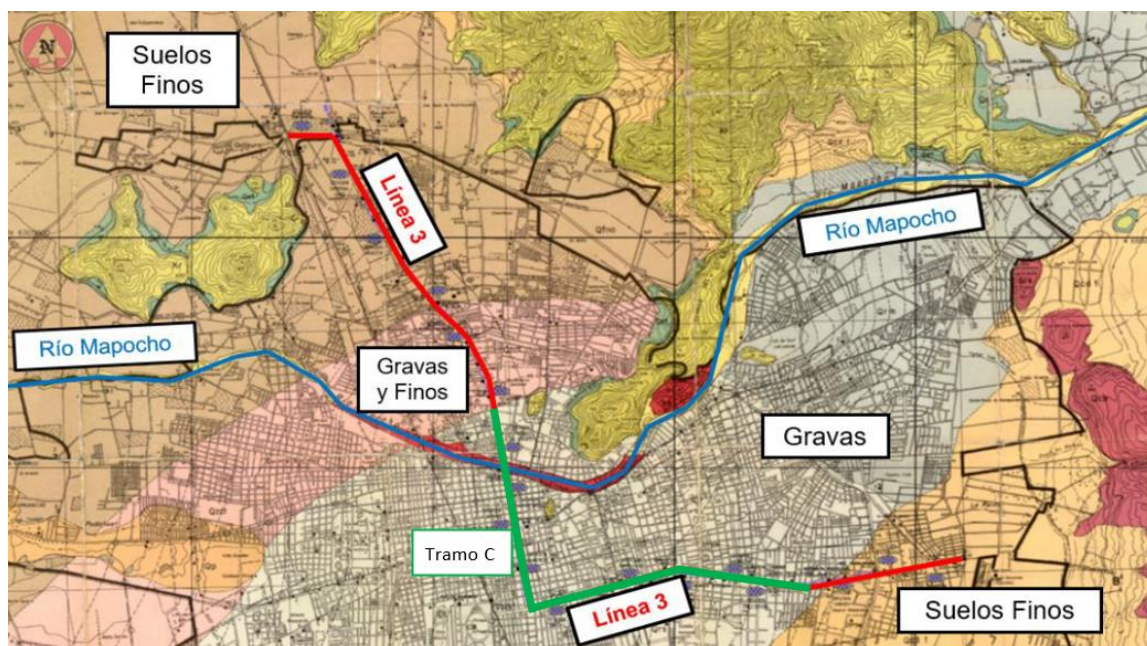


Figura 3-2: Carta geológica de Santiago junto con el trazado de la Línea 3 (modificado de Montes & Pozo, 2015).

En base a esta zonificación, el presente estudio se concentra en la porción central de la Línea 3, específicamente en los túneles interestación ubicados en el Tramo C, correspondientes a la Zona de Gravitas del Río Mapocho. Se destaca, a modo de ubicación dentro del trazado, que el Tramo C (verde en Figura 3-2) se ubica aproximadamente entre los Puntos kilométricos (Pk) 6+200 y 17+700, donde el punto 0 corresponde a la Cola de Maniobras cercana a la Estación Los Libertadores.

### 3.2.1 Estratigrafía

De acuerdo con el estudio de mecánica de suelos utilizado en el diseño, las unidades geotécnicas identificadas en el trazado de la Línea 3 en estudio, correspondientes al Tramo C, son las siguientes:

- Suelos de cobertura: Horizonte superficial constituido por materiales heterogéneos como rellenos artificiales, arcillas limosas, limos y gravas. El espesor de este estrato, en general, no supera los 2 m.
- Gravas del Río Mapocho, Segunda Depositación: Correspondiente a la depositación superficial del Río Mapocho. Constituido por gravas arenosas con escasa presencia de finos no plásticos, partículas redondeadas y abundante presencia de bolones sobre 3". Horizonte normalmente extendido desde los 6 a 9 m de profundidad.
- Gravas del Río Mapocho. Primera Depositación: Depósito fluvial originado antes que la segunda depositación, correspondiente a gravas arenosas con finos arcillosos de plasticidad media, partículas redondeadas y abundante presencia de bolones sobre 3". Compacidad y trabazón mecánica muy altas, presentando un nivel de cohesión superior al de la segunda depositación. Se ubica bajo la segunda depositación del Río Mapocho.

En la Figura 3-3 se puede observar un esquema simplificado de la estratigrafía identificada en uno de los sectores en estudio, específicamente alrededor de la Estación Irarrazabal. Los perfiles estratigráficos exactos de los sectores del Tramo C que forman parte del presente estudio se encuentran en el Anexo A.

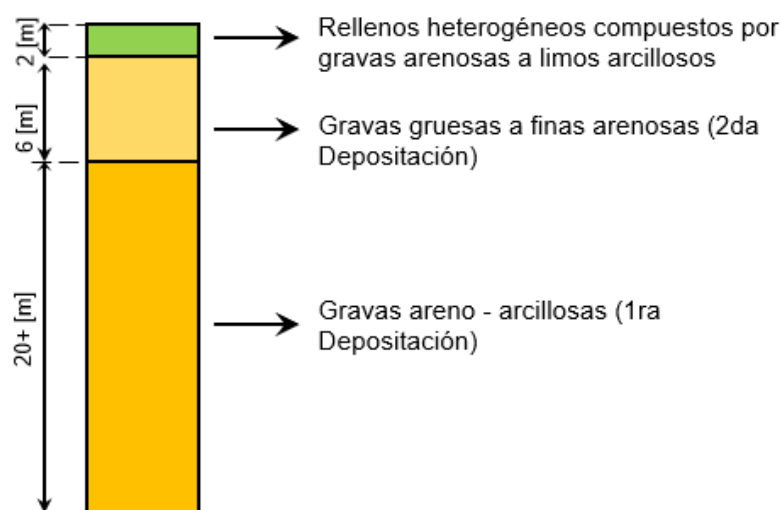


Figura 3-3: Esquema simplificado perfil estratigráfico al rededores Estación Irarrazabal (Adaptado de Rey M. 2016).

Es importante recalcar que, según los estudios de mecánica de suelos, en todo este tramo la napa freática se ubica como mínimo bajo los 40 metros de profundidad, por lo que en ningún caso constituye un factor a considerar en el diseño de los túneles mediante la modelación numérica.

En base a la estratigrafía presente a lo largo del trazado de la Línea 3 en su Tramo C (Anexo A) y en específico a los tramos donde se encuentran las mediciones de monitoreo utilizadas inicialmente para realizar el retroanálisis, se utiliza finalmente para fines del modelo numérico un horizonte estratigráfico como el que se observa en la Figura 3-3.

### 3.2.2 Propiedades geotécnicas

Las propiedades geotécnicas de las unidades geotécnicas que conforman la zona de estudio se obtienen del Informe de Mecánica de Suelos del Consorcio AWWA, siendo las siguientes:

Tabla 4: Propiedades geotécnicas básicas de unidades geotécnicas del tramo en estudio.

Unidad Geotécnica	Peso Unitario	Cohesión	Ángulo de fricción	Módulo de Deformación	Coefficiente de Poisson
	$\gamma \left( \frac{kN}{m^3} \right)$	$c \text{ (kPa)}$	$\phi \text{ (}^\circ\text{)}$	$E_s \text{ (kPa)}$	$\nu$
Suelos de Cobertura	18,5	5	30	$20.000 + 2750*Z$	0,30
Gravas del Rio Mapocho, 2ª Depositación	22,5	20	45	$46.000*(Z)^{0,5}$	0,25
Gravas del Rio Mapocho, 1ª Depositación	22,5	35	45	$65.000*(Z)^{0,5}$	0,25

Con respecto al estado tensional geostático inicial, este se define a partir del coeficiente de empuje en reposo  $K_0$ . El valor utilizado está basado en la experiencia profesional y en ensayos de Presiómetro de Menard in situ para ambas depositaciones de Grava:

Tabla 5: Coeficiente de empuje en reposo recomendado por el Consorcio AWWA para el diseño.

<b>Gravas del Rio Mapocho</b>	<b><math>K_0</math></b>
Para toda profundidad Z	0,8

### 3.2.3 Parámetros geotécnicos para el modelo numérico

Tal y como se menciona con anterioridad, el modelo constitutivo utilizado requiere de ciertos parámetros de entrada. Algunos de estos parámetros son constantes para todas las secciones en estudio, mientras que el Módulo de Deformación, Volumétrico, de Corte y la Presión de referencia cambian si se considera una profundidad de túnel distinta. Inicialmente se presentan los valores para la modelación de un túnel de 16,4 [m] de cobertura, correspondiente a una relación  $H/D_{eq}$  de 2,3. Para este caso los parámetros considerados se encuentran en la Tabla 6.

Tabla 6: Parámetros geotécnicos Cy-Soil, cobertura 16,4 [m].

Parámetro		Gravas Rio Mapocho	
		2ª Depositación	1ª Depositación
Ángulo de Fricción	$\phi$ (°)	45	45
Cohesión	$c$ (kPa)	20	35
Módulo de Deformación	$E$ (kPa)	79.605	249.038
Módulo Volumétrico Elástico de Referencia	$K_{ref}^e$ (kPa)	44.225	138.354
Módulo de Corte Elástico de Referencia	$G_{ref}^e$ (kPa)	132.676	415.063
Presión de Referencia	$p_{ref}$ (kPa)	59	284
Potencia	$m$ (-)	0,5	0,5
Módulo de Poisson	$\nu$ (-)	0,2	0,2
Razón de falla	$R_f$ (-)	0,9	0,9
Multiplicador	$R$ (-)	3	3
Factor de Calibración	$\beta$ (-)	0,3	0,3

Cabe señalar que la modelación no considera la presencia del estrato superior de suelos de cobertura. El motivo de esto es que las variaciones en los resultados de asentamientos en superficie se consideran despreciables al considerarlos, por lo que, a modo de simplificar el problema, se suele no incluir este estrato (Solans, D. 2014).

De esta manera, para toda modelación se considera un horizonte de 6 metros de Grava de Segunda Depositación, seguido de Grava de Primera Depositación, tal y como se ve en la Figura 3-3 mostrada anteriormente, pero sin la presencia de los suelos de cobertura.

### 3.3 Túneles interestación

Los túneles interestación corresponden a los túneles de vía que conectan las estaciones, en el caso de la Línea 3 del Metro de Santiago, estos tienen una sección de excavación de entre 65 y 70 m<sup>2</sup>. En la figura 3-4 se aprecia un esquema de estación típica de la Línea 3 del Metro de Santiago, en ella es posible apreciar que a diferencia de los túneles estación y otras obras de acceso, los túneles interestación, en diversos tramos, no presentan estructuras aledañas significantes que pudiesen modificar la respuesta del suelo ante la excavación, lo que los hace buenos candidatos para analizar la respuesta ante un cambio en los parámetros de diseño al modelar.

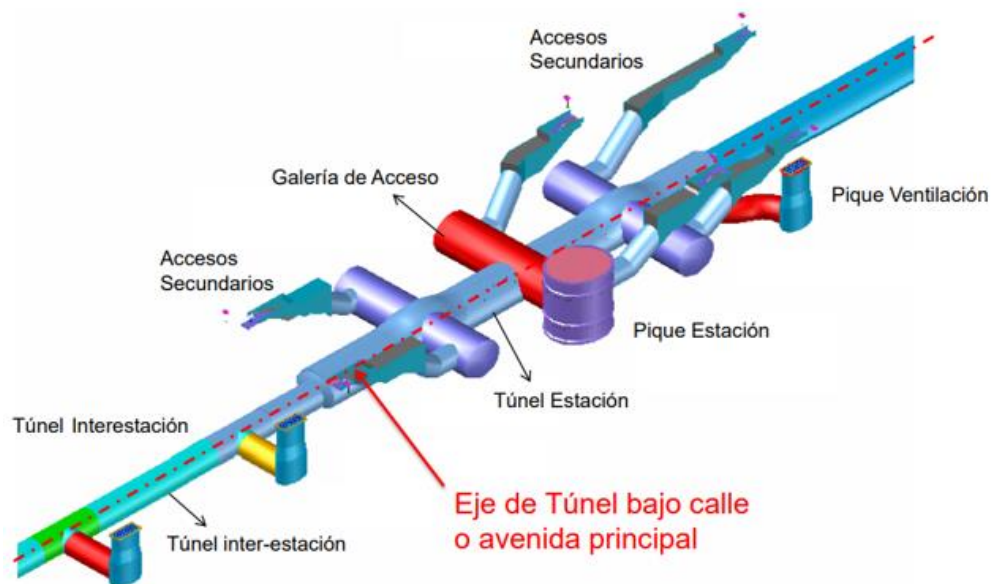


Figura 3-4: Esquema general Línea de Metro (Pozo J.C, 2019).

#### 3.3.1 Geometría

De manera general, en el Tramo C se dan dos tipos de geometría de túnel interestación: túneles de sección con contrabóveda y sin contrabóveda (tipo herradura). La mayor parte del trazado interestación en estudio está compuesto por túneles de sección tipo herradura, puesto que debido a la estabilidad y rigidez que presentan los suelos gravosos en Santiago, usualmente la excavación no necesita de una contrabóveda durante la etapa de construcción como contribuyente para controlar las deformaciones. Las figuras 3-5 y 3-6 muestran las características geométricas de ambas secciones.

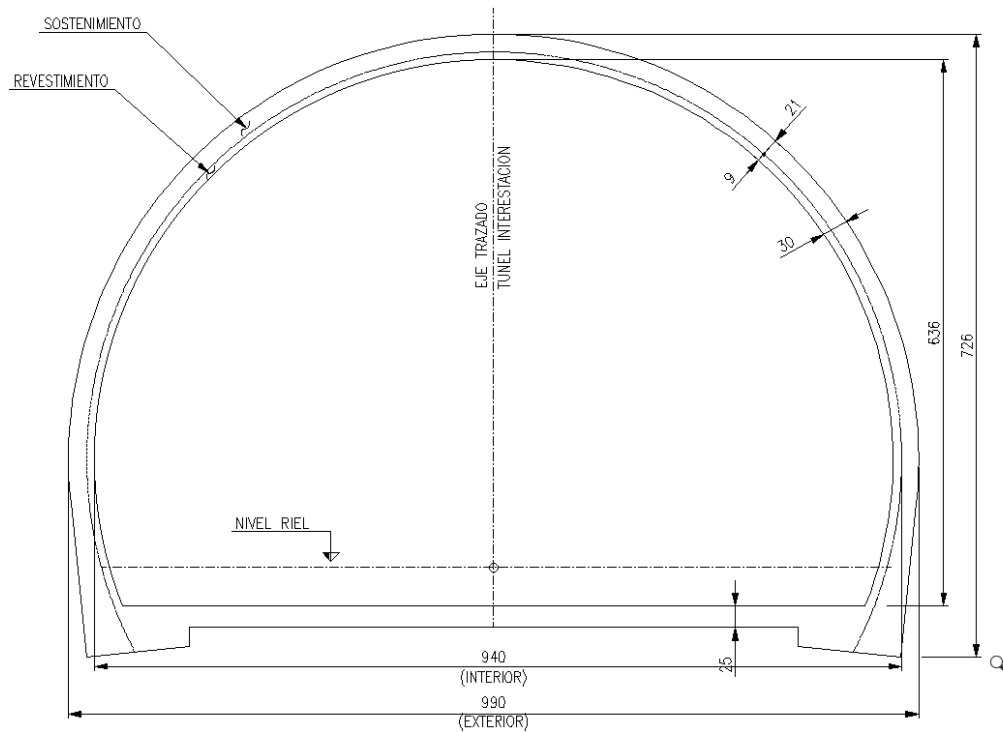


Figura 3-5: Geometría Tipo Herradura T1H-A (CONSORCIO ARA WorleyParsons – ARCADIS, 2013).

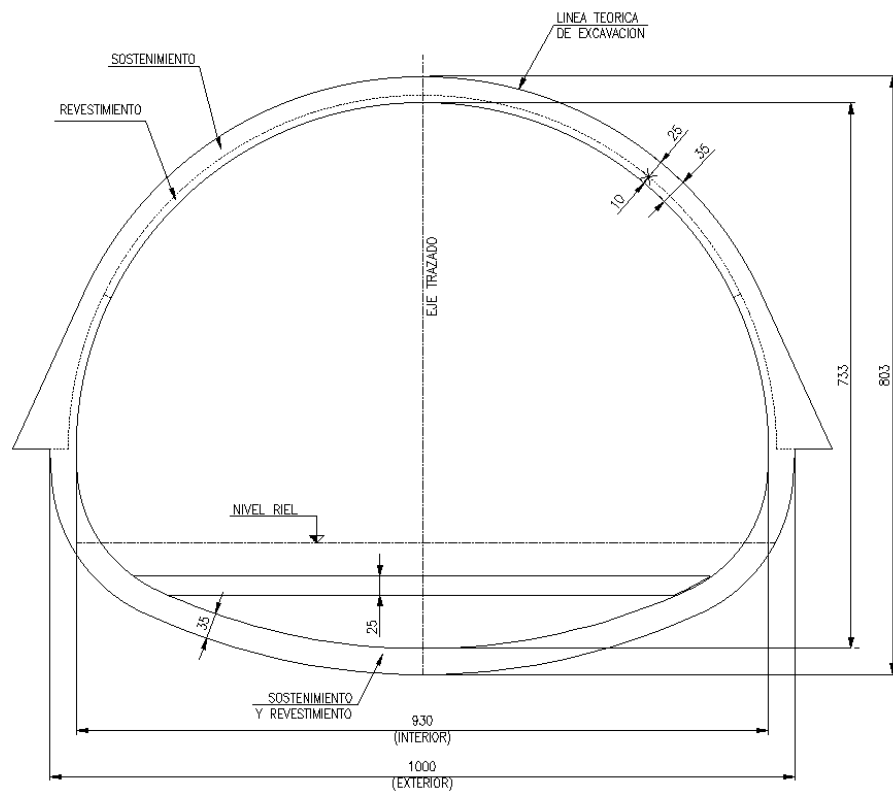


Figura 3-6: Geometría con Contraboveda T1C-A (CONSORCIO ARA WorleyParsons – ARCADIS, 2013).

Algunos parámetros relevantes característicos de cada una de ellas se presentan en la Tabla 10, mientras que una imagen real de la construcción de un túnel de sección herradura se muestra en la Figura 3-7:

Tabla 7: Características geométricas Secciones de estudio.

Sección	T1H-A	T1C-A
Altura	6,91 [m]	8,02 [m]
Ancho máximo	9,9 [m]	10 [m]
Área	58 [m <sup>2</sup> ]	65 [m <sup>2</sup> ]



Figura 3-7: Túnel interestación tipo Herradura en la Grava del Mapocho, Línea 3 del Metro de Santiago (Pozo J.C., 2019).

Por último, cabe mencionar que, dentro de cada tipo de sección existen diferentes nomenclaturas para identificar túneles en recta y en curva, además de diferencias geométricas no influyentes para el análisis como el espesor del radier. Con respecto a ello, en el Anexo B se muestra la geometría tipo herradura T4H-A, correspondiente a un túnel tipo herradura en curva y que como se mostrará más adelante, corresponde a una de las secciones de túnel que se consideran para el análisis junto con la T1H-A.



### 3.3.2 Secuencia constructiva

Siguiendo con los lineamientos del método NATM para construcción de túneles con respecto a métodos de sostenimiento inmediatos y la excavación secuencial mediante etapas, el avance del frente de los túneles interestación tipo herradura embebidos en Grava se realizó a partir del siguiente procedimiento secuencial:

1. Excavar un tramo de 100 cm aproximados en bóveda dejando un Contrafuerte temporal de terreno sin excavar.
2. Eventualmente, colocar el sistema de drenaje, captar y entubar filtraciones.
3. Colocar sello de hormigón proyectado.
4. Colocar una 1ra Malla electrosoldada empalmándola con la malla del tramo anterior y colocar refuerzo exterior según esté diseñado.
5. Colocar Marco reticulado a 100 cm.
6. Colocar Hormigón proyectado sin cubrir la barra interior del marco.
7. Finalizar rebajando el contrafuerte temporal.
8. Repetir pasos del 1 al 6, consistentes en un avance adicional de 100 cm.
9. Colocar 2da malla electrosoldada en longitud de 200 cm. Empalmar con la malla del tramo anterior.
10. Colocar hormigón proyectado hasta completar el espesor de proyecto.
11. Rebajar contrafuerte temporal.
12. Repetir pasos del 1 al 11 hasta completar el sostenimiento en toda la longitud del túnel interestación.
13. Hormigonar Solera, revestimiento y radier.

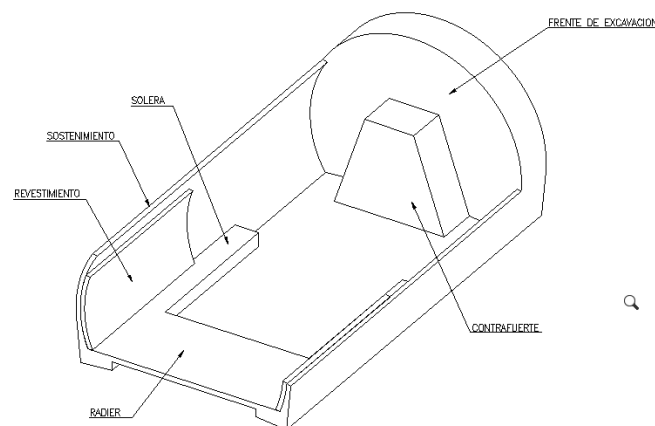


Figura 3-8: Esquema secuencia constructiva túnel interestación tipo herradura (CONSORCIO ARA WorleyParsons – ARCADIS, 2013).

### 3.3.3 Sostenimiento y Revestimiento

Como se menciona en la secuencia constructiva, los túneles interestación se construyen con técnicas inmediatas de sostenimiento y revestimiento consistentes en hormigón proyectado, mallas electrosoldadas y marcos reticulados. En específico, estos materiales corresponden a:

- Hormigón proyectado: Calidad G25
- Mallas electrosoldadas: Tipo ACMA en acero AT56-50H
- Acero de refuerzo: Con resaltes calidad A630-420H

Los parámetros de diseño del hormigón proyectado utilizado se determinan a partir de las normas NCh170 (2016) y ACI-318-08, resultando los siguientes (Layera S. 2018):

Tabla 8: Propiedades Hormigón Proyectado.

<b>Hormigón proyectado G25</b>	
<b>Parámetro</b>	<b>Propiedad Mecánica</b>
Resistencia a la compresión cilíndrica (28 días)	250 [ <i>kgf/cm<sup>2</sup></i> ]
Resistencia a la tracción	25 [ <i>kgf/cm<sup>2</sup></i> ]
Módulo de Elasticidad	235000 [ <i>kgf/cm<sup>2</sup></i> ]
Coefficiente de Poisson	0,15 [-]
Peso específico	2,45 [ <i>tonf/m<sup>3</sup></i> ]

Tabla 9: Propiedades Acero de refuerzo.

<b>Barras y mallas de acero de refuerzo</b>	
<b>Parámetro</b>	<b>Propiedad Mecánica</b>
Resistencia a tracción de mallas electrosoldadas	5000 [ <i>kgf/cm<sup>2</sup></i> ]
Resistencia a tracción de barras	4200 [ <i>kgf/cm<sup>2</sup></i> ]
Módulo de Elasticidad	2100000 [ <i>kgf/cm<sup>2</sup></i> ]
Coefficiente de Poisson	0,25 [-]

Durante la modelación nos compete de manera especial la capa de hormigón proyectado, dividida en hormigón de sostenimiento y revestimiento, las cuales totalizan una capa de 30 [cm].

### 3.4 Plan de monitoreo de deformaciones: disposición de puntos de monitoreo

El plan de monitoreo de deformaciones establece los requerimientos mínimos de monitoreo previstos en la construcción de las excavaciones subterráneas. En ese sentido, especifica variables como las frecuencias mínimas de medición, los instantes de toma de lectura de los elementos, la tipología y calidad de estos, como también su forma de instalación, control geométrico y topográfico.

Para el caso en estudio, los movimientos verticales del terreno en superficie se miden a través de Hitos de Nivelación Superficial (HNS) materializados mediante pernos sobre pavimento, o monolitos de hormigón sobre terreno natural (Anexo 1). Las mediciones se realizan a través de niveles electrónicos de alta precisión ( $\pm 0,9$  mm cada 1 kilómetro), en conjunto con miras topográficas tipo Invar.

Con el objetivo de conocer la evolución de las curvas de subsidencia transversal y longitudinal del terreno debido a la excavación de los túneles, las secciones de monitoreo superficial, para los túneles interestación, se ubican cada 25 metros aproximadamente. La distribución de ellos es tal que cada tres secciones de monitoreo de tres puntos de medición superficiales (AS), se ubica una con siete puntos de medición.

La disposición exacta de los puntos de monitoreo es como sigue: un punto central sobre el eje del túnel y los restantes, ya sean dos o seis más, separados cada 5 metros hacia ambas laterales de manera simétrica. Un esquema de la distribución de los puntos de monitoreo de una sección con tres puntos (AS) de monitoreo superficial se puede ver en la Figura 3-9, en ella se ven además 3 puntos (PC) de monitoreo de convergencia, mediciones que no se utilizan para el presente estudio.

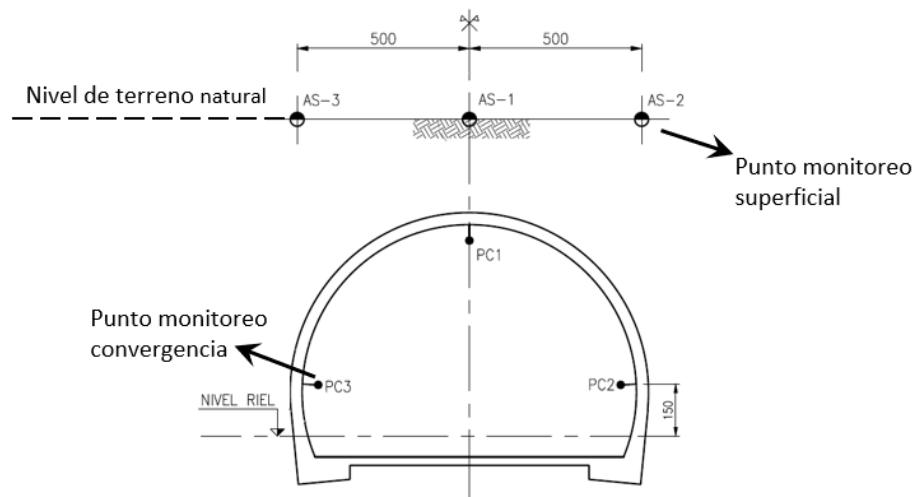


Figura 3-9: Esquema distribución 3 puntos superficiales (AS) de monitoreo de asentamientos, medidas en [cm] (CONSORCIO ARA WorleyParsons – ARCADIS, 2013).

Cabe mencionar que la mayoría de las secciones de monitoreo utilizadas, específicamente el 85% de ellas, son secciones con 3 puntos de monitoreo, tal y como lo muestra la Figura 3-9, mientras que el resto corresponde a secciones que debiesen tener 7 puntos de medición (Figura 3-10), pero que, al momento de recopilar las mediciones, se da cuenta de la existencia de información parcial en estas secciones, contando en la totalidad de ellas con 4,5 y 6 puntos superficiales de medición en vez de 7.

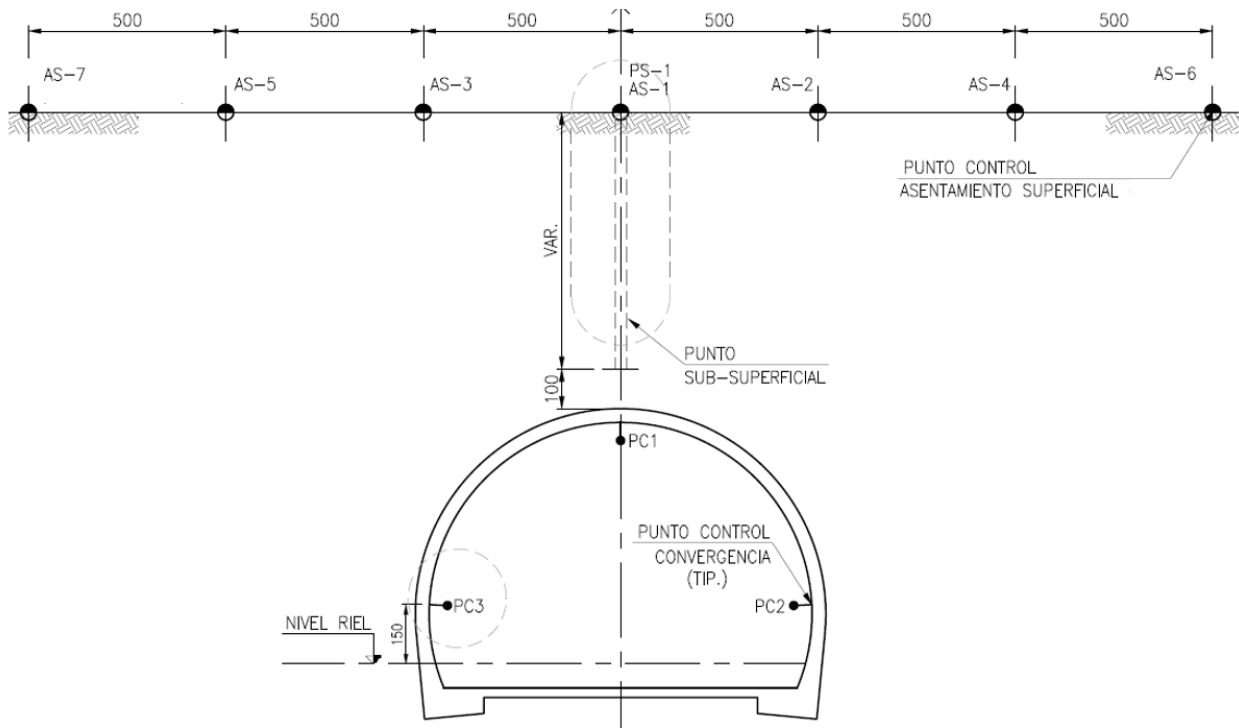


Figura 3-10: Esquema distribución 7 puntos superficiales (AS) de monitoreo de asentamientos, medidas en [cm] (CONSORCIO ARA WorleyParsons – ARCADIS, 2013).

Por último, con respecto al punto sub-superficial indicado en la Figura 3-10, este corresponde a un punto de monitoreo que permite medir el asentamiento del suelo a nivel de la clave del túnel, el cual, análogo a los puntos de control de convergencia (PC), es una medición que no se utiliza para el presente estudio.

# Capítulo 4

## Asentamientos de monitoreo

A través de la recopilación de antecedentes se cuenta con las mediciones de monitoreo de asentamientos para el tramo en estudio según lo descrito en la sección anterior.

Con respecto a las secciones analizadas, es importante recalcar que no se utiliza la totalidad de las mediciones de monitoreo disponibles para los tramos de túnel interestación en Grava, esto ya que, a partir de ciertos criterios señalados en el presente capítulo, se descartan algunas de ellas para la realización del retroanálisis. Dentro del presente capítulo se mencionan los criterios de selección para las secciones de monitoreo a analizar y se presentan las curvas de asentamiento estimadas para cada una de ellas.

### 4.1 Secciones de monitoreo consideradas

Con el objetivo de reducir variables que pudiesen afectar los resultados y aislar así de la mejor manera posible el análisis, se procede en un inicio a realizar un filtro de la información recopilada seleccionando únicamente las secciones de túnel interestación ubicadas al menos a 25 metros de distancia de los túneles estación y de piques de ventilación. Esta acción, que se realiza a partir de los planos en planta del trazado, permite reducir el posible impacto en las deformaciones superficiales a analizar, debido a una excavación o estructura cercana de características distintas.

Realizado el primer filtro, se identifican algunos tramos, entre los Pk 9+900 y 12+490, donde se presentan secciones de túnel interestación de geometría con contraboveda (T1C-A), sin embargo, todo el resto del Tramo C posee geometría tipo herradura en recta o en curva (T1H-A y T4H-A), luego se decide trabajar únicamente con túneles tipo herradura de modo de contar con el mismo método constructivo y geometría para el análisis de asentamientos. Por último, dado que se cuenta con las mediciones de monitoreo según fechas, se contrasta la información con las fechas de avance del frente de excavación, procurando que las mediciones utilizadas correspondan a asentamientos ya estabilizados según la teoría de asentamientos longitudinales expuesta en la Sección 2.3.3.

Teniendo en cuenta las consideraciones expuestas y desechando mediciones con valores singulares presuntamente erróneos, se utiliza finalmente las mediciones de un total de 87 secciones de monitoreo, ubicadas en dos grandes subtramos, el primero de ellos entre la Estación Plaza Chacabuco (Pk 7+070) y la Estación Cal y Canto (Pk 10+043) y el segundo entre la Estación

Matta (Pk 13+617) y la Estación Chile España (Pk 17+884). El detalle de las mediciones de asentamientos superficiales de cada sección, junto con su cobertura, se puede encontrar en el Anexo C.

Finalizando con la recopilación, y dado que las secciones utilizadas presentan la misma geometría y método constructivo, la variable que permite discretizar las secciones en análisis es la Cobertura del túnel, que se define como la distancia entre la Clave del túnel y la superficie de terreno, representando la profundidad del túnel. Luego, a través de la revisión del perfil longitudinal de cada tramo en estudio, se obtiene la Cobertura de cada sección de monitoreo utilizada, las que varían entre 15,5 y 23 metros. En la Tabla 10 se muestra la cantidad de secciones discretizadas según Cobertura.

Tabla 10: Cantidad de Secciones según rango de Cobertura.

Grupo	Cobertura (C) de la Sección de túnel [m]	Promedio $\bar{x}$ Coberturas [m]	Relación H/D <sub>eq</sub>	Cantidad de Secciones
G1	$15,5 \leq C < 17$	16,4	2,3	21
G2	$17 \leq C < 18$	17,4	2,4	16
G3	$18 \leq C < 19$	18,5	2,6	9
G4	$19 \leq C < 20$	19,5	2,7	8
G5	$20 \leq C < 21$	20,5	2,8	7
G6	$21 \leq C < 22$	21,6	2,9	15
G7	$22 \leq C \leq 23$	22,6	3,0	11
<b>Total</b>				<b>87</b>

Como se ve en la Tabla 10, se muestra un indicativo utilizado tradicionalmente en la práctica: la relación Profundidad-Diámetro equivalente (H/D<sub>eq</sub>). Esta relación permite representar la profundidad de un túnel en función del área que ocupa su sección transversal.

El cálculo de la relación H/D<sub>eq</sub> para cada grupo se realiza a partir del promedio de la cobertura de las secciones consideradas para cada uno, de tal forma que esta distancia, sumado a la mitad de la altura máxima de la sección de túnel (~3,5 [m]) representa la profundidad H, mientras que el diámetro equivalente corresponde al diámetro que tendría un túnel de sección circular igual al área del túnel en estudio. De esta manera, a partir de la siguiente relación:

$$\text{Área}_{\text{circunferencia}} = \frac{\pi D^2}{4} \quad (4.1)$$

Donde D corresponde al diámetro de la circunferencia. Así, despejando el diámetro considerando el área del túnel T1H-A, se obtiene un D<sub>eq</sub>=8,6 [m]. Como se puede notar, la variación en profundidad que tienen los túneles interestación a lo largo del tramo estudiado es relativamente pequeña.

Por último, cabe mencionar que con respecto a la posibilidad de diferenciar las secciones según sea su geometría correspondiente a tramo en recta o en curva, estudios anteriores, entre ellos el de Layera, S. (2018), son concluyentes al indicar que no es determinante considerar un modelo numérico diferente para cada caso, por cuanto la geometría, método constructivo y asentamientos provocados en superficie son estadísticamente iguales.

## **4.2 Curvas de asentamiento de monitoreo estimadas**

En la presente sección se muestran las curvas de asentamiento transversal estimadas para cada una de las 88 secciones. Estas se disponen en 7 gráficos distintos dados por los grupos indicados en la Tabla 10. Las curvas son construidas a partir de la forma teórica de la curva de asentamientos expuesta en la Sección 2.3., esto es, a partir de los puntos de monitoreo de cada sección, se ajusta una curva de asentamientos con forma de Gauss invertida, estableciendo el eje central de la curva (asentamiento máximo) siempre en el eje central del túnel.

El procedimiento para el ajuste de cada sección se realiza variando el parámetro correspondiente a la desviación estándar de una distribución normal, junto con su punto máximo. Debido a la cantidad de secciones, el detalle del ajuste de los parámetros para cada una de ellas, además de la cantidad de puntos utilizados para construir cada curva se encuentra en el Anexo C. Cabe destacar que la mayoría de las curvas son construidas con 3 puntos de monitoreo superficial.

Adicionalmente a las curvas ajustadas para cada sección, en cada gráfico se dispone de una curva representativa de asentamientos determinada a partir del promedio simple de cada muestra, la cual se ajusta de manera análoga a las curvas individuales de monitoreo. Esta curva es de vital importancia puesto que, a partir de ella es que se define una banda representativa de asentamientos que se utiliza posteriormente para realizar el retroanálisis, realizando la búsqueda de una curva de asentamientos obtenida del modelo numérico que se ajuste a las mediciones de monitoreo dadas por esta banda. Por último, es necesario recalcar que la banda representativa se define sumando y restando el valor de la desviación estándar de los datos a la curva representativa de asentamientos promedio.

En las figuras siguientes, desde la 4-1 a la 4-7, se muestran las curvas de asentamiento de monitoreo estimadas a partir de las mediciones para cada grupo. En cada una de ellas se distingue tanto la curva representativa de asentamientos como las curvas que limitan la banda.

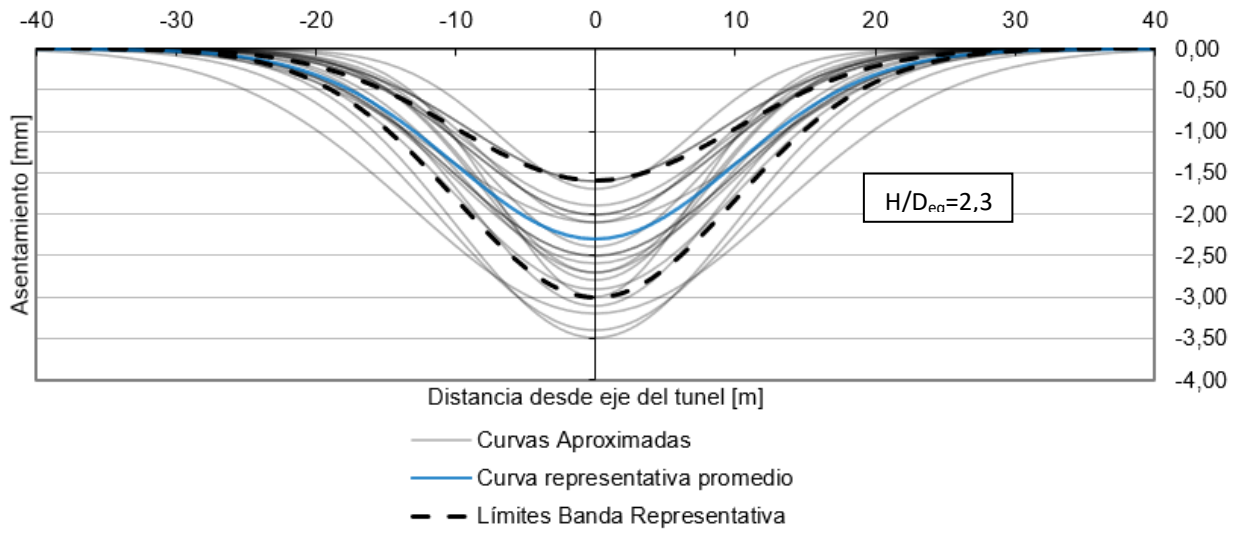


Figura 4-1: G1, Curva de Asentamiento Secciones de 15,5 a 17 [m] de Cobertura.

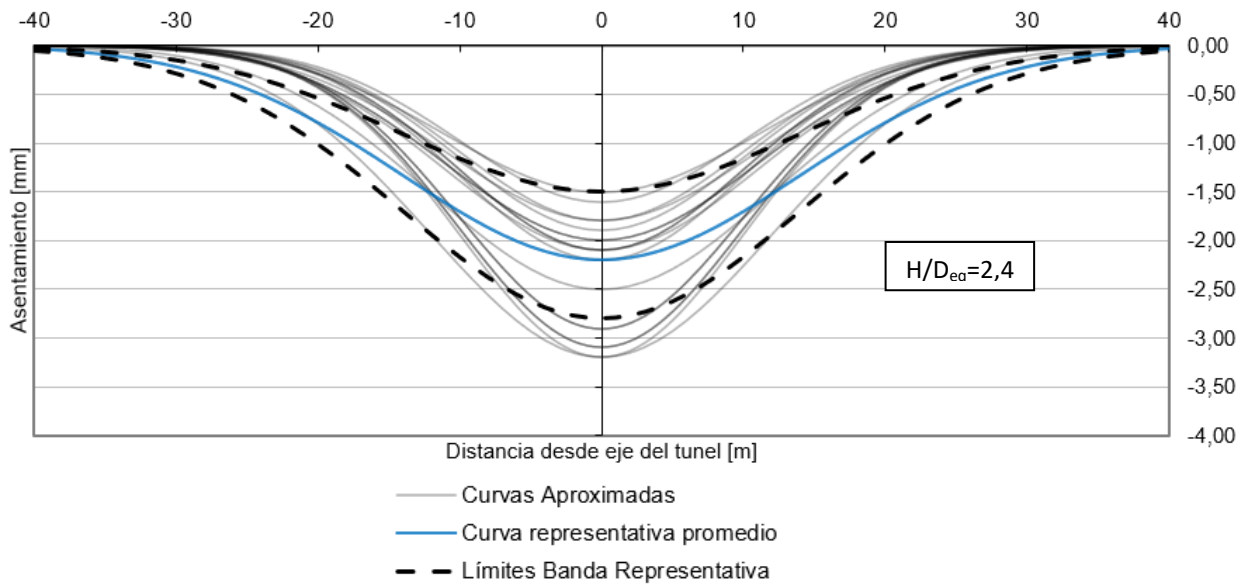


Figura 4-2: G2, Curva de Asentamiento Secciones de 17 a 18 [m] de Cobertura.



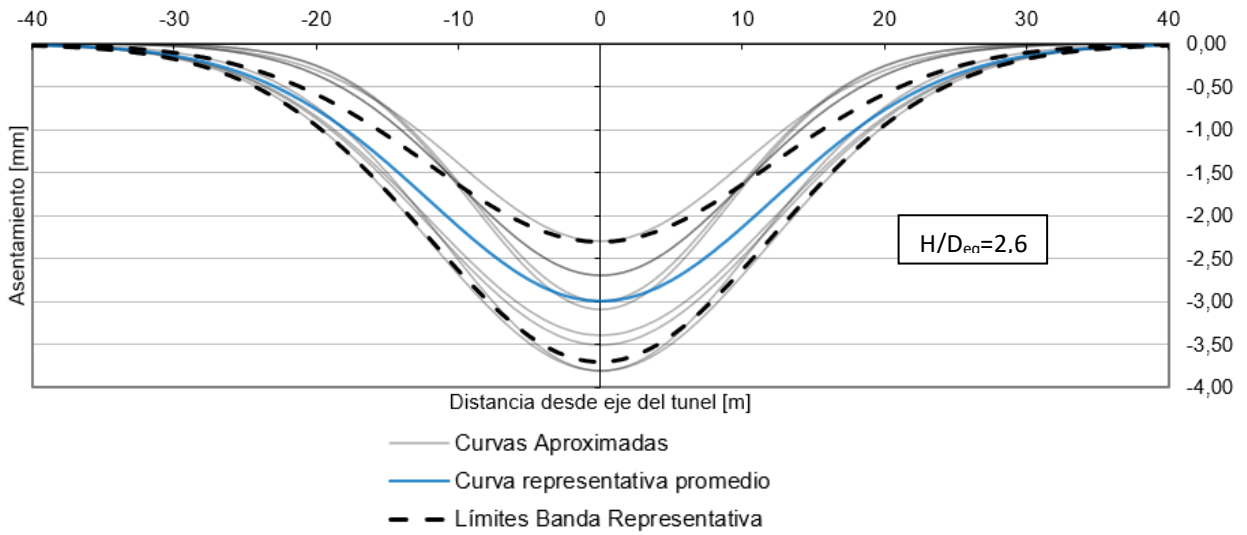


Figura 4-3: G3, Curva de Asentamiento Secciones de 18 a 19 [m] de Cobertura.

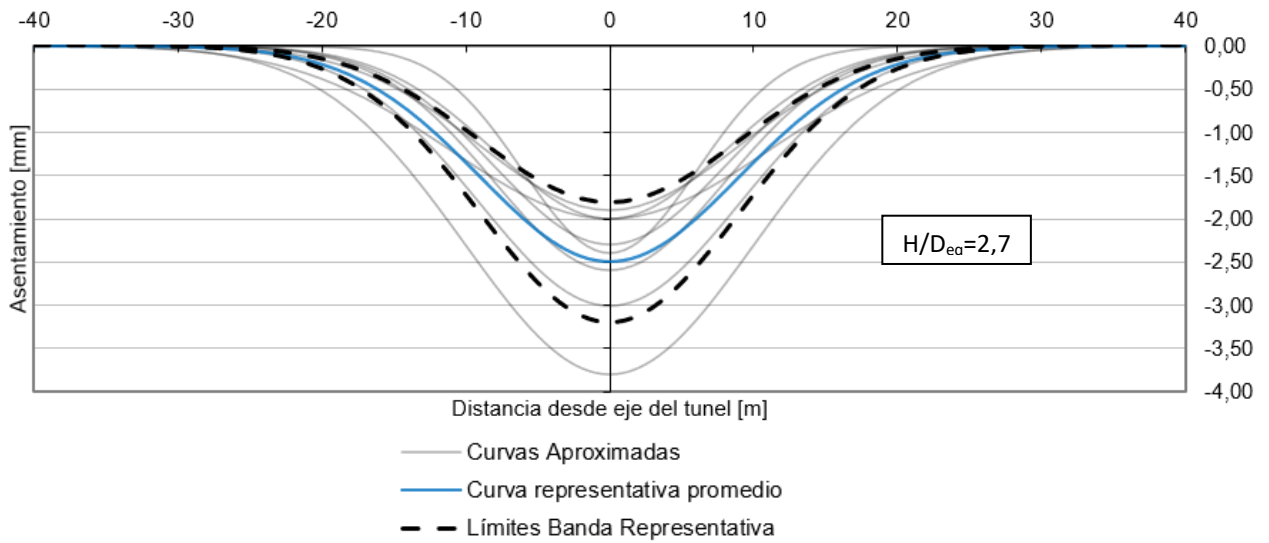


Figura 4-4: G4, Curva de Asentamiento Secciones de 19 a 20 [m] de Cobertura.

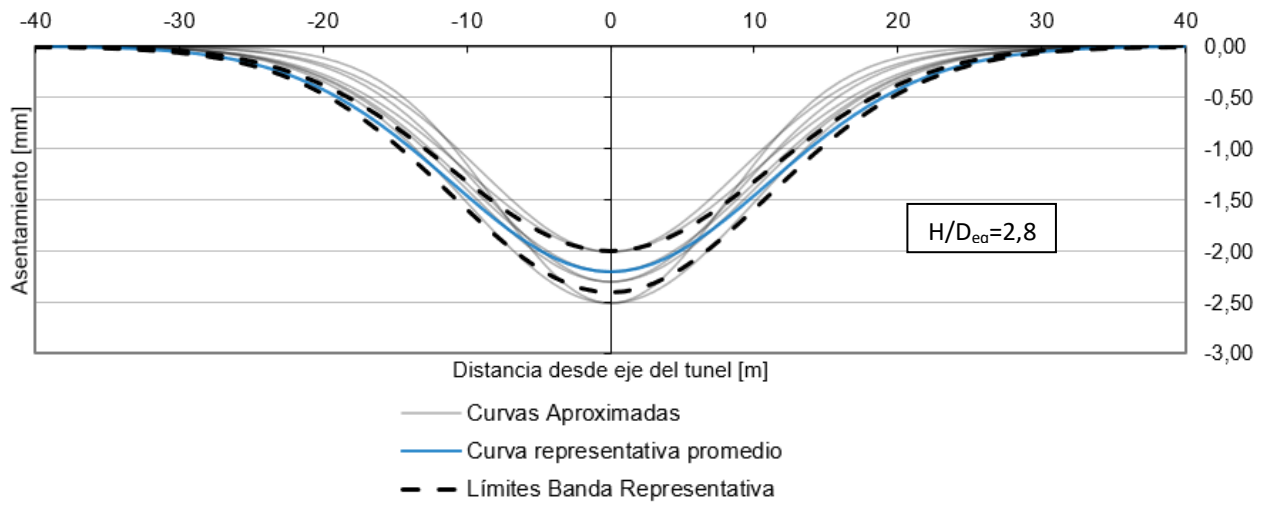


Figura 4-5: G5, Curva de Asentamiento Secciones de 20 a 21 [m] de Cobertura.

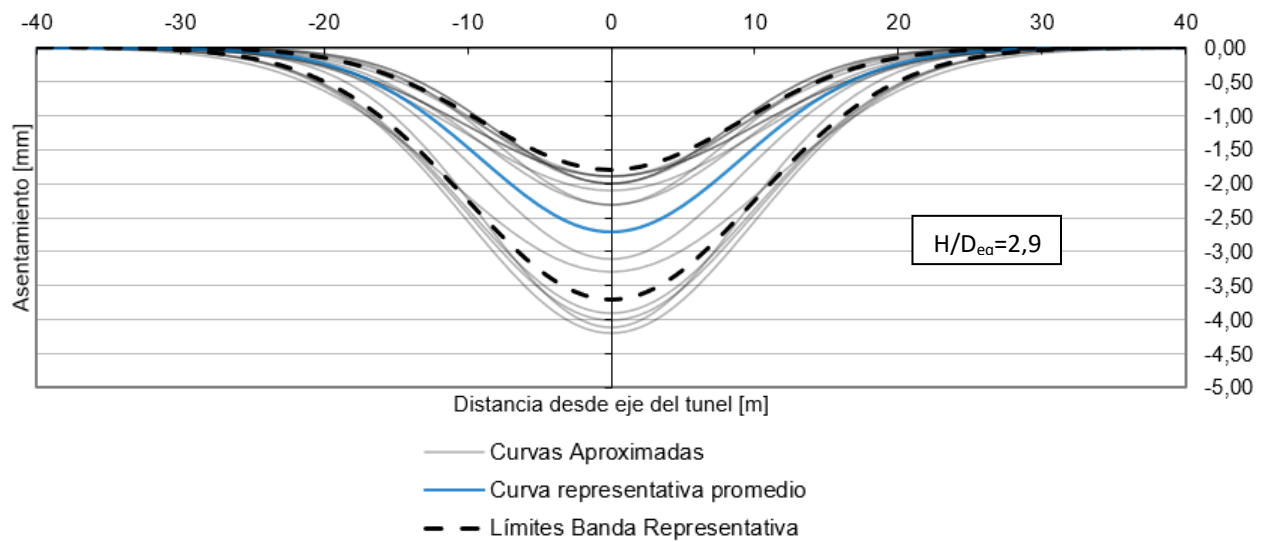


Figura 4-6: G6, Curva de Asentamiento Secciones de 21 a 22 [m] de Cobertura.

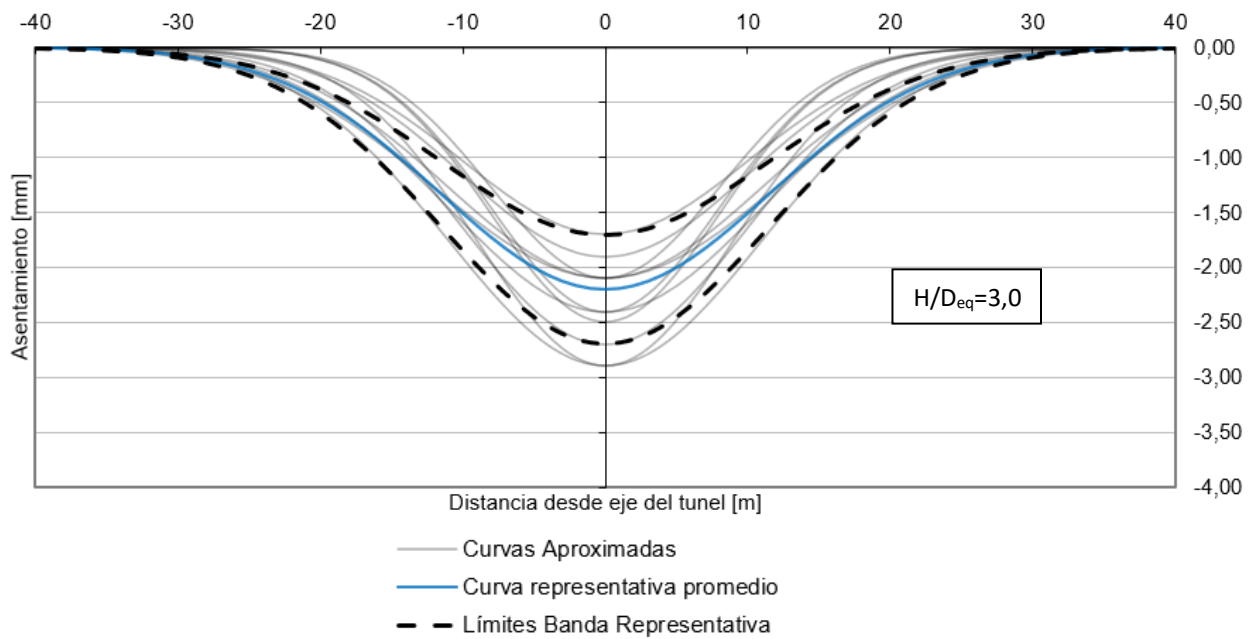


Figura 4-7: G7, Curva de Asentamiento Secciones de 22 a 23 [m] de Cobertura.

A modo de resumen, en la Tabla 11 se muestra el promedio  $\bar{x}$  y la desviación estándar  $s$  de las mediciones para cada grupo. Como se menciona anteriormente, a partir del promedio se construye la curva representativa, mientras que con la desviación estándar se tienen los límites de la banda representativa de asentamientos. Adicionalmente, en la misma tabla se exponen los parámetros de la curva gaussiana que sigue cada una de las curvas promedio.

Tabla 11: Características Curvas Representativas de Asentamientos.

Grupo	Cobertura [m]	Medida	Distancia al eje [m]			Parámetros Curva Gauss	
			-5	0	5	$\delta_{max}$ [mm]	$\sigma$ [-]
G1	15,5 - 17	Prom. $\bar{x}$	-1,9	-2,3	-2,2	-2,3	10,4
		Desv. Est. $s$	0,6	0,7	0,5		
G2	17 - 18	Prom. $\bar{x}$	-2,0	-2,2	-2,1	-2,2	13,5
		Desv. Est. $s$	0,6	0,6	0,6		
G3	18 - 19	Prom. $\bar{x}$	-2,9	-3,0	-2,6	-3,0	12,1
		Desv. Est. $s$	0,5	0,7	0,7		
G4	19 - 20	Prom. $\bar{x}$	-2,1	-2,5	-2,0	-2,5	9,2
		Desv. Est. $s$	0,6	0,7	0,7		
G5	20 - 21	Prom. $\bar{x}$	-1,9	-2,2	-2,1	-2,2	11,6
		Desv. Est. $s$	0,3	0,2	0,2		
G6	21 - 22	Prom. $\bar{x}$	-2,8	-2,6	-2,2	-2,7	9,4
		Desv. Est. $s$	0,8	0,9	0,8		
G7	22 - 23	Prom. $\bar{x}$	-2,1	-2,2	-1,9	-2,2	11,5
		Desv. Est. $s$	0,4	0,5	0,6		

# Capítulo 5

## Modelo de Diferencias Finitas FLAC3D

En el presente capítulo se presenta el procedimiento de construcción del modelo utilizado como base para modelar la excavación del túnel interestación y comparar así los asentamientos obtenidos con las mediciones de monitoreo.

La construcción del modelo abarca desde la creación de la malla de diferencias finitas que lo gobierna, la imposición de las condiciones de borde e iniciales de este, y la programación del modelo constitutivo que regirá el comportamiento constitutivo de las Gravas presentes en el problema.

### 5.1 Construcción del modelo base

Para la construcción del modelo utilizado como base para el retroanálisis, se considera el conjunto de secciones cuyos asentamientos se ven representados por la banda representativa de la Figura 4-1 (Grupo G1), es decir, se construye el modelo para un túnel interestación de 16,4 [m] de cobertura, correspondiente a una relación H/D de 2. La selección de esta cobertura de túnel como base para el análisis se hace simplemente debido a la mayor cantidad de datos que se poseen de este grupo.

Dado que la estratigrafía se mantiene relativamente uniforme para las secciones de túnel que entran en este grupo, correspondiente a dos tramos claramente identificables. El primero de ellos entre el Pk 7+839 y 8+249, y el segundo entre el Pk 13+839 y 14+473, se considera un horizonte estratigráfico común para toda sección, y por lo tanto para el modelo.

Para mayor facilidad de trabajo, dado que FLAC3D funciona a partir de la programación mediante comandos secuenciales, el problema se aborda codificando en dos rutinas distintas: una para la condición geostática pre-excavación y otra para la simulación de la excavación misma del túnel. La condición geostática es donde se incluyen todos los parámetros del modelo constitutivo indicados en la Tabla 6 (Cap. 3) y se programa el comportamiento constitutivo. A partir de esta rutina se obtiene el comportamiento tensional previo a la excavación, el cual funciona como condición de entrada para la rutina de excavación.

### 5.1.1 Malla de diferencias finitas

Existen diversos softwares para la creación de mallas de diferencias finitas, más aún, FLAC3D posee herramientas propias que permiten su definición. En esta oportunidad, debido a la facilidad de creación de la malla a partir de geometrías en formato .dxf (AutoCad), y dado que se cuenta como antecedente con las geometrías en este formato, la malla utilizada se construye a partir de dos softwares auxiliares, Phase2 y F2F.

El procedimiento que se lleva a cabo es el siguiente:

- Se importa la geometría en formato .dxf procurando que las distintas etapas constructivas a considerar en la modelación se encuentren dibujadas.
- Se modifica a conveniencia la cantidad de nodos presentes en el contorno del dibujo de cada etapa constructiva. Estos nodos sirven como guía al momento de generar la malla de manera automática.
- Se definen los límites de la malla considerando la cobertura de túnel a modelar y considerando una distancia de los bordes de la malla con respecto al túnel de al menos 3 veces el diámetro del túnel (Itasca 2009).
- Se genera la malla seleccionando, dada su probada eficacia, elementos finitos cuadrilaterales densificados de manera uniforme en toda el área.
- Por último, se densifica la malla en áreas donde se desea tener una mayor precisión de cálculos y resultados, tales como el contorno del túnel y la zona superficial sobre su eje.

Con respecto a la densificación de la malla, en programas de cálculo de diferencias finitas, existe siempre la limitante computacional que conlleva utilizar una malla fina. Con respecto a esto, es correcto que, a mayor densificación, resultados más precisos en términos de cálculo y cifras significativas, sin embargo, esto conlleva mayores tiempos de cálculo. De esta forma es necesario llegar a un equilibrio que permita obtener resultados fidedignos con tiempos de cálculo reducidos.

La malla construida y utilizada se muestra en la Figura 5-1:

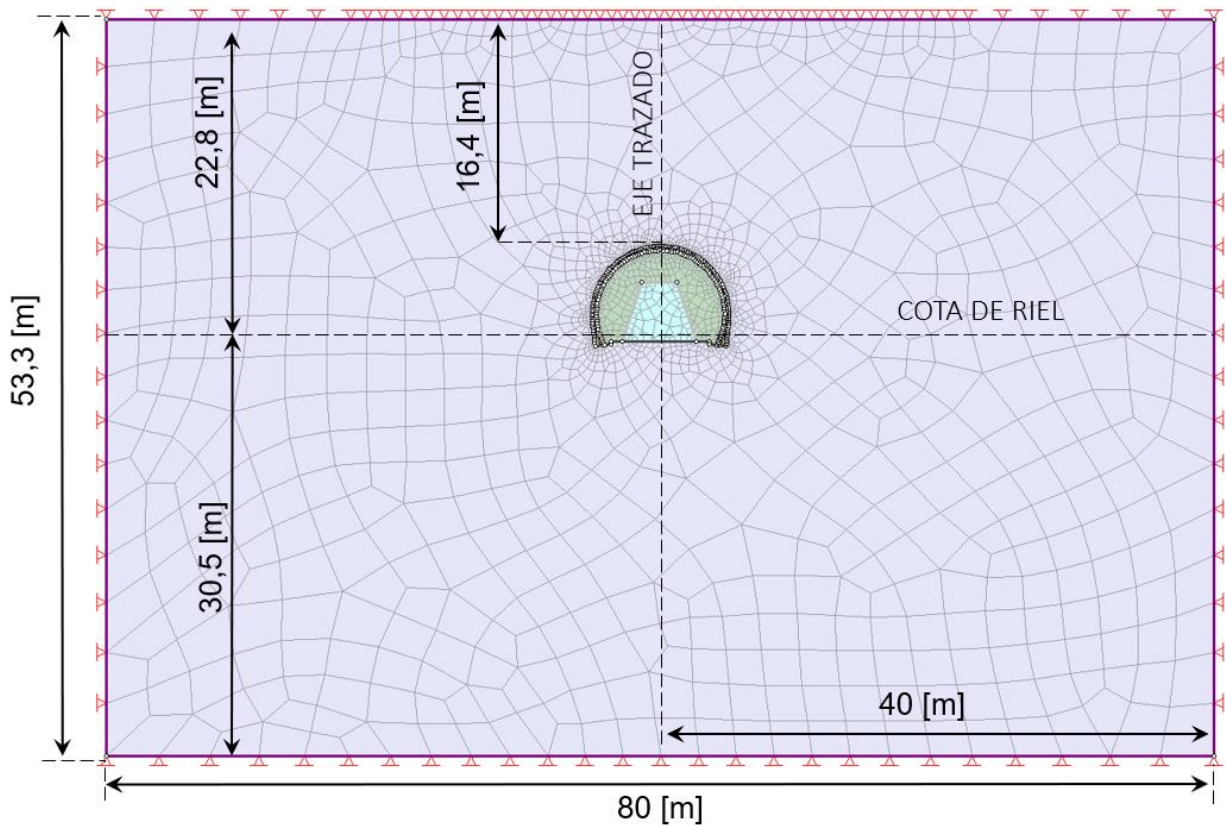


Figura 5-1: Malla de diferencias finitas en Phase2.

En ella podemos identificar la mayor densificación en torno al túnel y en la zona superficial de la malla. A su vez, en la Figura 5-2 se muestra un detalle de la sección de túnel propiamente tal, donde es importante recalcar que los distintos colores muestran las zonas definidas para la secuencia constructiva, las cuales son:

- Zona 1: Bóveda
- Zona 2: Contrafuerte
- Zona 3: Sostenimiento
- Zona 4: Revestimiento
- Zona 5: Suelo

Las Zonas definidas cumplen con la función de realizar con mayor facilidad la simulación de la secuencia constructiva del túnel.

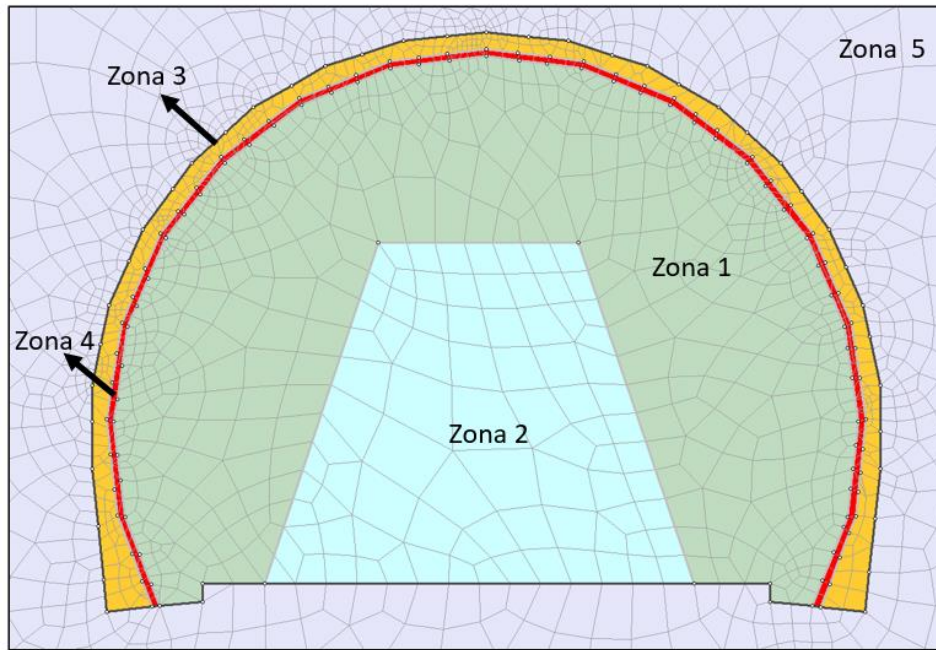


Figura 5-2: Detalle Zonas malla en Phase2.

Una vez que se tiene la malla en Phase2 basta exportarla a F2F, el segundo software auxiliar utilizado, cuya función es 'estirar' la malla en 2D y llevarla a 3 dimensiones. Al momento de realizar esto se define el largo de la malla y el espaciado entre cada sección. El largo de la malla se establece en 150 [m] dado que a esa distancia se asegura la convergencia de la solución, mientras que el espaciado entre secciones se establece en 2 [m], dato relevante al momento de simular la secuencia constructiva.

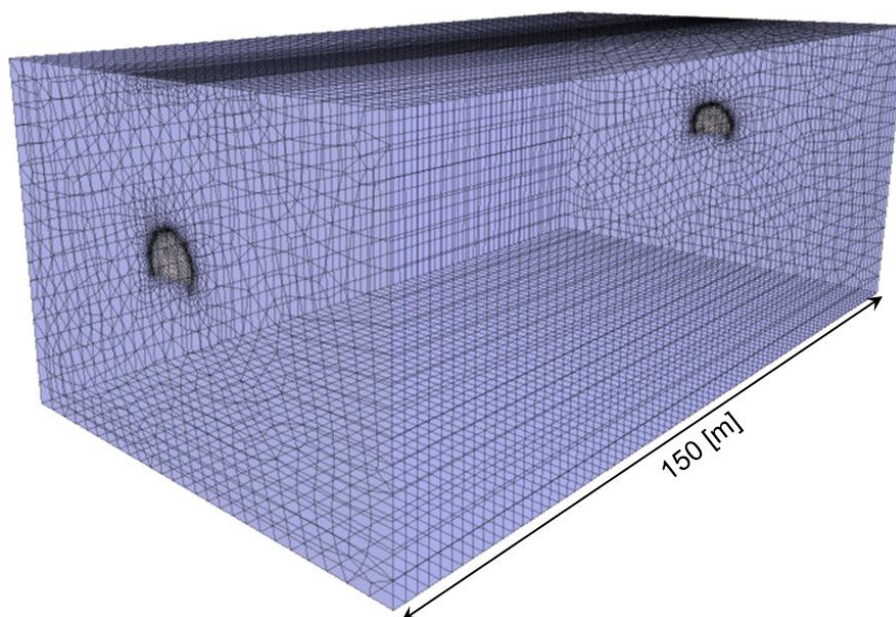


Figura 5-3: Malla de diferencias finitas en FLAC3D.

## 5.1.2 Condición Geostática

La rutina geostática cumple la función de establecer el estado tensional inicial de cada punto del modelo, de modo de encontrar una solución estática pre-excavación. Para obtener la condición inicial geostática se definen las condiciones de borde que rigen el modelo, además de las condiciones iniciales.

### 5.1.2.1 Condiciones de borde

Para que la modelación de la construcción de un túnel en FLAC3D se comporte y entregue resultados acordes a la realidad, las condiciones de borde impuestas en la malla, a través del comando FISH *'fix'*, son las siguientes (Itasca, 2013):

- Se libera el desplazamiento en el extremo superior y se restringe el desplazamiento vertical (eje z) en el extremo inferior.
- Se restringe el desplazamiento en los extremos de ambos ejes horizontales de manera tal que en el eje x, se fija el movimiento en x, mientras que en el eje y, se fija el movimiento y.

Estas condiciones permiten encerrar el problema dentro de la malla, liberando el movimiento únicamente en la medida que no escape de sus límites, a excepción de la superficie libre en el eje vertical. En este momento se recalca la importancia de considerar los bordes lo suficientemente alejados de la excavación de modo que estas condiciones no afecten el cálculo tensional en las zonas de interés, esto es, a los alrededores de la excavación y en la superficie.

### 5.1.2.2 Condiciones iniciales

Las condiciones iniciales incluyen la definición de las variables que le dan el comportamiento físico al problema que se quiere modelar, estos son, la existencia de gravedad en el eje vertical, incluida a partir del comando *'set grav'*; la inicialización de tensiones a través de la inclusión del peso unitario del suelo, proporcionada con el comando *'ini'*; y la inclusión del comportamiento constitutivo de los materiales involucrados, utilizando los comandos *'model cysoil'* y *'set prop'*, paso donde se imponen los parámetros geotécnicos para la modelación mostrados en la Sección 3.2.3. Una vez que se cuenta con estas condiciones, es posible obtener el estado tensional inicial.

Para el estado tensional inicial se considera un comportamiento que se le suele llamar  $K_0$  procedure, a partir de él, las tensiones verticales son calculadas con la ecuación (1.1) presentada anteriormente:

$$\sigma_z = \gamma z = \rho g z \quad (1.1)$$



Mientras que las tensiones horizontales se determinan con la ecuación (1.2):

$$\sigma_h = K_0 \sigma_z \quad (1.2)$$

Una vez que se define el comportamiento tensional inicial que existe en cualquier punto del modelo, el procedimiento que sigue es hacer uso del comando 'table' para, a través de una función FISH, recorrer zona por zona la malla y definir así con el comando 'z\_szz' el valor de la tensión vertical en todo el modelo. Esto se lleva a cabo programando el cálculo mediante interpolación lineal con algunos valores particulares ingresados de manera inicial, mostrados en la Tabla 12:

Tabla 12: Tensión vertical en puntos notables de la malla.

Profundidad [m]	Tensión vertical [kPa]
23,3	0
17,3	-132,33
0	-513,77
-30	-1175,27

Como referencia, el origen vertical del sistema de coordenadas que se impone en el modelo se ubica justo en la base horizontal de la Zona 2 definida en la Figura 5-2. Así las tensiones verticales ingresadas manualmente son las tensiones en la superficie, en el cambio de estrato (Grava de 2da Depositación a 1ra), en la base del túnel y en el punto más profundo del modelo.

Finalmente, se incluye una carga superficial de tránsito de 12 kPa en toda la superficie del modelo, la cual se utiliza con recurrencia en el diseño de túneles urbanos. Las tensiones iniciales verticales, que representan la condición geostática inicial impuesta, se muestra en la Figura 5-4:

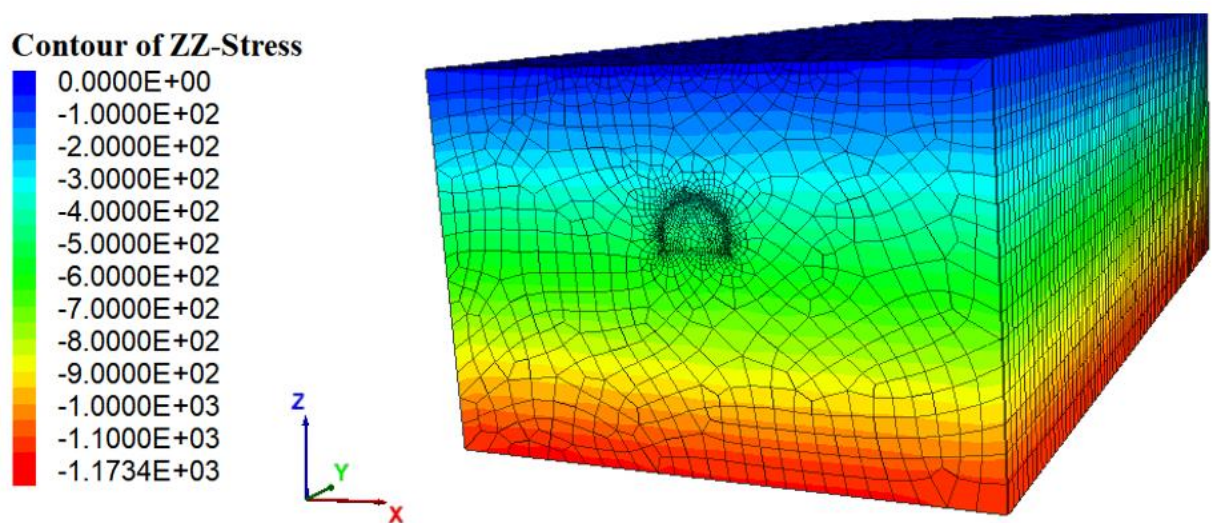


Figura 5-4: Estado tensional vertical inicial (unidades en kPa).

### 5.1.3 Simulación de la excavación

Parte fundamental de realizar un modelo de túnel es programar de manera acertada la secuencia constructiva del túnel tal que se represente con suficiente precisión lo que se quiere llevar a cabo in situ, por cuanto la secuencia constructiva de los túneles es fundamental para el control de las deformaciones que provoca el retiro del material en profundidad.

Naturalmente, no es posible modelar cada componente de la secuencia constructiva real, tanto por la limitación de elementos disponibles en el software como también debido a limitaciones de capacidad computacional. Independiente de lo anterior, FLAC3D permite representar gran parte de la secuencia constructiva real de los túneles.

Para el presente modelo, la lógica detrás de la secuencia programada es la siguiente:

- Se considera una excavación por tramos del túnel, haciendo uso del comando 'model null' para cierto rango de coordenadas. *Model null* permite simular la excavación de una porción del modelo redefiniéndola como una zona nula. Aquí cobra relevancia las distintas 'zonas' definidas anteriormente (Figura 5-2), permitiendo programar únicamente la excavación del sector que se desea, por ejemplo, la zona de bóveda, dejando un contrafuerte temporal.

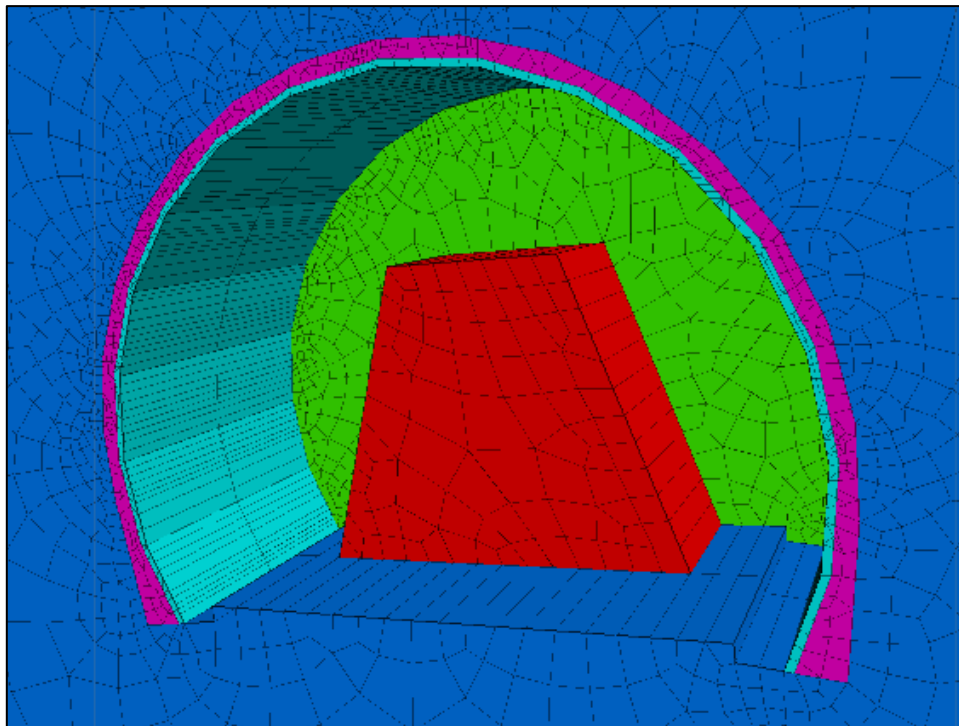


Figura 5-5: Representación gráfica de la excavación secuencial programada en FLAC3D, zona en bóveda excavada.

- Luego de excavar un tramo de túnel, se redefine como zona elástica, con propiedades resistentes del hormigón proyectado utilizado para este fin, la zona correspondiente al sostenimiento para simular la puesta del sostenimiento inicial.
- Finalmente, de modo que el modelo 'procese' que se está excavando según una secuencia establecida, se encuentra el estado de equilibrio parcial del sistema. Por defecto, a partir del cálculo mediante diferencias finitas, el software itera hasta encontrar una solución haciendo balance de fuerzas.

Con respecto a donde se sitúa la excavación del túnel dentro del modelo, de modo de alejar la construcción del túnel de las condiciones de borde, la excavación no se realiza desde el extremo del modelo ( $y=0$ ), sino que se excavan 90 [m] de túnel interestación dentro de los 150 [m] de largo que presenta el modelo, dejando una distancia de 30 [m] libre de excavación en ambos extremos.

Con el método de simulación de la excavación claro, se realiza un ajuste a la secuencia constructiva de diseño mostrada en el Capítulo 3.3.2, simulándola a través de lo siguiente:

1. Se excava un tramo de 2 [m] en bóveda dejando el contrafuerte o 'machón' sin excavar.
2. Se cambian las propiedades de una capa de 21 [cm] de pared del túnel, en los 2 [m] excavados, simulando el sostenimiento proporcionado mediante hormigón proyectado.
3. Se resuelve el equilibrio del sistema.
4. Se excavan otros 2 [m] en bóveda, totalizando 4 [m] excavados.
5. Se excavan 2 [m] de contrafuerte, simulando el rebaje de esta porción de terreno sin excavar.
6. Se 'aplica' hormigón proyectado en un espesor de 21 [cm] en el nuevo tramo excavado en bóveda.
7. Se resuelve el equilibrio del sistema.
8. Se repiten los pasos del 1 al 7 hasta completar 10 [m] excavados.
9. Se 'aplica' hormigón proyectado en una capa de 9 [cm] en el contorno de toda la porción excavada hasta el momento, totalizando el espesor de proyecto de 30 [cm].
10. Se resuelve el equilibrio del sistema
11. Finalmente, se repiten los pasos del 1 al 9 hasta completar 90 [m] de túnel excavados.

Una vez excavado el túnel, el software permite visualizar la totalidad de las porciones excavadas, resultando lo expuesto en la Figura 5-6.

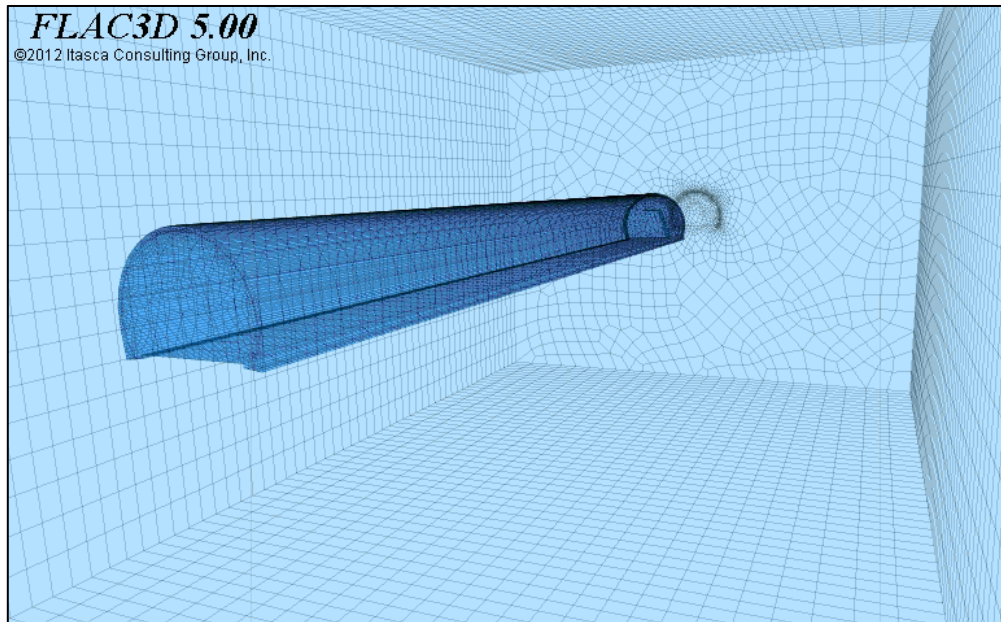


Figura 5-6: Túnel interestación excavado, FLAC3D.

## 5.2 Resultados

De manera similar a lo que se muestra en la Figura 5-4 con las tensiones verticales, FLAC3D permite visualizar los asentamientos en cualquier dirección a través de un mapa de contorno tridimensional escalado en base a colores. A continuación, se presentan los asentamientos obtenidos para el modelo base a través del mapa de contorno que entrega el software. Después, se extraen los valores para la superficie y se grafican de manera transversal al eje, tal y como se muestran los asentamientos de monitoreo.

### 5.2.1 Asentamientos en superficie

En la Figura 5-7 se observan los resultados para las condiciones impuestas en el modelo. En ella se puede notar como las deformaciones máximas se encuentran hacia el centro del modelo, tanto en la dirección longitudinal como transversal.

Cabe destacar que la elipse que se ve en el centro del modelo, la cual representa el área con los máximos asentamientos tiene una dimensión considerable con respecto a la dirección longitudinal 'y', lo que indicaría que el largo de 90 [m] del túnel modelado es suficiente para representar los efectos en el suelo producto de la excavación de este según la sección de túnel adoptada.

### Contour Of Z-Displacement

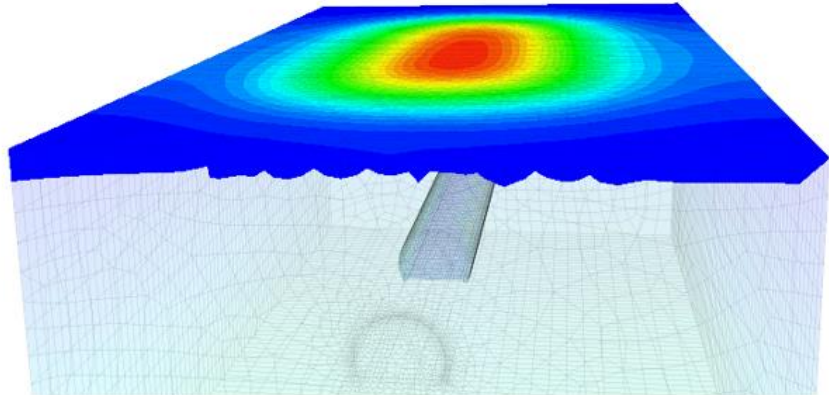
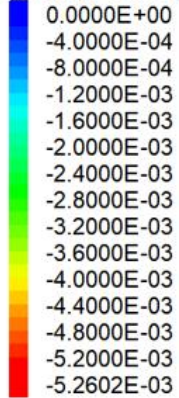


Figura 5-7: Asentamientos verticales en superficie,  $H/D_{eq}=2,3$ . Sección Herradura (medidas en [m]).

A diferencia de los resultados obtenidos para las tensiones verticales iniciales, al momento de visualizar los asentamientos es necesario considerar sólo los elementos finitos de la malla que se encuentran en la superficie, de modo que la escala no muestre deformaciones que se pudiesen estar dando en profundidad.

Como se aprecia, se tienen valores máximos sobre el eje del túnel cercanos a los 5 [mm], los cuales se reducen en magnitud hacia los costados de manera simétrica, lo que se encuentra dentro de lo esperado. Ahora, dado que lo mostrado en la Figura 5-7 no permite hacer una comparación directa con las curvas de monitoreo estimadas previamente, se extraen los valores exactos presentes en el límite superior de la malla para su comparación.

FLAC3D posee una herramienta interna que permite extraer el valor de los asentamientos en cualquier lugar del modelo, así, es posible obtener de manera gráfica la curva de asentamientos verticales en superficie para la sección de túnel modelada. En específico, la curva se extrae desde donde se tienen los máximos asentamientos, correspondiente a la sección central del modelo ( $y = 75$  [m]). La curva de asentamientos de modelación obtenida se muestra en la Figura 5-8:

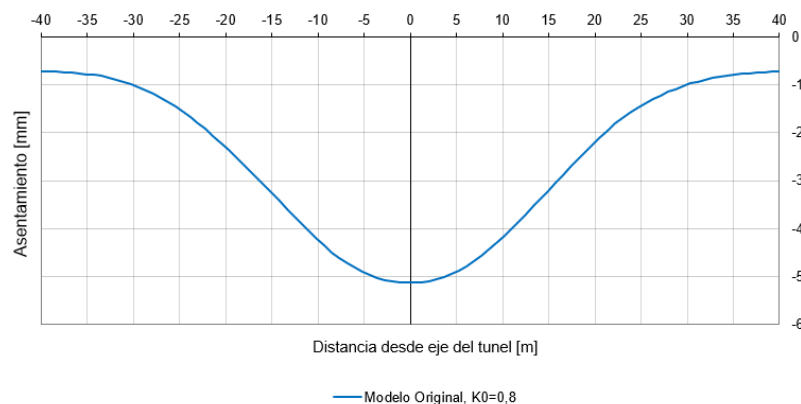


Figura 5-8: Curva de asentamientos superficiales modelo base FLAC3D,  $H/D_{eq}=2,3$ .

Como se ve en la Figura 5-8, la diferencia entre los resultados de la modelación y los asentamientos que se manifiestan en las mediciones distan de manera significativa, obteniéndose una diferencia promedio de 2,5 [mm] en los asentamientos máximos, según lo dispuesto en la Tabla 11. Este resultado no es particular de la construcción de la Línea 3, habiéndose encontrado diferencias significativas entre la modelación y las mediciones de monitoreo en otros análisis recientes, como es el caso del monitoreo de asentamientos producto de la construcción de túneles interestación, también en Grava del Mapocho, para la extensión de la Línea 2 del Metro de Santiago. Adicionalmente, un estudio anterior realizado por Butler, J. y Piña, J. (2007) consistente en un retroanálisis similar al realizado en la presente memoria pero para los túneles de Línea 4, da cuenta de que esta magnitud de diferencia entre los modelos y las mediciones se ha encontrado en distintas ubicaciones de la Grava de Santiago.

Luego, en base a los antecedentes recopilados, además de la evidencia en los resultados de la modelación es posible decir que los modelos en FLAC3D que se utilizan actualmente para obtener los asentamientos esperados al construir túneles interestación en Grava del Mapocho no predicen de manera adecuada los asentamientos en superficie, sobreestimándolos.

A modo de visualizar la diferencia para toda distancia desde el eje del túnel, en la Figura 5-9 se puede ver la superposición entre los resultados de modelación y de monitoreo cuya diferencia motiva la realización del retroanálisis.

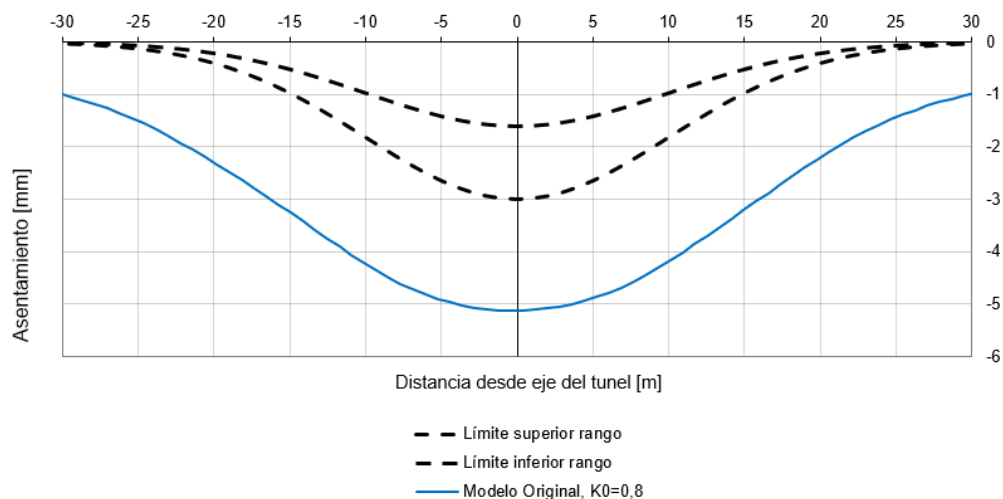


Figura 5-9: Comparación Banda representativa de monitoreo y modelo base.

# Capítulo 6

## Retroanálisis modelo FLAC3D

El análisis retrospectivo o retroanálisis del modelo numérico se lleva a cabo con el objetivo de determinar los parámetros geotécnicos que permitan minimizar la diferencia evidenciada entre las mediciones de asentamiento de monitoreo y los resultados provistos por la modelación.

Luego, en el presente capítulo se muestran los asentamientos en superficie obtenidos al variar en el modelo los parámetros del suelo correspondientes al módulo de deformación  $E$ , el coeficiente de empuje en reposo  $K_0$  y la cohesión  $c$ . Obtenidos los resultados para cada variación, se identifican los parámetros que entregan asentamientos dentro del rango de las mediciones de monitoreo, realizando un análisis de sensibilidad de las tres variables modificadas, de modo de cuantificar como afecta al modelo el cambio de cada uno de los parámetros en términos de los asentamientos predichos en superficie.

Finalmente, se realiza una validación de algunas de las variaciones más viables desde el punto de vista numérico, a través de la inclusión de estos mismos parámetros modificados a una nueva batería de modelos considerando una profundidad de túnel distinta, ajustada a los valores de cobertura promedio expuestos para los 6 grupos de secciones no consideradas hasta el momento.

### 6.1 Variación de parámetros geotécnicos

Antes de realizar la variación de los parámetros mencionados es importante recalcar que el retroanálisis se lleva a cabo desde un punto de vista numérico de los parámetros, por cuanto la diferencia habida entre las mediciones y el modelo base indica de manera preliminar que pequeñas modificaciones no resultarán necesariamente en un ajuste de los resultados. Con esto en mente el procedimiento que se lleva a cabo es el siguiente:

Inicialmente se varía de manera independiente el módulo de deformación y el coeficiente de empuje en reposo. Para el módulo de deformación se consideran variaciones positivas de 10, 20 y 30%, justificado en la base de que un aumento de la rigidez del suelo debiese permitir reducir las deformaciones. Por otro lado, para el coeficiente de empuje en reposo, teniendo en cuenta la motivación del estudio y las estimaciones hechas por Braga et al. (2004) y Ortigosa P. (2004), se realizan variaciones positivas aumentando el valor utilizado inicialmente de 0,8.

Con respecto al valor del coeficiente de empuje en reposo, este se considera como único independiente de la unidad de Grava (igual para toda profundidad). Lo último se ve motivado principalmente por el valor constante que se ha utilizado en la práctica al diseñar las más recientes Líneas de Metro en Santiago, y además al hecho de que, en términos de modelación en FLAC3D, al utilizar modelos con cambios de este parámetro de manera separada para el estrato de Grava de 2ª Depositación, manteniendo el de la Grava de 1ª constante, se han obtenido variaciones despreciables de los asentamientos.

El resumen de las variaciones y su magnitud para los dos parámetros mencionados, junto con los asentamientos máximos obtenidos para cada combinación se presentan en la Tabla 13:

Tabla 13: Asentamientos máximos ante variación de  $K_0$  y Módulo de deformación.

<b>Modelo</b>	<b><math>K_0</math></b>	<b><math>E/E_0</math></b>	<b><math>\delta_{max}</math> [mm]</b>
M-00 (base)	0,80	1,0	-5,1
M-01	0,90	1,0	-5,0
M-02	1,00	1,0	-3,9
M-03	1,05	1,0	-3,2
M-04	1,10	1,0	-2,5
M-05	1,20	1,0	-1,9
M-06	0,80	1,1	-4,7
M-07	0,80	1,2	-4,4
M-08	0,80	1,3	-4,1

Como se puede ver a partir de la columna que tiene los asentamientos máximos registrados, modificaciones del módulo de deformación en el rango realizado no reducen las deformaciones lo suficiente como para acercarse al rango deseado, mientras que el modelo si parece ser más sensible ante una variación del  $K_0$ , obteniéndose deformaciones máximas en el rango deseado (dentro de la banda representativa) para valores superiores a la unidad.

Las Figuras 6-1 y 6-2 muestran gráficamente la forma y magnitud de las curvas de asentamiento superficial obtenidas al variar el módulo de deformación y el coeficiente de empuje en reposo respectivamente.



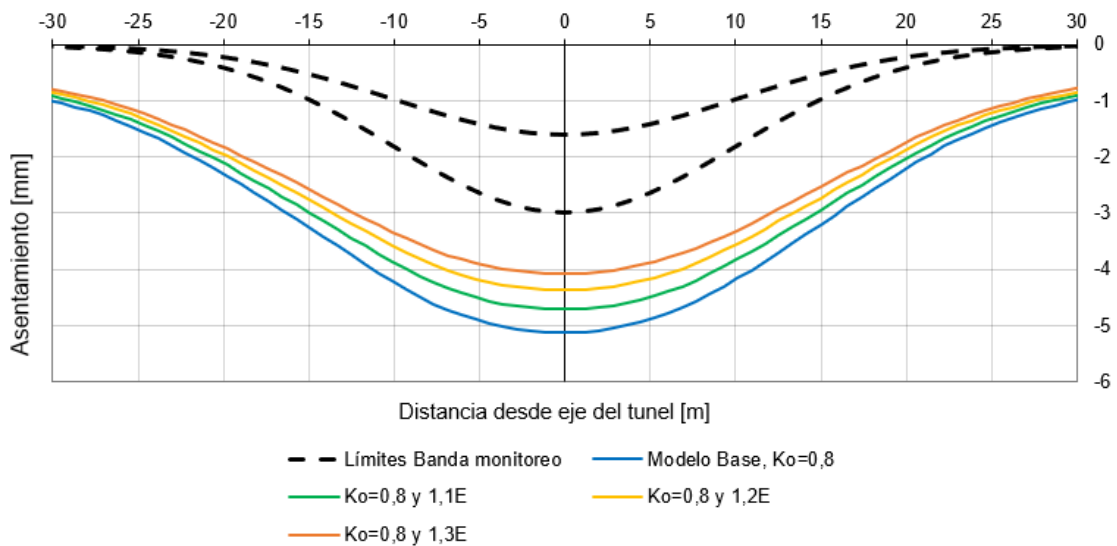


Figura 6-1: Asentamientos en superficie ante variación del Módulo de deformación.

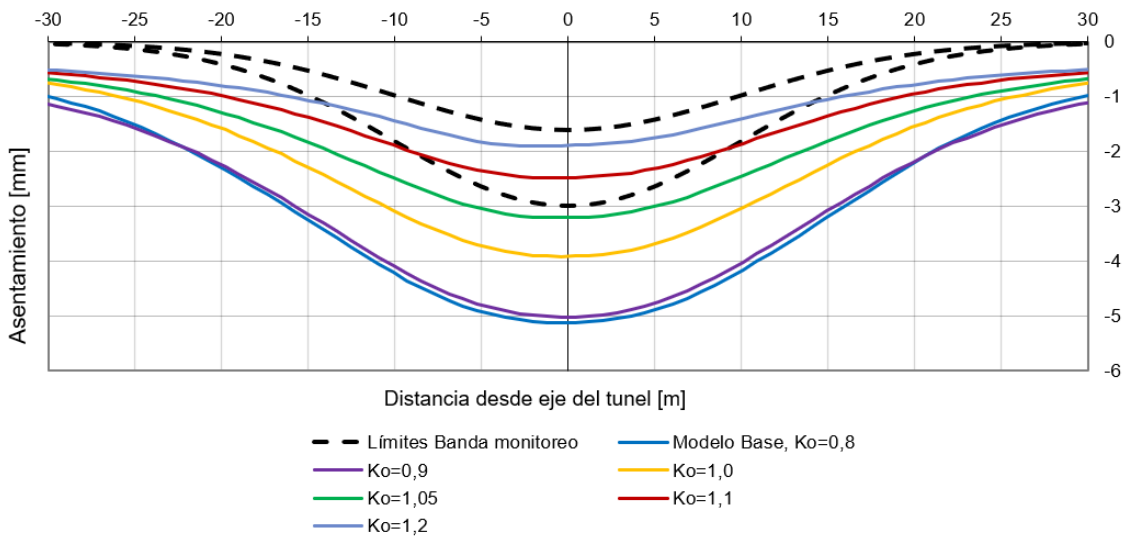


Figura 6-2: Asentamientos en superficie ante variación del Coeficiente de empuje en reposo.

De la Figura 6-1 se desprende que una variación de un 30% del módulo de deformación entrega deformaciones aproximadamente 1 [mm] más grandes que el límite superior de la banda de asentamientos de monitoreo, tanto para las ubicadas sobre el eje del túnel como para las obtenidas hacia las laterales de este.

Por otro lado, si se observa la Figura 6-2, los valores de  $K_0$  superiores a 1,05 permiten obtener curvas de asentamiento que entran en el rango deseado, sin embargo, este ajuste existe únicamente para la porción central de la curva, cercana al eje del túnel, manifestándose que la forma de la curva hacia los extremos evidencia valores de asentamiento cercanos a 0 [m] en los puntos ubicados a 20 [m] o más del eje del túnel, en contraste con los resultados de la modelación.

En base a las apreciaciones de los resultados obtenidos, con el objetivo de obtener una mejor representación de los asentamientos en superficie se realiza un análisis para el cambio de los dos parámetros a la vez, teniendo en cuenta valores de  $K_0$  a partir de la unidad. La Tabla 14 muestra las variaciones y los asentamientos máximos obtenidos.

Tabla 14: Asentamientos máximos ante variación de  $K_0$  y Módulo de deformación a la vez.

Modelo	$K_0$	$E/E_0$	$\delta_{max}$ [mm]
M-09	1,00	1,1	-3,6
M-10	1,00	1,2	-3,3
M-11	1,00	1,3	-3,1
M-12	1,05	1,2	-2,7
M-13	1,10	1,2	-2,1

Viendo la Tabla 14, independiente del cambio en el  $K_0$  original, pareciera que el módulo de deformación continúa afectando de manera similar los asentamientos máximos obtenidos, manteniendo una relación aproximadamente lineal entre aumento de rigidez y disminución de asentamientos. De manera análoga a los resultados anteriores, estos se grafican en contraste con la banda de asentamientos representativa de monitoreo, obteniéndose lo siguiente:

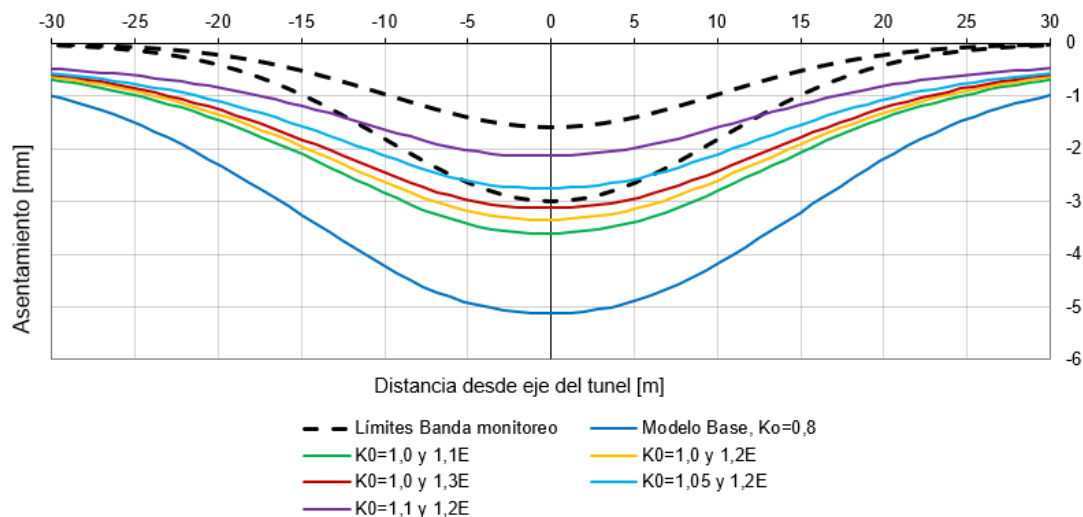


Figura 6-3: Asentamientos en superficie ante variación del módulo de deformación y el coeficiente de empuje en reposo.

A partir de estos resultados se da cuenta de que una reducción del valor de  $K_0$  de 1,1 a 1,05 considerando un módulo de deformación un 20% mayor, permite obtener una curva de asentamientos similar ( $\delta_{max}=2,5$  y  $2,7$  [mm] respectivamente), encontrándose estas dentro del rango deseado. Sin perjuicio de lo anterior, tal y como sucede con los cambios de parámetros de

manera independiente, la curva de asentamientos de la modelación hacia los costados no ajusta con la banda objetivo de monitoreo.

Siguiendo con el retroanálisis, si se tiene en cuenta dos antecedentes, por un lado, la magnitud del cambio del  $K_0$  inicial para lograr obtener asentamientos en el rango deseado, y por el otro, la diferencia en la amplitud o área de influencia de la curva de asentamientos existente entre la curva objetivo y la de modelación, se procede a estudiar la modificación de un tercer parámetro, la cohesión.

En este caso, dado que una de las diferencias principales que manifiestan los estratos de Grava de 1ª y 2ª depositación es la cohesión, se consideran las cohesiones de diseño originales de 35 y 20 [kPa] respectivamente aumentadas en 5 [kPa] cada una, para un  $K_0=0,8$ . Adicionalmente a la variación independiente, se realizan otras 2 variaciones utilizando los resultados parciales de  $K_0$ .

La Tabla 15 y Figura 6-4 muestran las combinaciones de parámetros utilizadas y los resultados obtenidos para cada caso.

Tabla 15: Asentamientos máximos ante variación de  $K_0$  y cohesión.

Modelo	$K_0$	Cohesión 2ª Dep. [kPa]	Cohesión 1ª Dep. [kPa]	$\delta_{max}$ [mm]
M-00	0,8	20	35	-5,1
M-14	0,8	25	40	-4,7
M-15	0,8	30	45	-4,4
M-16	0,8	35	50	-4,0
M-17	1,05	30	45	-2,5
M-18	1,10	30	45	-1,9

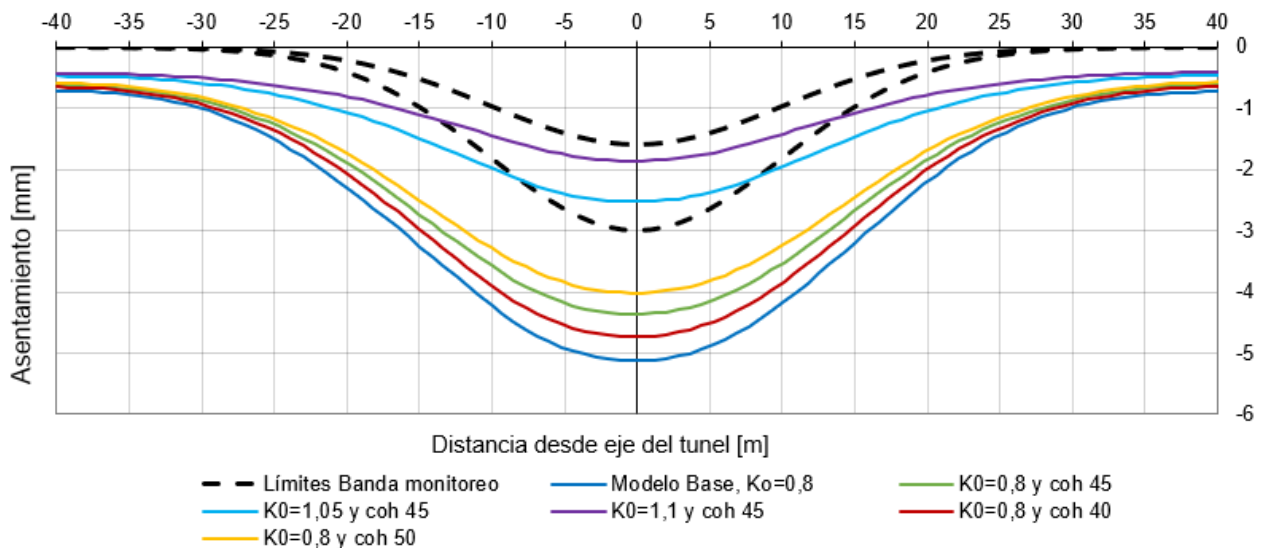


Figura 6-4: Asentamientos en superficie ante variación de la cohesión y del  $K_0$ .

Al observar la Figura 6-4 se puede notar que al variar únicamente la cohesión (M-14, M-15 y M-16) los asentamientos disminuyen al aumentarse el valor de este parámetro, teniendo el comportamiento esperado. Sin embargo, de manera análoga al cambio independiente del módulo de deformación, en el rango de variación utilizado la magnitud del cambio no es suficiente para ajustar los asentamientos máximos al objetivo, encontrándose que el aumento de un 40% de la cohesión considerada inicialmente para el estrato de Grava de 1ª depositación entrega asentamientos máximos de -4 [mm].

Adicionalmente, de manera similar a la variación de 2 variables considerando el cambio del módulo de deformación junto con el  $K_0$ , se obtiene una curva con asentamientos máximos dentro del rango al aumentar la cohesión en ambos estratos en 10 [kPa] y considerando de igual manera un  $K_0$  igual a 1,05 (modelo M-17). A su vez, la curva no modifica el ajuste hacia sus costados.

Realizando un resumen de los resultados obtenidos, se considera que, numéricamente hablando, las configuraciones de los modelos M-04, M-12, M-13, M-17 y M-18 permiten obtener asentamientos máximos cercanos a lo que se tiene como objetivo. Independiente de lo anterior, ninguna de las modificaciones realizadas permite ajustar las porciones laterales de la curva, en específico, en los sectores alejados 10 [m] aproximadamente hacia ambos lados del eje del túnel.

Tabla 16: Resumen modelos factibles.

<b>Modelo</b>	<b><math>K_0</math></b>	<b><math>E/E_0</math></b>	<b><i>Coh. 2ª Dep. [kPa]</i></b>	<b><i>Coh. 1ª Dep. [kPa]</i></b>	<b><math>\delta_{max}</math> [mm]</b>
M-04	1,10	1,0	20	35	-2,5
M-12	1,05	1,2	20	35	-2,7
M-13	1,10	1,2	20	35	-2,1
M-17	1,05	1,0	30	45	-2,5
M-18	1,10	1,0	30	45	-1,9

## 6.2 Modelos factibles

En vista de los parámetros modificados resumidos en la Tabla 16, las variaciones representadas por los modelos M-04, M-12, M-13, M-17 y M-18 permiten acercar los asentamientos máximos a la banda representativa de monitoreo.

De modo de visualizar de manera gráfica el conjunto de modelos factibles, en la Figura 6-5 se presentan las curvas de asentamiento pertenecientes a estos casos.

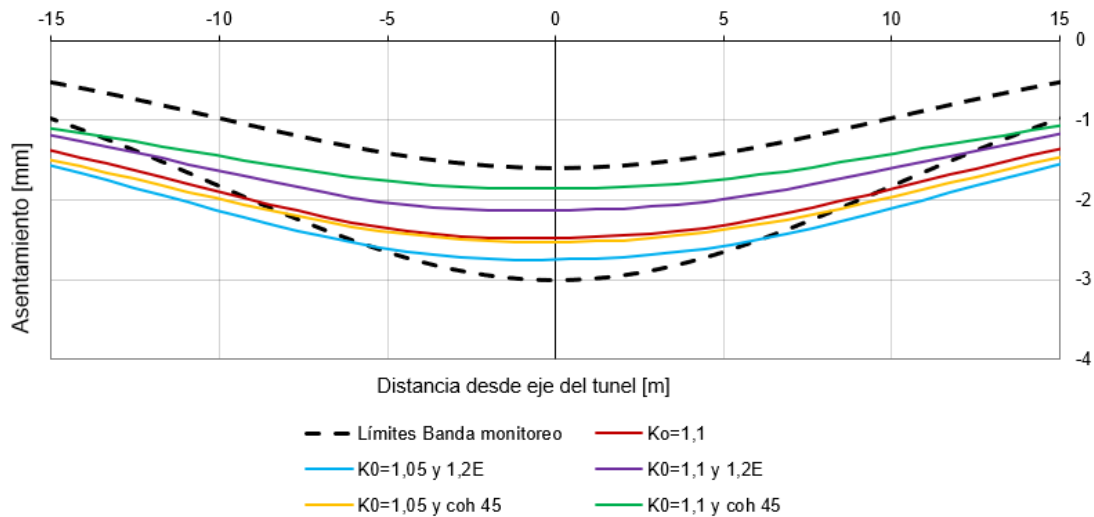


Figura 6-5: Resultados de modelos con asentamientos dentro del rango esperado.

Dada la magnitud de la diferencia entre las mediciones y el modelo base, además de los resultados obtenidos del retroanálisis, es preciso estudiar numéricamente cual es el parámetro predominante dentro de los variados en el estudio que permite disminuir los asentamientos al nivel que se requiere, sin modificar en un porcentaje exagerado su valor.

## 6.3 Análisis de Sensibilidad

Para problemas de este tipo, el análisis de sensibilidad es una herramienta que permite establecer la magnitud del cambio en los resultados del modelo al variar uno o más parámetros de entrada, estableciendo la influencia que tiene cada uno de ellos. En el caso particular de este análisis, el objetivo es determinar el cambio en los asentamientos máximos al variar el módulo de deformación, el coeficiente de empuje en reposo y la cohesión.

Existen diversas maneras de realizar análisis de sensibilidad, en este caso, dado que se cuenta con una baja cantidad de datos se prefiere representar de manera gráfica el cambio y estudiar la tendencia de la curva resultante, aplicando una regresión lineal. La curva se construye a partir de la utilización del valor neto del asentamiento máximo en función de la variable a analizar

normalizada según su valor original  $\left(\frac{\text{Parámetro}}{\text{Parámetro}_{original}}\right)$ , que representa el cambio porcentual de cada parámetro.

### 6.3.1 Módulo de deformación

Para este caso, se realiza el análisis para los resultados de los modelos M-06, M-07 y M-08, además de los modelos M-09, M-10 y M-11, manteniendo fijo el valor de  $K_0$  en 0,8 y en 1,0 respectivamente. Como se muestra en las Tablas 13 y 14, las variaciones son de 10,20 y 30%. Así, se cuenta con 4 puntos para cada  $K_0$  fijo, considerando también el valor inicial.

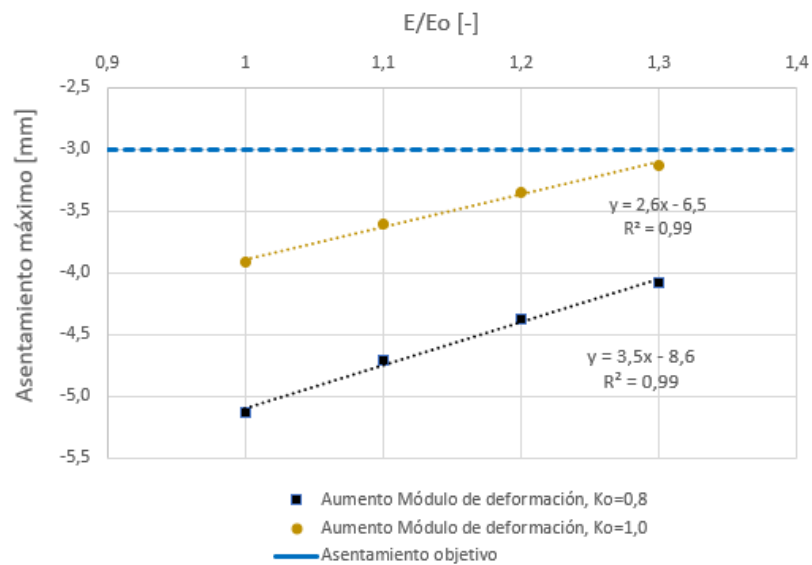


Figura 6-6: Análisis de sensibilidad Módulo de deformación.

Tal y como se puede ver en la Figura 6-6, se obtiene un coeficiente de determinación  $R^2=0,99$  al registrar la curva lineal que representa la disminución de los asentamientos máximos en función del módulo de deformación, indicando un comportamiento lineal en el rango estudiado tanto para  $K_0=0,8$  como para  $K_0=1,0$ .

Además, si se observa la pendiente de cada una de las rectas que representan la tendencia ante el cambio, es posible notar que, al estar en un rango de menores deformaciones ( $K_0=1,0$ ), un aumento en el mismo porcentaje del módulo de deformación genera menor impacto en los asentamientos máximos en términos netos.

Luego, considerando un  $K_0=0,8$ , si se supone que la línea sigue esa tendencia, el módulo de deformación debería aumentar en aproximadamente un 60% para alcanzar al límite superior de la banda de asentamientos representativa, lo que se considera claramente exagerado. Así, se determina que ajustar los resultados del modelo a los medidos a través del cambio único de este parámetro no se considera prudente.

Adicionalmente, si se grafica el mismo cambio porcentual en el módulo de deformación, pero esta vez en función de la variación porcentual del asentamiento máximo  $\delta/\delta_0$ , se obtiene la siguiente representación:

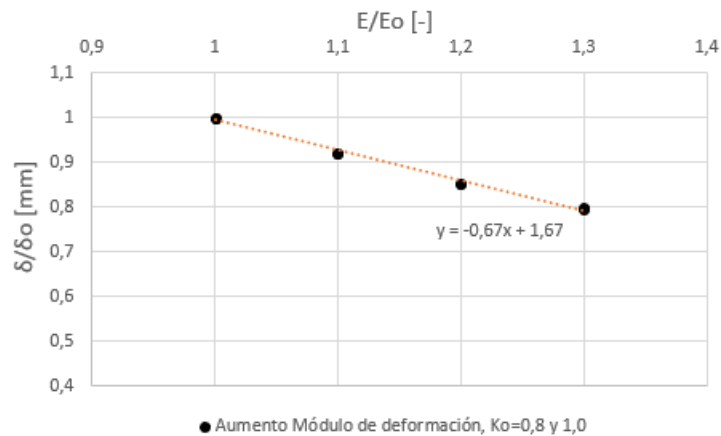


Figura 6-7: Variación porcentual Módulo de deformación v/s Asentamientos máximos.

En ella se observa que la curva que describe el comportamiento de los asentamientos máximos ante el cambio del módulo de deformación se superpone para ambos valores de  $K_0$  considerados. Esto indicaría que, para el modelo construido, independiente de encontrarse en un rango de deformaciones distintas, los asentamientos disminuyen en igual proporción al aumentar el módulo de deformación.

A su vez, se identifica que un aumento de un 10% del módulo de elasticidad disminuye, de manera aproximada, los asentamientos máximos en un 7%, lo que coincide con que un aumento del 60% del módulo de deformación, considerando un  $K_0=0,8$  permitiría recién reducir los asentamientos máximos hasta los 3 [mm].

### 6.3.2 Coeficiente de empuje en reposo

Para el análisis de la influencia del  $K_0$  se utiliza un procedimiento análogo. A partir de los resultados de los modelos M-00, M-01, M-02, M-03, M-04 y M-05, que forman parte de la batería de modelos que mantienen fijo el Módulo de deformación, variando el  $K_0$  desde un valor de 0,8 a 1,2. Los resultados obtenidos son los siguientes:

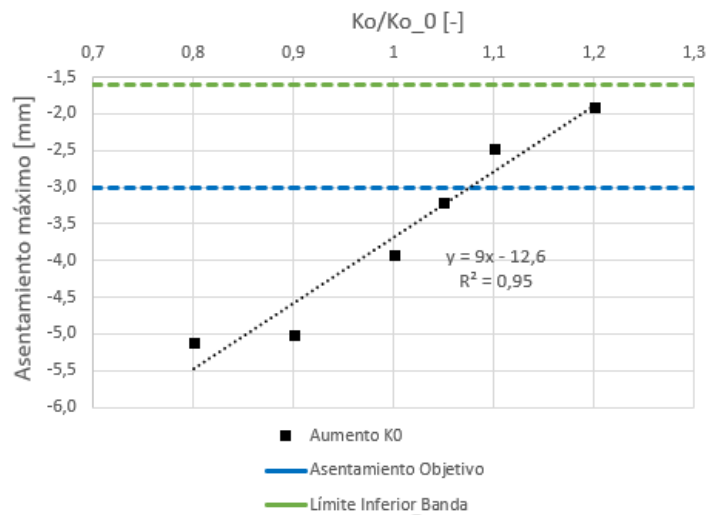


Figura 6-8: Análisis de sensibilidad Coeficiente de Empuje en reposo.

A partir de este análisis se puede recalcar que aumentos en los mismos porcentajes que el módulo de deformación generan disminuciones más notables de los asentamientos máximos, indicando una mayor sensibilidad del modelo ante este parámetro.

En concreto, si se analiza la pendiente de la recta lineal representativa del cambio ante la variación del  $K_0$ , esta tiene un valor 2,6 veces mayor que la del módulo de deformación, lo que significa que un aumento de un 10% del coeficiente de empuje en reposo, a partir de 0,9, resulta en una disminución de más del doble del asentamiento máximo que aumentar el módulo de deformación en el mismo porcentaje.

Esto indicaría que dada la magnitud de la disminución de los asentamientos máximos que se requiere, el coeficiente de empuje en reposo debiese tomar especial relevancia al identificarse que menores variaciones porcentuales de su valor acerca los resultados del modelo a lo deseado.

### 6.3.3 Cohesión

Por último, se analiza la sensibilidad del modelo ante el cambio en la cohesión, para ello se utilizan los resultados del modelo base, y de las variaciones de cohesión utilizadas en los modelos M-14, M-15 y M-16. Cabe destacar que, en vista de los resultados obtenidos y para mayor simplicidad, se considera para este análisis únicamente la variación porcentual de la cohesión para el estrato inferior (Grava de 1ª Depositación). Los resultados obtenidos se pueden ver en la Figura 6-9:



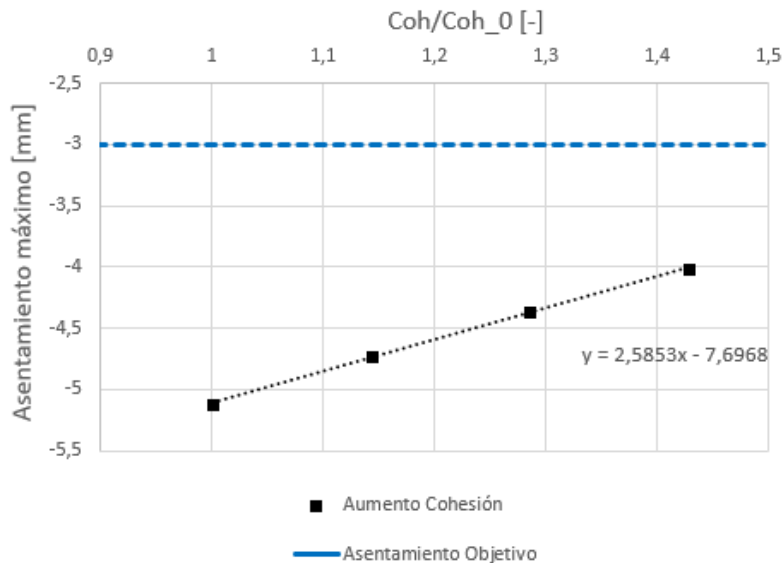


Figura 6-9: Análisis de sensibilidad cohesión.

El análisis de sensibilidad del modelo ante la variación de la cohesión indica, al igual que el módulo de deformación, un comportamiento lineal de la disminución de los asentamientos máximos al aumentar este parámetro.

En concreto, se tiene que para un aumento del 40% del valor original, los asentamientos máximos disminuyen en aproximadamente 1 [mm], presentando la función lineal una pendiente similar al de la variación del módulo de deformación.

### 6.3.4 Regresión lineal múltiple

El análisis de sensibilidad a través de regresión lineal múltiple para el cambio de los 3 parámetros considerados se utiliza para confirmar el comportamiento visto en el análisis de una variable de una manera más globalizada, al considerar la totalidad de modelos y sus correspondientes variaciones.

El objetivo es incluir en una única relación la influencia en los asentamientos máximos producto del cambio de cada uno de los parámetros. Para ello, se utiliza el método de regresión lineal múltiple, consistente en representar mediante una función lineal dependiente de cada uno de los parámetros el asentamiento máximo obtenido como resultado de cada uno de los modelos. Dada la cantidad de parámetros involucrados, la relación tiene esta forma:

$$\delta_{max} = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \beta_3 x_3 \quad (6.1)$$

Donde  $\delta_{max}$  es el asentamiento máximo obtenido de la modelación,  $\beta_{0,1,2,3}$ , a determinar, son los parámetros que indican la influencia de cada variable y  $x_{1,2,3}$  representa los 3 parámetros variados en la modelación.

Para la cantidad de parámetros incluidos, esta función se denomina genéricamente hiperplano, que no es susceptible de ser representado gráficamente como si lo es la línea recta al considerar sólo una variable. De esta manera el resultado se muestra sólo de manera analítica.

Luego, siguiendo con la regresión, dado que se cuenta con tantas ecuaciones como modelos, se tienen en total 19 relaciones como la descrita en la ecuación X, por lo tanto, para representar de manera más compacto el problema, es conveniente utilizar notación matricial, resultando la ecuación presentada de la siguiente manera:

$$\delta_{max} = X\beta \quad (6.2)$$

Donde la matriz X incluye el cambio porcentual de los 3 parámetros para cada uno de los 19 modelos,  $\delta_{max}$  representa un vector de 19 elementos que posee los asentamientos máximos registrados y  $\beta$  representa el vector de 4 elementos que se desea determinar.

De esta manera, el problema se reduce a determinar el vector de coeficientes  $\beta$ , el cual se calcula a partir del método de mínimos cuadrados (MCO):

$$\delta_{max} = (X^T X)^{-1} X^T \delta_{max} \quad (6.3)$$

La matriz X, el vector de asentamientos  $\delta_{max}$  y la resolución de la ecuación anterior tienen una extensión considerable producto de los 19 modelos incluidos, por lo que se presentan en el Anexo D. Finalmente, la función lineal resultante es la siguiente:

$$\delta_{max} = -17,29 + 6,24x_1 + 2,91x_2 + 2,93x_3 \quad (6.4)$$

Donde:

$x_1$ : Coeficiente de empuje en reposo

$x_2$ : Módulo de deformación

$x_3$ : Cohesión

Los coeficientes  $\beta$  se interpretan de tal manera que un aumento del 10% de cualquiera de las 3 variables  $x_i$  consideradas, manteniendo fija las otras 2, genera una disminución de los asentamientos  $\delta_{max}$  igual a un décimo del coeficiente  $\beta_i$  asociado a cada variable.

Así, como se ve en la función resultante, la variable con el factor más grande es el coeficiente de empuje en reposo, lo que es un indicativo de que, incluso considerando los modelos que varían sus parámetros de a 2 o más variables, el modelo confirma su mayor sensibilidad ante el cambio de este parámetro.

Por ejemplo, en específico se tiene que según la función obtenida, aumentar un 10% el coeficiente de empuje en reposo disminuye los asentamientos máximos en aproximadamente 0,6 [mm]. Además, dados los factores para el módulo de deformación y la cohesión, se obtiene que estos tienen un impacto similar en los asentamientos máximos al realizar variaciones porcentuales de estos.

#### 6.4 Validación con distintas coberturas de túnel

Con los modelos factibles en términos de asentamientos máximos superficiales en las cercanías del eje central del túnel, y teniendo en cuenta el análisis de sensibilidad realizado, se lleva a cabo una validación de los parámetros calibrados de 3 de estos modelos. Lo anterior se realiza modificando la profundidad del túnel modelado inicialmente, ajustándola a los valores promedio entregados en la Tabla 10 para el resto de las mediciones.

El procedimiento que se realiza consiste en la construcción de un modelo numérico distinto para cada una de las 6 discretizaciones de cobertura de túnel no utilizadas, siguiendo las mismas directrices detalladas en el Capítulo 5 para el modelo utilizado como base. Se modifica así la malla de diferencias finitas tal que se reduzca la cobertura del túnel y se ajustan los parámetros del modelo constitutivo que dependen de esta misma variable.

En la Tabla 17 se muestran los modelos y sus parámetros considerados para la validación, teniendo en cuenta que la selección de ellos está justificada principalmente en considerar la menor variación de sus parámetros, especialmente del coeficiente de empuje en reposo, de tal manera que los asentamientos máximos se ajusten al rango deseado.

Tabla 17: Parámetros considerados para variación de coberturas.

<b>Modelo</b>	<b><math>K_0</math></b>	<b><math>E/E_0</math></b>	<b><i>Coh. 2<sup>da</sup> Dep. [kPa]</i></b>	<b><i>Coh. 1<sup>ra</sup> Dep. [kPa]</i></b>	<b><math>\delta_{max}</math> [mm]</b>
M-04	1,10	1,0	20	35	-2,5
M-12	1,05	1,2	20	35	-2,7
M-15	1,05	1,0	30	45	-2,5

De esta manera se tienen 6 modelos adicionales para cada uno de los grupos de profundidad de túnel restantes, a los cuales se les realiza las 3 modificaciones que se ven en la Tabla 17, totalizando 18 nuevos resultados.

Luego, a partir de la incorporación del cambio de estos parámetros, se determina la respuesta ante estas variaciones y se compara con los datos de monitoreo, de la misma manera que se realiza para el modelo base. Para ello se utiliza las bandas de asentamiento representativas expuestas los gráficos dispuestos en el Capítulo 4.

Los resultados obtenidos para cada uno de los grupos se muestran a continuación:

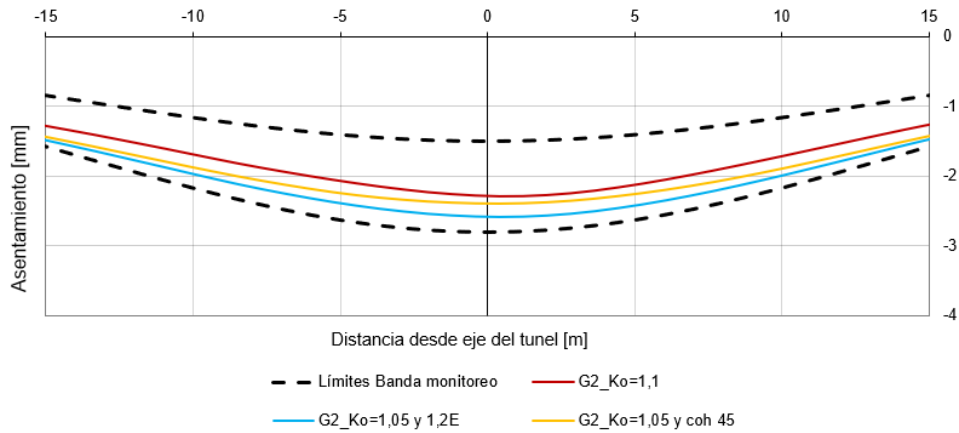


Figura 6-10: Comparación mediciones y modelación, verificación G2,  $H/D_{eq}=2,4$ .

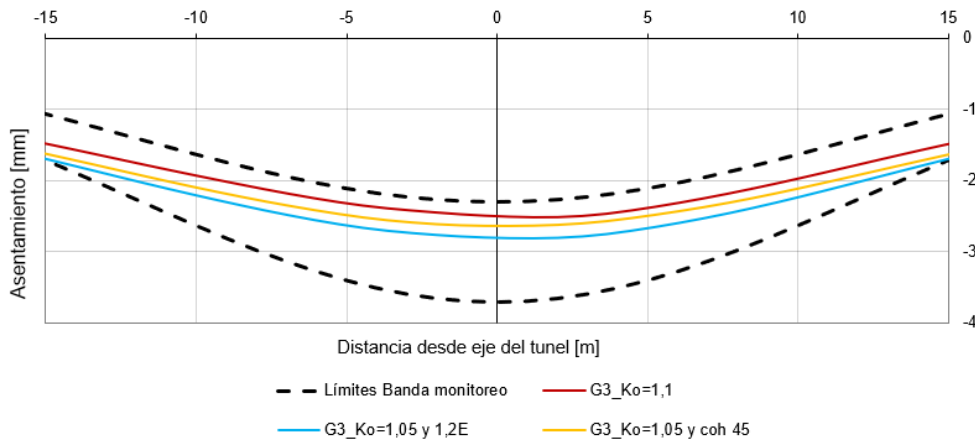


Figura 6-11: Comparación mediciones y modelación, verificación G3,  $H/D_{eq}=2,6$ .

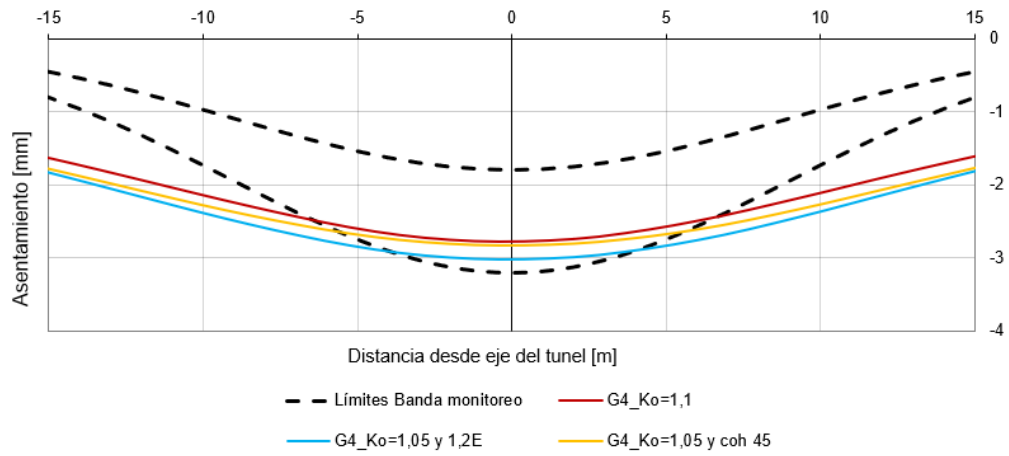


Figura 6-12: Comparación mediciones y modelación, verificación G4,  $H/D_{eq}=2,7$ .

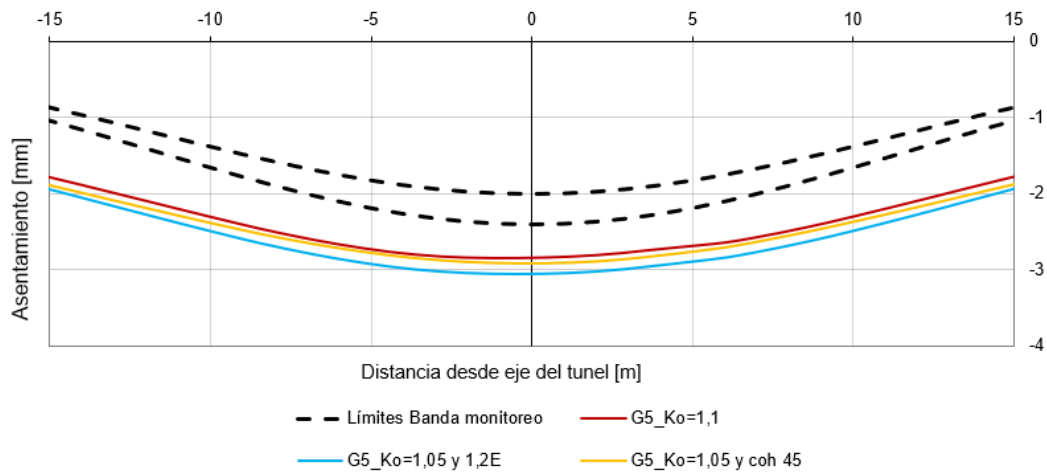


Figura 6-13: Comparación mediciones y modelación, verificación G5,  $H/D_{eq}=2,8$ .

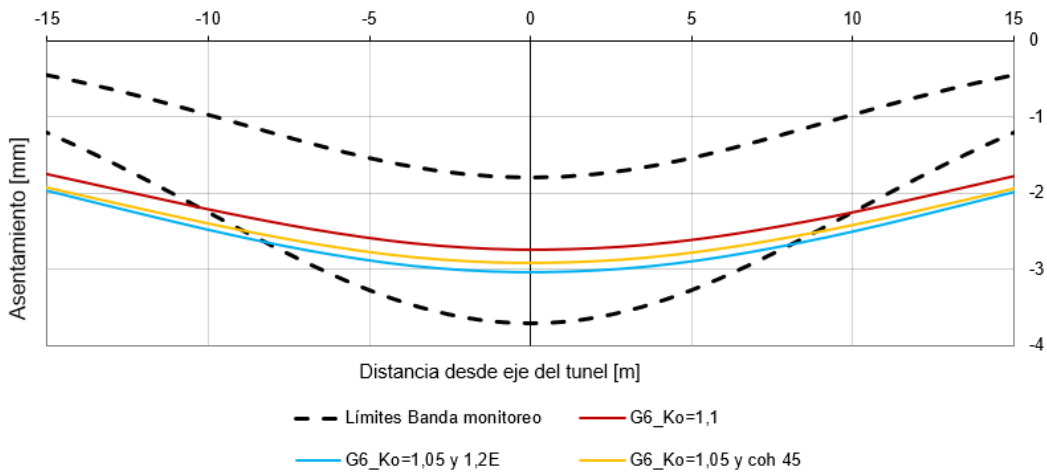


Figura 6-14: Comparación mediciones y modelación, verificación G6,  $H/D_{eq}=2,9$ .

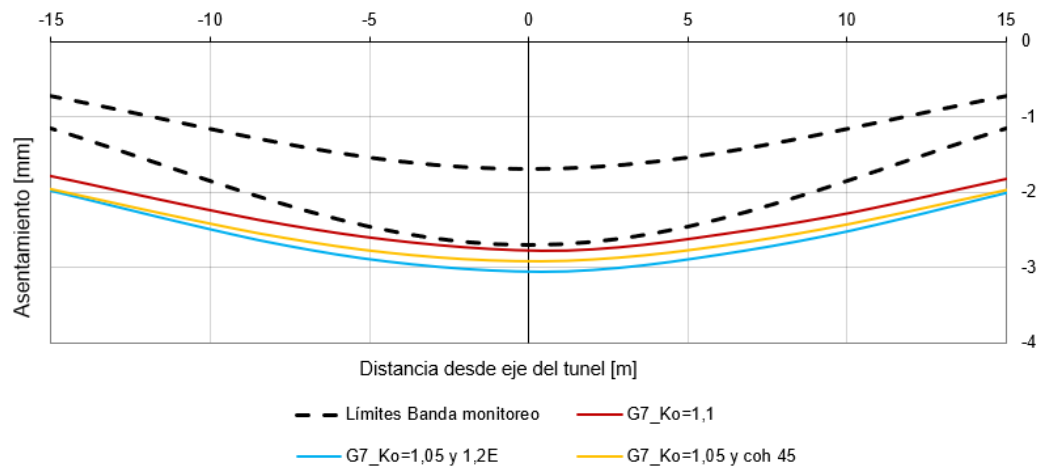


Figura 6-15: Comparación mediciones y modelación, verificación G7,  $H/D_{eq}=3,0$ .

## 6.5 Discusión de resultados

Adicional al análisis realizado para los resultados del presente capítulo, necesario para llevar a cabo el retroanálisis, en la presente sección se discute y realizan apreciaciones finales sobre los resultados de las curvas de monitoreo mostradas en el Capítulo 4 y de los resultados del retroanálisis.

### 6.5.1 Curvas de asentamiento de monitoreo

Con respecto a las curvas de asentamiento superficial de monitoreo estimadas mediante análisis estadístico se realizan las siguientes apreciaciones:

- En el rango de profundidad de túnel cubierto y para las condiciones en las que se seleccionaron las secciones de túnel interestación a analizar, no parece haber una relación necesariamente lineal entre los asentamientos máximos y la profundidad a la cual se encuentra el túnel. Encontrándose un valor mínimo de -1,5 [mm] y un máximo de -4,1 [mm] para la totalidad de secciones analizadas.
- Tampoco se ve una relación evidente entre esta misma profundidad y el área de influencia teórica, definida a partir de la desviación estándar  $\sigma$  que representa el punto de inflexión de la curva de asentamiento.
- Algunos grupos poseen una diferencia notable en la desviación estándar de sus datos individuales en relación con el resto, como es el caso del grupo G5 y el G6 (Tabla 11), con valores promedio de  $\sim 0,23$  y  $0,83$ , lo que, considerando el orden de magnitud de los asentamientos máximos, podría indicar más regularidad de mediciones en un grupo.

Las diferencias evidenciadas en torno a lo cercano de los asentamientos máximos se podrían atribuir a la profundidad a la que se ubican los tramos de túnel estudiados, los cuales poseen una relación  $H/D_{eq}$  entre 2,3 y 3,0, considerada alta para túneles de Metro, lo que sumado a las bajas deformaciones producto del tipo de suelo, provocaría una relativa estabilización de los asentamientos manifestados en superficie para el rango de profundidad existente.

Por otro lado, con respecto a la incapacidad de establecer una relación entre la ubicación del punto de inflexión de cada curva estimada y la profundidad del túnel, se atribuye esta condición a errores aleatorios en la medición de los asentamientos, así como también a la naturaleza no lineal que presentan los suelos.

Por último, a pesar de que los valores de desviación estándar pudiesen indicar mayores precisiones para ciertas profundidades, también hay que tener en cuenta el tamaño de cada muestra. Mientras el grupo G5 posee 7 secciones y baja desviación de sus datos, el G6 posee 15 y una alta desviación, luego la diferencia no se atribuye a ningún fenómeno en específico más que a la no linealidad del suelo y la precisión de las mediciones.

## 6.5.2 Retroanálisis

### 6.5.2.1 Modelos Factibles

En base a los resultados obtenidos, ninguna de las modificaciones realizadas a los parámetros permite ajustar la curva de asentamientos tanto en sus valores máximos como en las porciones laterales. Con respecto esto, las razones pueden ser varias, sin embargo, a partir de los resultados expuestos se da cuenta de que la amplitud de la curva a tan bajas deformaciones se encuentra mayormente influenciada por la magnitud de los asentamientos más que al ajuste de un parámetro en particular, por cuanto en el rango estudiado las curvas de modelación tienden a tener una amplitud mayor mientras menores sean los asentamientos.

Adicionalmente, Layera S. (2018) a partir de la comparación de curvas de asentamientos superficial producto de la construcción de túneles interestación en suelos finos para la misma Línea 3 obtiene comportamientos similares en cuanto al ajuste deficiente hacia los extremos de la curva, sin embargo, los resultados se han utilizado exitosamente en la predicción de asentamientos máximos debido a la construcción de túneles en esas zonas. Luego, se considera prudente analizar y ajustar las curvas de asentamiento transversal en su porción central.

Finalmente, con respecto a los valores de  $K_0$  necesarios para ajustar los asentamientos del modelo a los medidos in situ, se da énfasis en señalar que no se establece un valor exacto para este parámetro, sino que se estima, en base a los resultados obtenidos, que es necesario un aumento de este valor con respecto al que se utiliza actualmente para que los modelos utilizados en el diseño de estos túneles predigan de mejor manera los asentamientos máximos.

### 6.5.2.2 Validación variando cobertura de túnel

Una vez realizadas las variaciones de la cobertura de túnel y habiendo aplicado los parámetros de los modelos factibles M-04, M-12 y M-15 resumidos en la Tabla 17 para el ajuste de la porción central de las curvas, es posible observar de los gráficos de la Sección 6.4 que, algunos de ellos, en específico el correspondiente al grupo de secciones G2, G3 y G6, presentan un ajuste aceptable en términos de los asentamientos máximos en la porción cercana al eje del túnel, mientras que el G5 y G7 arrojan resultados que quedan levemente por fuera de la banda representativa de monitoreo. Por último, el G4 se ajusta de manera similar a los resultados del modelo utilizado como base de análisis.

Así, desde el punto de vista numérico, se puede decir de manera generalizada que los parámetros considerados para las distintas profundidades de túnel permiten estimar a través de la modelación en FLAC3D el rango en el que se mueven las deformaciones máximas superficiales en las zonas cercanas al eje central del túnel.

Siendo la variación del coeficiente de empuje en reposo el factor predominante al disminuir los asentamientos de la modelación se confirma para las distintas profundidades de túnel que un



valor cercano a la unidad presenta mejores acercamientos en términos de asentamientos máximos a las mediciones de monitoreo.

Por último, se realizan las siguientes apreciaciones:

- Las variaciones de la profundidad del túnel en el rango de movimiento no varían significativamente los asentamientos obtenidos de modelación, encontrándose las 3 combinaciones realizadas para cada nivel de profundidad en un rango acotado de entre -2,3 y -3 [mm]. Este resultado se condice con los resultados de monitoreo en términos de la no linealidad de estos ante un cambio en la profundidad del túnel.
- Es posible que en un suelo con las características de rigidez y parámetros resistentes que posee la Grava del Mapocho, las variaciones en profundidad de un túnel de área relativamente baja, como es el caso de los interestación tipo Herradura, no genere variaciones significativas de las deformaciones en superficie para túneles, lo que se extrae de las mediciones de monitoreo y los resultados de modelación.
- Desde el punto de vista de la relación altura-diámetro  $H/D_{eq}$  de los túneles estudiados, estas son siempre mayores a 2,0, variando desde 2,3 a 3,0 aproximadamente. Luego, dados los resultados obtenidos, esta profundidad de túnel podría considerarse suficiente como para obtener, por un lado, asentamientos bajos, y por el otro, leves variaciones no lineales en los asentamientos máximos al disminuir o aumentar la profundidad del túnel.
- Tiene sentido que al estar trabajando en un rango de deformaciones pequeñas un cambio en el módulo de deformación del suelo genera menor impacto en los asentamientos, por cuanto al estar menos deformado el suelo, el cambio porcentual de asentamiento ante un cambio de la rigidez tiene un valor neto menor.

# Capítulo 7

## Comentarios y Conclusiones

### 7.1 Retroanálisis y Análisis de sensibilidad

A partir de los resultados del retroanálisis se evidencia que dentro de los parámetros variados, el módulo de deformación y la cohesión por sí solos no permiten ajustar la curva de modelación a los resultados de las mediciones de monitoreo, al menos no variando estos parámetros en un rango razonable. Este fenómeno se ve confirmado al realizar el análisis de sensibilidad de una variable y la regresión lineal múltiple para todos los modelos considerados, la cual entrega que el modelo es al menos 2 veces más sensible ante un cambio en el coeficiente de empuje en reposo que al cambiar el módulo de deformación o la cohesión.

Dentro de la totalidad de variaciones consideradas en el modelo computacional, las que consideran un valor del coeficiente de empuje en reposo  $K_0$  ligeramente mayor a la unidad permiten ajustar la curva de asentamientos y predecir así los asentamientos máximos, los cuales se ubican en la zona sobre la superficie cercana al eje del túnel. Por el contrario, hacia el borde de la malla se presentan diferencias mayores, las que no pudieron ser ajustadas variando ninguno de los 3 parámetros considerados, encontrándose una sobreestimación de los asentamientos superficiales al alejarse de la superficie sobre el eje del túnel. Esto se traduce en que el área de influencia en superficie de la excavación real, estimada a partir de las mediciones de monitoreo, es menor a la predicha. Sin perjuicio de lo anterior, se considera prudente analizar los asentamientos máximos dada su baja magnitud, y a que los que controlan justamente el diseño son estos.

Dentro de los modelos que entregan una solución acertada para los asentamientos máximos, mostrados en la Tabla 16, se distinguen 3 de ellos, el M-04, M-12 y M-15, los cuales se consideran por sobre los otros en base a que poseen una menor variación neta de cada uno de sus parámetros. En específico estos son que se muestran en la Tabla 18:

Tabla 18: Modelos que ajustan de manera acertada las deformaciones máximas en superficie.

Modelo	$K_0$	$E/E_0$	Coh. 2 <sup>da</sup> Dep. [kPa]	Coh. 1 <sup>ra</sup> Dep. [kPa]	$\delta_{max}$ [mm]
M-04	1,10	1,0	20	35	-2,5
M-12	1,05	1,2	20	35	-2,7
M-15	1,05	1,0	30	45	-2,5

Con respecto a los parámetros modificados, el más notable se encuentra al necesitar valores de  $K_0$  entre 1,05 y 1,10 para representar el comportamiento en superficie de los asentamientos máximos. Se hace énfasis en que no se propone uno de estos valores de manera exacta para el coeficiente de empuje en reposo, sino que, de acuerdo los resultados obtenidos y al análisis de sensibilidad, se evidencia que es posible que para el diseño de túneles en Grava del Mapocho utilizando FLAC3D, el valor de  $K_0$  sea más grande, incluso llegando a valores cercanos a 1,0. Este resultado además, se condice con resultados de ensayos presiométricos realizados por Ortigosa (2004) y a una investigación previa con base en un retroanálisis probabilístico realizado a túneles de metro embebidos en el mismo tipo de Grava, hechos por Braga et al. (2004). Además, teniendo en cuenta la confiabilidad y los esfuerzos que se han realizado para estimar el módulo de deformación y la cohesión en las Gravas de Santiago v/s el coeficiente de empuje en reposo, se considera posible establecer que los valores de  $K_0$  utilizados actualmente para el diseño de túneles urbanos podrían ser aún más bajos de lo adecuado.

Con respecto a las modificaciones realizadas al módulo de deformación del suelo, aumentando su valor en un 20% en el modelo M-12, se señala que es improbable que este parámetro esté siendo infravalorado, pero la necesidad de aumentarlo durante el retroanálisis se puede deber a que, naturalmente, existen elementos estructurales que no fueron considerados en los modelos, los que aportan rigidez y disminuyen las deformaciones observadas en terreno. El ejemplo de esto lo representan las mallas de refuerzo y los marcos reticulados, por cuanto en la modelación sólo se considera la capa de hormigón proyectado como sostenimiento inicial.

Por otro lado, el aumento en la cohesión registrado en el modelo M-15 se justifica bajo la posibilidad de que en los modelos considerados en la etapa de diseño se esté subestimando la cohesión ‘aparente’ que poseen en mayor parte las Gravas del Mapocho de 1ª Depositación, la que según De la Hoz (2007) se debe a un fenómeno denominado ‘trabazón’ que se manifiesta como resistencia inicial a bajas deformaciones.

Por último, se recalca que según los resultados obtenidos, modificar por separado los parámetros de la Grava de 2ª Depositación, modelada con un espesor de 6 [m], manteniendo fijo los parámetros de la Grava de 1ª Depositación, no modifica significativamente los asentamientos en superficie. Este fenómeno se podría atribuir a que el área de suelo que se retira, y por lo tanto el terreno que acomoda su estado tensional en mayor magnitud corresponde a la Grava ubicada inferiormente, que es donde el túnel se encuentra efectivamente embebido.

## **7.2 Validación variando profundidad**

La validación de los modelos factibles considerando una variación de la profundidad entrega como resultado que 5 de las 7 profundidades de túnel analizadas arrojan curvas de asentamiento del modelo numérico dentro de los límites deseados de la banda definida según las mediciones de monitoreo, para la porción central de estas.

Algunos de estos modelos, como el correspondiente a las mediciones de los grupos G2, G3 y G6 indican un ajuste bastante positivo para la zona central de la curva, mientras que los modelos asociados a los grupos G5 y G7 arrojan asentamientos máximos fuera de la banda objetivo. Para el caso del grupo G5, se considera la baja cantidad de datos y la precisión de las como un factor atribuible al no calce.

Dentro del rango de profundidad de túnel estudiado, desde una relación  $H/D_{eq}=2,3$  a  $3,0$ , tanto para las mediciones de monitoreo como para los resultados de modelación con los modelos factibles indicados en la Tabla 18, se encuentra que los asentamientos máximos se mueven en un rango de entre  $-2,0$  y  $-3,0$  [mm], no manifestándose una relación necesariamente lineal entre profundidad y cambio en los asentamientos máximos.

Finalmente, las diferencias existentes en las comparación para el ajuste según la amplitud de las curvas de monitoreo, manifestada a través del punto de inflexión  $\sigma$  de la curva de gauss estimada, no tienen una relación aparente entre sí, atribuyéndose su diferencia a imprecisiones en la medición, a la estimación de las curvas a partir del promedio de los datos y a las limitantes mismas del modelo, específicamente en cuanto al tamaño y sus condiciones de borde.

### **7.3 Comentarios generales**

Los modelos realizados consideraron la mayor cantidad de factores influyentes en los asentamientos, entre los que se encuentran la geometría de los túneles, su método constructivo, secuencia y longitudes de avance, intentando aproximar estos lo mayor posible a la realidad. Sin embargo, la construcción presenta ajustes en terreno que pueden generar diferencias entre lo planificado y lo realizado finalmente, entre las que se encuentran: cambios en los métodos o secuencia constructiva, cambios en las longitudes de avance e incluso la incertidumbre existente al estimar la estratigrafía del terreno.

En la modelización de un problema geotécnico como lo es la construcción de túneles urbanos, siempre existirá diferencia con lo sucedido en la realidad, tanto por falta de precisión de los parámetros de entrada, como por la correcta representación del comportamiento constitutivo del suelo presente. El objetivo es entonces buscar un punto intermedio entre simplicidad y completitud, permitiendo obtener un modelo que a fin de cuentas represente de manera aproximada el comportamiento in situ y sea útil en un futuro para la etapa de diseño de túneles de características similares.

Para la modelación realizada en la presente memoria se encuentra una alta diferencia entre las mediciones de monitoreo y los resultados de modelación utilizados en la etapa de diseño de los túneles interestación. Por este motivo, la diferencia que se debió incluir en algunos de los parámetros de entrada fue considerable. En base a esa modificación, es necesario entonces contrastar la información del presente estudio con otros análisis de modo de encontrar las

posibles contradicciones que se puedan presentar al variar el tamaño del túnel, su profundidad, y la secuencia constructiva considerada.

El bajo nivel de asentamientos presentados en superficie para la construcción de túneles interestación en la Grava del Mapocho podría dar pie a analizar los métodos constructivos actuales de estos túneles, permitiendo longitudes de avance más grandes siempre y cuando se mantenga un monitoreo constante de las deformaciones de modo que si se tienen valores más altos de lo esperado se ajuste el método constructivo a lo utilizado tradicionalmente.

#### **7.4 Recomendaciones para futuras líneas investigativas**

A continuación, en base al trabajo realizado se exponen una serie de recomendaciones para futuras investigaciones en torno a problemas similares:

- Se podría contrastar lo obtenido de este retroanálisis con los resultados obtenidos para túneles más grandes, donde se presenten deformaciones mayores, como túneles de estaciones pequeñas que involucren un nivel de complejidad bajo al modelarlos para así aislar el impacto sobre el suelo producto de la construcción de este. Para túneles de estas dimensiones, las deformaciones registradas son tan pequeñas que pareciera que el modelo presenta dificultades en estimar la zona de influencia en superficie, por lo que el estudio del cambio en la sección de túnel podría ser interesante.
- Se podría realizar un análisis teniendo en cuenta también datos no utilizados en este estudio, como el monitoreo de asentamientos subsuperficiales y en edificios patrimoniales. Además, se podría incorporar en la calibración de parámetros no sólo un análisis desde el punto de vista de los asentamientos, sino también considerando las tensiones alrededor del túnel, las cuales también son medidas durante y después de la construcción, lo que podría ayudar a validar resultados.
- Se identifica la necesidad de contar con datos de monitoreo confiables y de alta precisión, por cuanto al realizar el filtro de estos datos se encuentra una cantidad considerable de mediciones sin sentido alguno respecto a la tendencia. Bajo esa base, estas diferencias se pueden deber a singularidades en el terreno, por lo que para utilizar datos de monitoreo post construcción se recomienda hacer un chequeo de los valores registrados durante toda su historia, permitiendo identificar una anomalía en los datos y descartar justificadamente los valores.
- Por último, a largo plazo, se considera prudente recomendar el estudio y factibilidad de considerar el comportamiento del modelo numérico utilizando un modelo constitutivo distinto para analizar el comportamiento del suelo producto de la construcción de túneles urbanos en la Grava del Mapocho.

# Capítulo 8

## Bibliografía

1. ARCADIS. Base de datos de proyectos de Metro y diversas unidades de suelos de Santiago.
2. Arenas, A. y Viertel, P. (2010). "Análisis numérico tridimensional avanzado". Santiago, Chile.
3. Austrian Society for Geomechanics, División "Tunneling". 2010. NATM The Austrian Practice of Conventional Tunnelling. Salzburg. Austria.
4. Bard, E.; León, R. y Anabalón, M. (2007). "Análisis Dinámico de Túneles en las Gravas de Santiago Parte I: Análisis de la Resp. Dinámica de las Gravas". V Con. Chileno Ing. Geot.
5. Bermedo, Y. y Villalobos, F. (2017): "Estudio numérico preliminar de los asentamientos en superficie causada por la excavación de un túnel para el Metro de Concepción". Simposio de Habilitación Profesional. Universidad Católica de la Santísima Concepción.
6. Braga, P., Nicolau, R., Negro, A. (2004): "Bayesian updating of tunnel performance for KO estimate of Santiago Gravel". Geotech. aspects of underground construction in soft ground.
7. Butler, J. y Piña, J. 2007. Retroanálisis del túnel Línea 4 del Metro de Santiago, entre Estación Colón y Estación Simón Bolívar. Memoria para obtener el título de ingeniero civil en obras civiles. Santiago, Universidad de Santiago de Chile.
8. Celada, B.; Cuadrado, J.; Tardáguila, I. y Aparicio, A. (2015). Experiencia en el diseño y construcción del túnel interestación de la L-6 del Metro de Santiago (Chile). Santiago, Chile.
9. ÇELİK, S. (2017). "Comparison of Mohr-Coulomb and Hardening Soil Models' Numerical Estimation of Ground Surface Settlement Caused by Tunneling". Iğdır University Journal of the Institute of Science and Technology 7(4): 95-102.
10. CONSORCIO ARA WorleyParsons - ARCADIS. 2013. Informe revisión antecedentes y validación mecánica de suelos Línea 3 Metro de Santiago. Elaborado para Metro.
11. CONSORCIO ARA WorleyParsons - ARCADIS. 2013. Línea 3 Perfil Longitudinal. Elaborado para Metro.
12. CONSORCIO ARA WorleyParsons - ARCADIS. 2013. Mapa de Contorno Línea 3. Elaborado para Metro.
13. CONSORCIO ARA WorleyParsons - ARCADIS. 2016. Estratigrafía del trazado Línea 3, Perfil longitudinal estratigráfico. Elaborado para Metro.
14. CONSORCIO ARA WorleyParsons - ARCADIS. 2013. Memoria de Cálculo túnel interestación Sección Herradura. Gravas. Modelo Geotécnico. Elaborado para Metro.

15. De la Hoz, K. (2007). "Estimación de los parámetros de resistencia al corte en suelos granulares gruesos". Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Tesis para optar al grado de Magister en Ciencias de la Ingeniería Mención Ingeniería Geotécnica. Santiago, Universidad de Chile.
16. Figueroa, C. 2019. Estudio de deformaciones de túneles metropolitanos en zona de cruce por construcción de túnel inferior. Estudio basado en la experiencia de la ingeniería y construcción de la Línea 3 del Metro de Santiago. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Santiago, Universidad de Chile.
17. Gacitúa, J. 2012. Análisis cualitativo y jerárquico de incertezas en la construcción de túneles. Memoria para optar al título de ingeniero civil. Santiago, Universidad de Chile.
18. Gomes, A. (2014) Presentación. "Experiencia en la aplicación del NATM en Metro de Santiago". International NATM Seminar, Santiago Chile. CEO Geoconsult Latinoamérica S.A / Presidente CTES-Chile.
19. González, C. 2016. Estudio de prefactibilidad para la construcción de túneles de Metro mediante máquinas tuneladoras. Memoria para optar al título de ingeniero civil. Santiago, Universidad de Chile.
20. Iglesias, R. 2014. Análisis sísmico de túneles a baja profundidad en los suelos de Santiago. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Santiago, Universidad de Chile.
21. Itasca Consulting Group. 2013. FLAC3D Fast Lagrangian Analysis of Continua in 3 Dimensions, User's Guide. 5th ed. Minnesota. Mill Place.
22. Karakus, M. & Fowell, R. J. (2004). "An insight into the New Austrian Tunneling Method (NATM)". Regional Rock Mechanics Symposium. Artículo publicado.
23. Kort, I & Musante, H. (1976): "Ensayos triaxiales In Situ en Grava de Santiago". Dirección general de Metro.
24. Layera, S. 2018. Back Analysis del modelo numérico utilizado para el diseño de los túneles interestación de la Línea 3 del Metro de Santiago. Memoria para optar al título de Ingeniera Civil. Santiago, Universidad de Chile.
25. Leal, F.; Pozo, J. y Solans, D. (2014): "Proy Línea 3 Metro de Santiago. Monitoreo topográfico y geotécnico: Calibración de modelos tridimensionales geotécnicos". VIII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica.
26. López, M. 2014. Estudio de instrumentación y monitoreo geotécnico – estructural en piques circulares durante la construcción de la Línea 3 del Metro de Santiago. Memoria para optar al título de Ingeniera Civil. Santiago, Universidad de Chile.
27. Lucarelli, A.; Guiducci, G.; Furlani, G.; Sorge, R. (2011). "Cap-Yield model with cohesion, back analysis of real excavations". 2nd International FLAC/DEM Symposium, Melbourne Australia.
28. Mair, R.; Taylor, R.; Burland, J. (1996). "Prediction of ground movements and assessment of risk of building damage due to bored tunnelling". Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, pp. 713-718. Balkema, London.

29. Möller, S. (2006). "The role of K<sub>0</sub>". Tunnel induced settlements and structural forces in linings pp. 57-69. Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Deutschland.
30. Ortigosa P. (2001). Entibaciones en Grava. Seminario Internacional Pasado, Presente y Futuro de la Geotecnia. Lima, Perú.
31. Ortigosa P. (2004). El Coeficiente de Empuje en Reposo en Suelos. V Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica.
32. Oteo, C. y Rodríguez, J. 1998. Subsistencia y auscultación en los túneles del Metro de Madrid. Revista de obras públicas.
33. Pino, D. 2008. Recomendación de bases para el diseño constructivo de túneles. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Santiago, Universidad de Chile.
34. Pozo, J. 2015. Instrumentación de la nueva Línea 3 del Metro de Santiago. En: Seminario: Desafíos geotécnicos en Chile. Santiago, Chile.
35. Pozo, J. 2019. Construcción de Túneles [Diapositivas]. Recuperado de [https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2019/1/CI5534/1/material\\_docente/](https://www.u-cursos.cl/ingenieria/2019/1/CI5534/1/material_docente/).
36. Rey, M. 2016. Análisis de la instrumentación y del monitoreo geotécnico en túneles estación e interestación del Metro de Santiago. Memoria para optar al título de Ingeniero Civil. Santiago, Universidad de Chile.
37. Salas, F. (2018). Monitoring and Dynamic analysis of a discontinuous pile-supported Deep excavation in Santiago Gravel. Thesis for the degree of Msster of Science in Engineering. Santiago, Pontificia Universidad Católica de Chile.
38. Shehzad, M.; Kikumoto, M.; Cui, Y. & Kishida, K. (2019). "The role of dilatancy in shallow overburden tunneling". *Underground Space* Vol 4(3): 181-200. Tongji University and Tongji University Press. Shanghai, China.
39. Solans, D.; Gonzalez, C. y León, R. (2014): "Línea 3 Metro de Santiago: Aspectos relevantes para modelación numérica de obras subterráneas complejas". VIII Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica.
40. Solans, D.; Rojas, B.; Sotomayor, J. & León, R.: "Line 3 of Santiago's Subway (Metro de Santiago): Application of the Cap Yield constitutive model in tunnels and underground works. Santiago, ARCADIS Chile.
41. Terzaghi, K. and Peck, R. (1967) *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 2nd Edition, John Wiley, New York.
42. Uriel, E. 2013. Regresión lineal múltiple: estimación y propiedades. Universidad de Valencia.
43. Valenzuela, G. 1978. Suelo de fundación del gran Santiago. Santiago.
44. Verdugo, R.; Peters, G. y Bejarano, I. (2007). "Evaluación de parámetros geomecánicos de suelos gruesos". VI Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica.
45. Verdugo, R. y de la Hoz, K. (2006). "Caracterización geomecánica de suelos granulares gruesos". *Rev. Int. De Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil*. Vol 6(2): 199-213.



46. Zhao et al. 2015. Model validation and calibration via back analysis for mechanized tunnel simulations – The Western Scheldt tunnel case. *Computers and Geotechnics*.

# Capítulo 10

## Anexos

### 9.1 Anexo A: Perfiles Estratigráficos

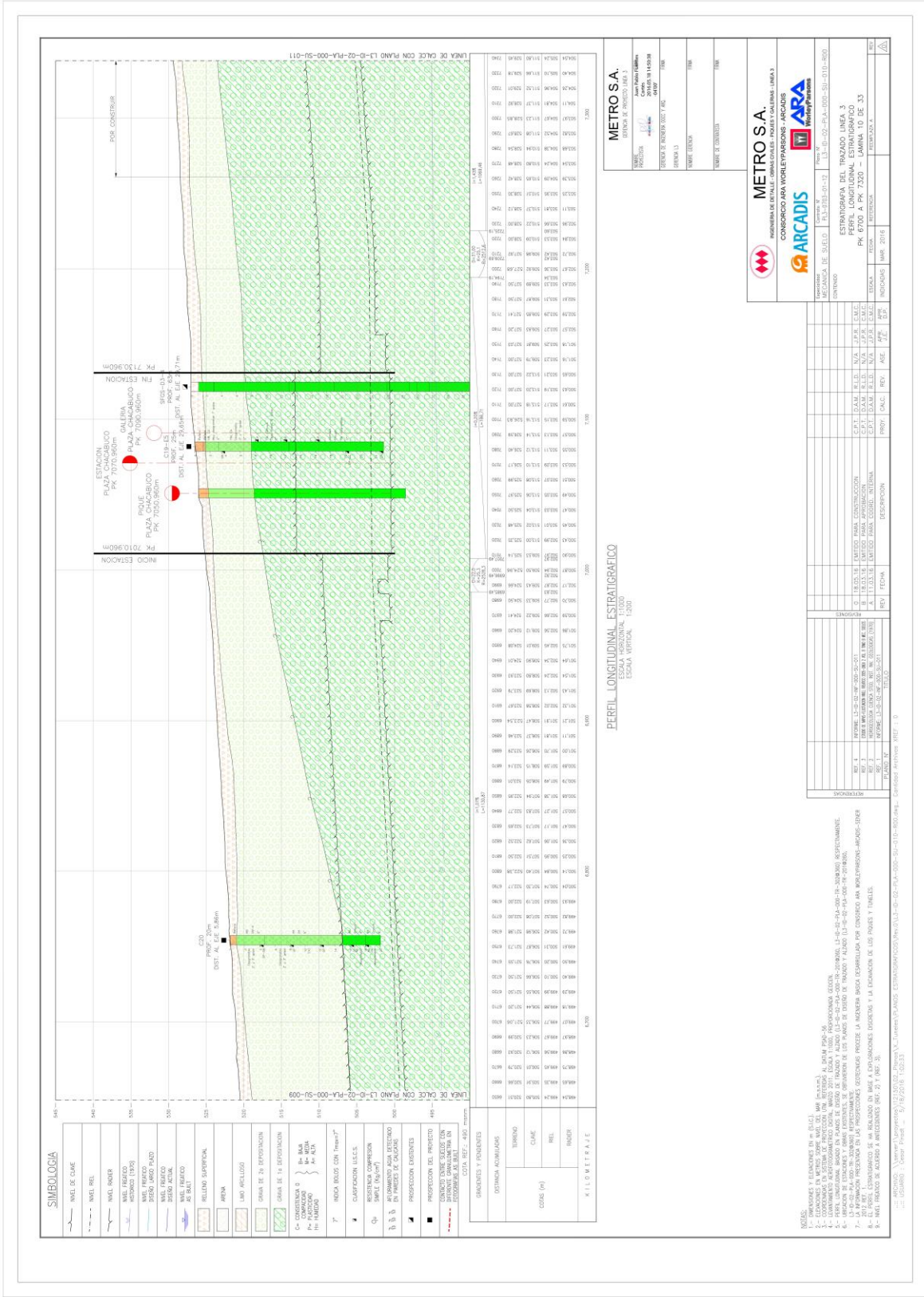


Figura 9-1: Perfil Estratigráfico Pk 6+700 a Pk 7+320.





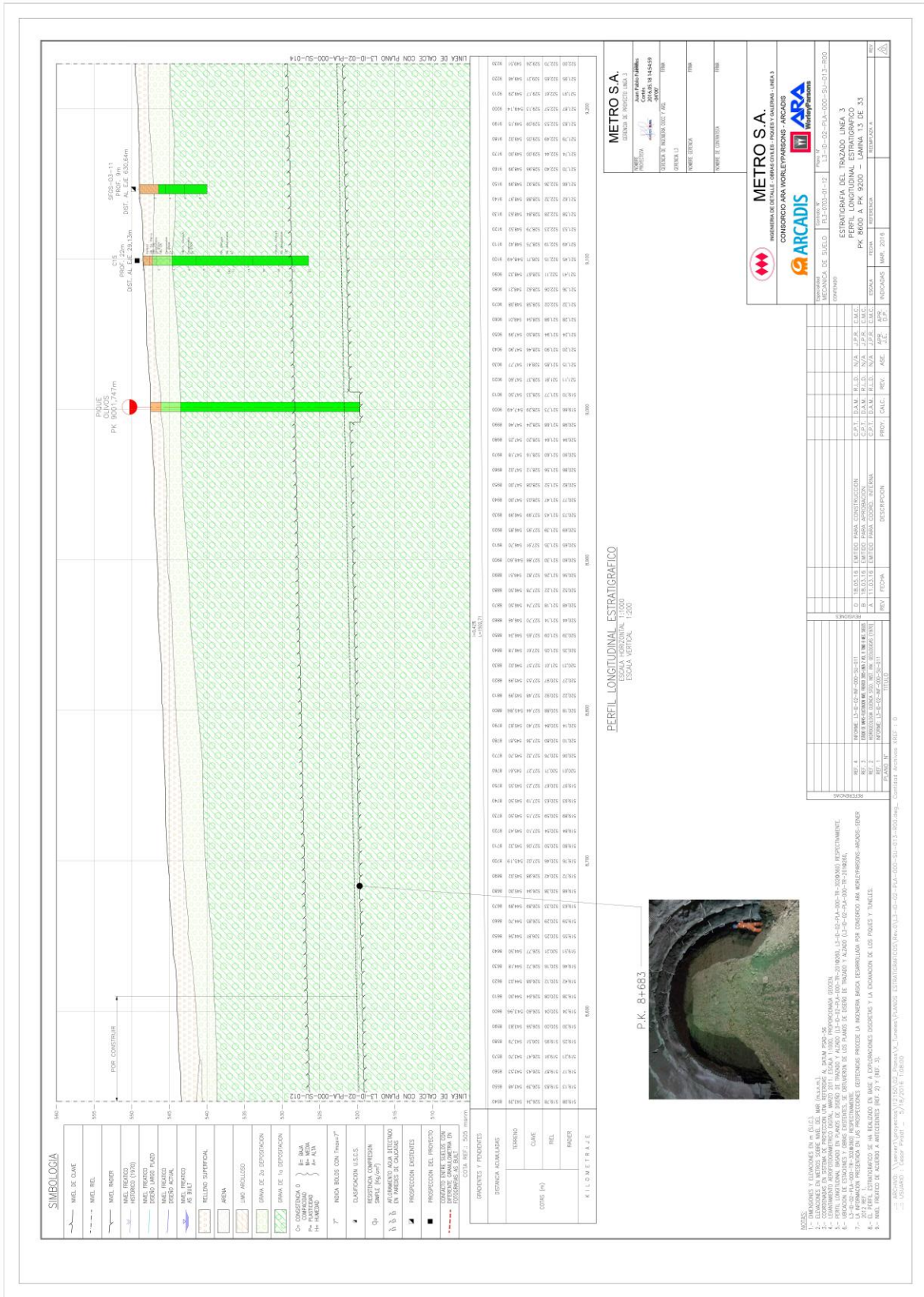


Figura 9-4: Perfil Estratigráfico Pk 8+600 a Pk 9+200.



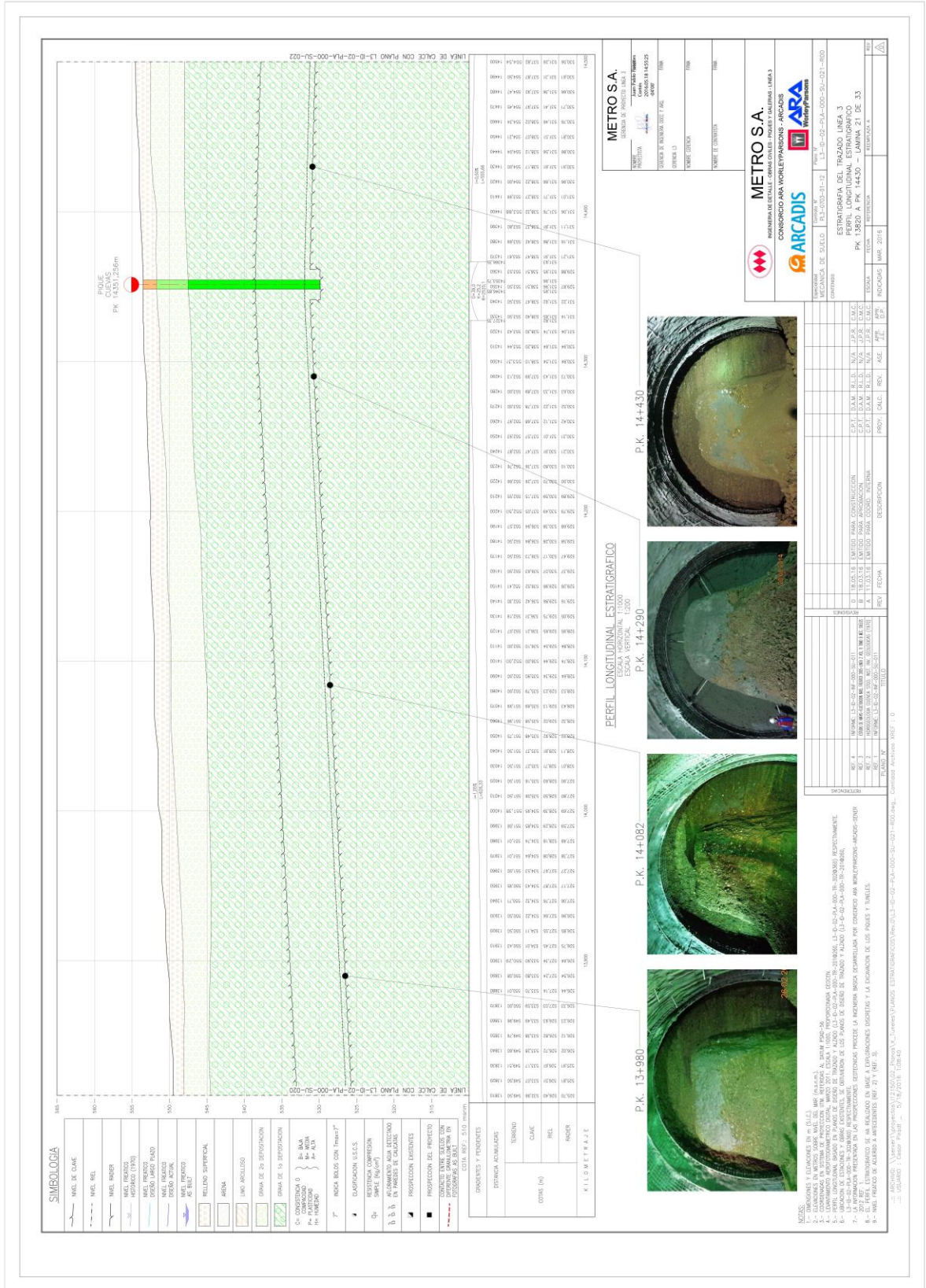


Figura 9-6: Perfil Estratigráfico Pk 13+820 a Pk 14+430.









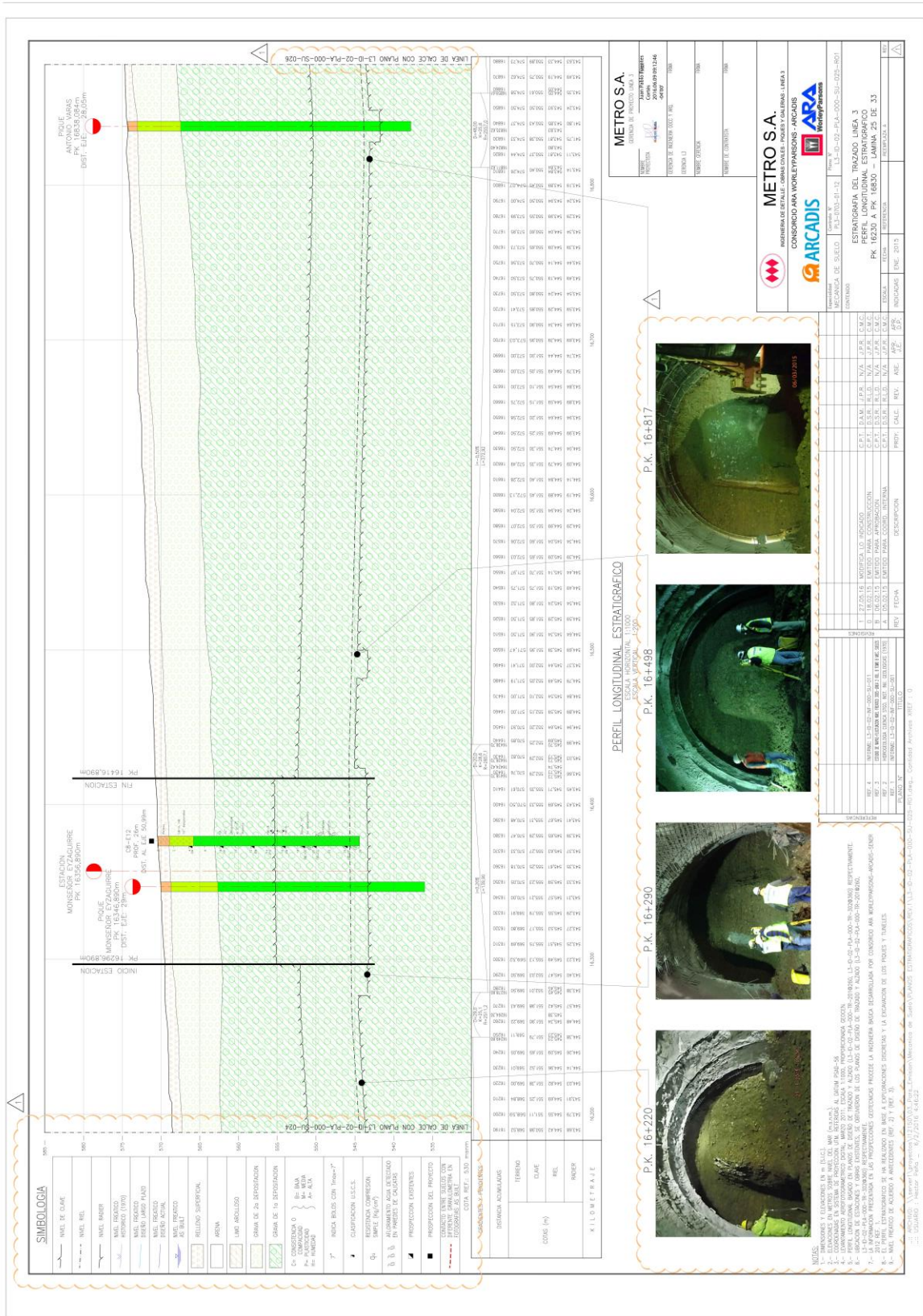


Figura 9-10: Perfil Estratigráfico Pk 16+230 a Pk 16+830.



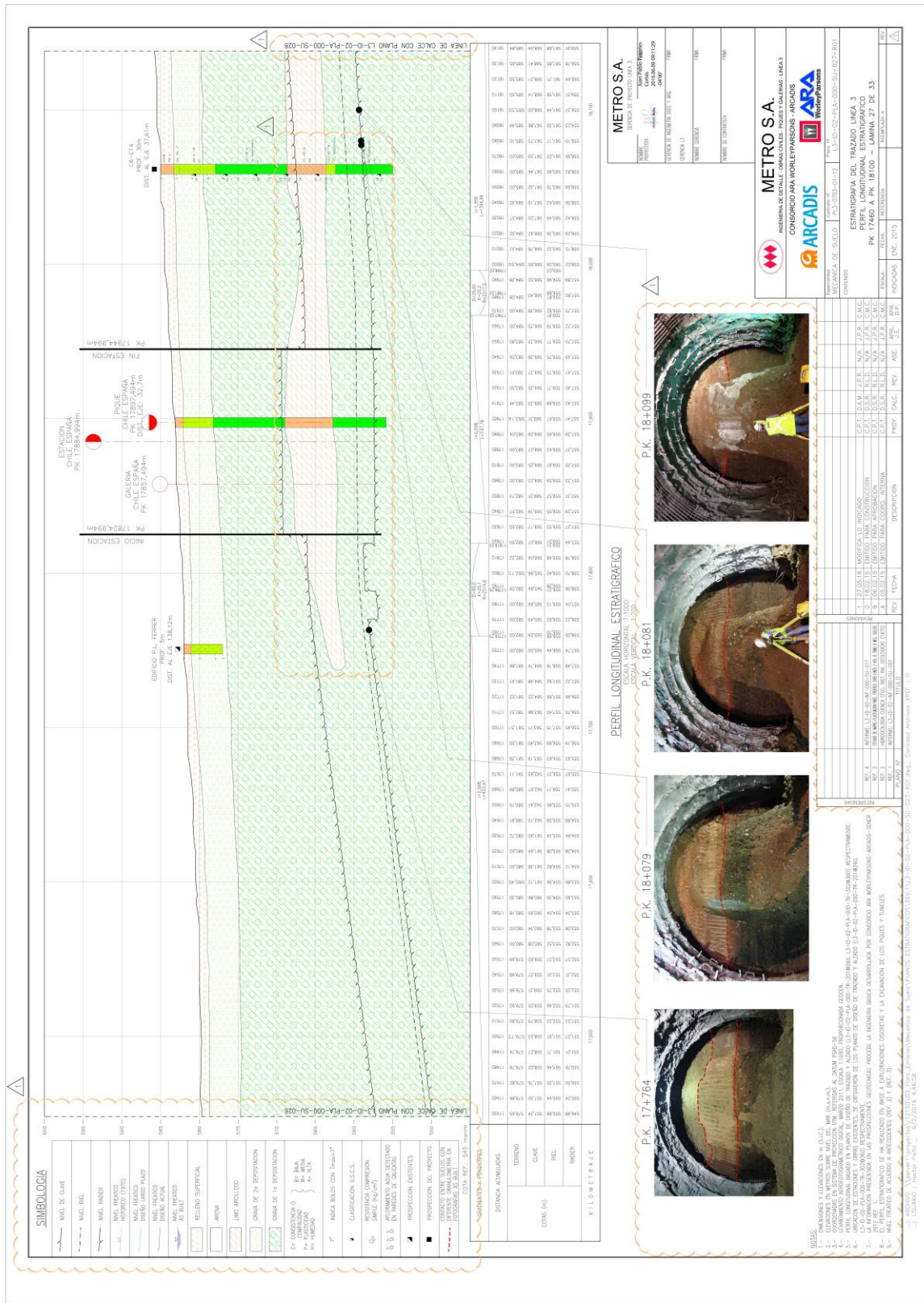


Figura 9-12: Perfil Estratigráfico Pk 17+460 a Pk 18+100.

## 9.2 Anexo B: Geometría T4H-A

Geometría de túnel tipo herradura en curva (T4H-A). Unidades en [cm].

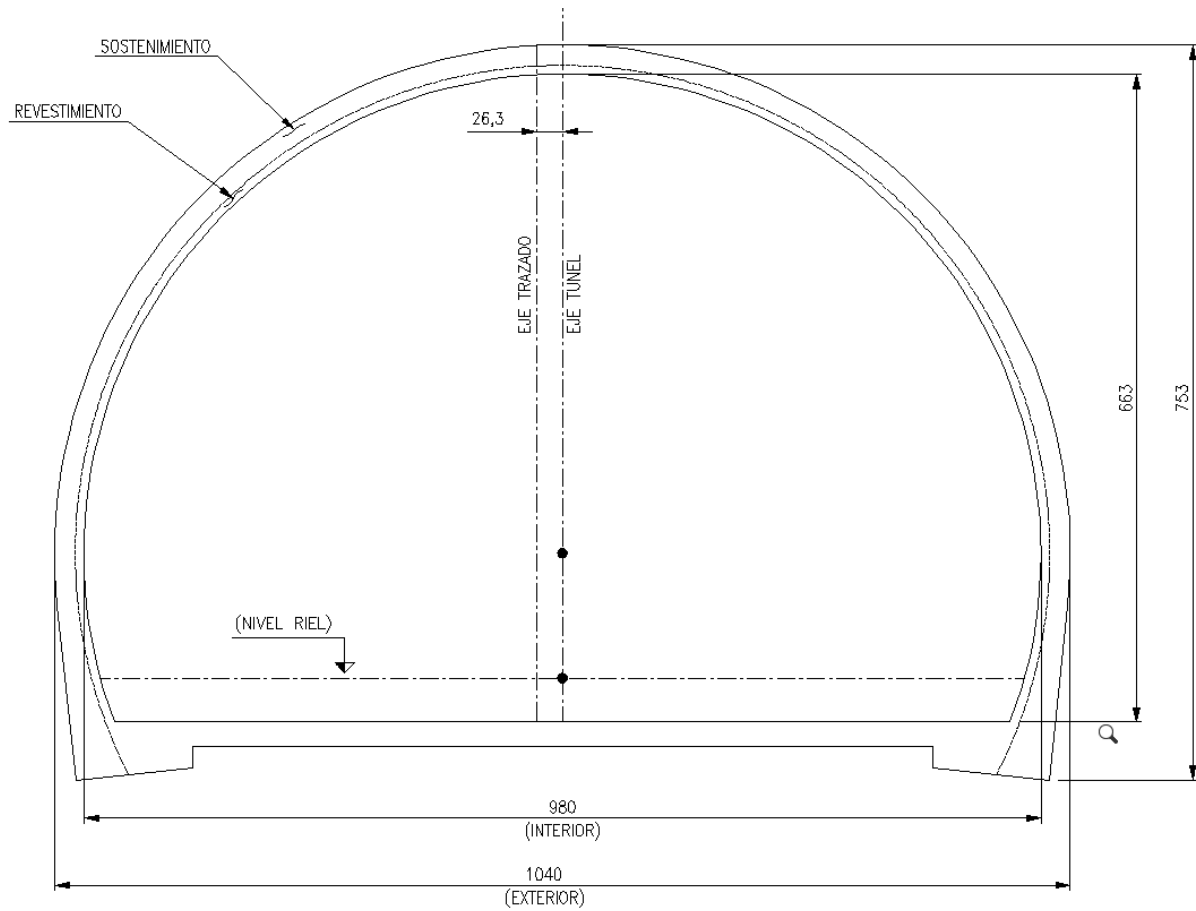


Figura 9-13: Geometría sección tipo herradura en curva T4H-A.

### 9.3 Anexo C: Mediciones de monitoreo

En el Anexo C se presentan 7 tablas, una para cada gráfico discretizado según cobertura de sección. Las tablas contienen los asentamientos medidos para cada sección, su cobertura, y los parámetros básicos de la curva de Gauss ajustada. Cabe destacar que el parámetro correspondiente a la media  $\mu$  se considera 0 para toda sección (asentamiento máximo en el eje del túnel).

Cabe destacar que los cuadros que aparecen en blanco son valores que no se encuentran registrados al momento de realizar la recopilación de las mediciones.

Tabla 19: Mediciones de monitoreo, secciones de 15,5 a 17 [m] de cobertura

Pk Sección		Distancia desde Eje Túnel [m]					Cobertura [m]	Parámetros Curva	
		-10	-5	0	5	10		$\delta_{max}$ [mm]	$\sigma$ [-]
[km]	[m]	Asentamiento [mm]							
7	839		-1,71	-2,11	-1,91		16,9	-2,1	11,0
7	914		-1,33	-2,51	-2,56		16,8	-2,6	10,0
7	939		-2	-2,65	-2,8		16,9	-2,7	9,0
7	964		-0,9	-2,7	-2,2	-1,6	16,7	-2,8	8,0
8	99		-1,49	-2,69	-2,29		16,2	-2,7	8,0
8	174		-1,78	-1,98	-1,68		15,9	-2,1	8,0
8	199		-0,9	-1,5	-1,7		15,8	-1,7	7,0
8	224		-1,3	-1,22	-1,5		15,8	-1,6	9,0
8	249		-1,84	-2,05			15,7	-2,0	9,0
13	839		-2,28	-1,48	-1,96		16,7	-2,4	8,0
13	889		-1,77	-1,27	-1,46		16,6	-1,9	9,0
13	914		-2,31	-2,4	-2,31		16,8	-2,5	10,0
13	939		-2,29	-2,4	-2,09		16,8	-2,5	10,0
13	989		-2,96	-3,22	-2,98		16,5	-3,2	13,0
14	11		-3,24	-2,75	-3		16,8	-3,4	11,0
14	32		-1,68	-1,3	-1,46		16,6	-1,6	9,0
14	154		-2,26	-2,04	-2,26		16,2	-2,0	9,0
14	204	-1,82	-1,88		-2,16	-2,55	15,8	-2,9	10,0
14	229		-2,36	-3,06	-2,27		15,8	-3,0	7,0
14	398		-2,09	-3,45	-3,11		15,9	-3,5	10,0
14	473		-2,47	-3,08	-2,65		16,8	-3,1	9,0



Tabla 20: Mediciones de monitoreo, secciones de 17 a 18 [m] de cobertura.

Pk Sección		Distancia desde Eje Túnel [m]						Cobertura [m]	Parámetros Curva		
		-15	-10	-5	0	5	10		15	$\delta_{max}$ [mm]	$\sigma$ [-]
[km]	[m]	Deformación [mm]									
7	322			-2,05	-1,45	-1,35			17,8	-1,6	10,0
7	347			-1,05	-1,85	-1,85	-1,35	-1,25	17,9	-2	11,0
7	372				-1,8	-1,6			17,9	-1,8	10,0
7	422				-2,16	-1,96			17,8	-2,1	10,0
7	570			-2,86	-3,26	-2,96			17,6	-3,2	12,0
7	620		-1,13	-2,13	-1,53	-2,43	-1,93		17,3	-2,5	12,0
7	645			-1,45	-1,81	-2,4			17,3	-1,9	10,0
7	670				-3,15	-2,68			17,3	-3,2	10,0
7	695			-2,32	-2,02	-1,28			17,2	-2,2	10,0
7	720	-0,68	-1,33	-1,61	-1,93	-1,38			17,1	-2,1	10,0
7	745				-1,94	-1,77			17,1	-2	11,0
7	819			-1,81	-1,71	-1,91	-2,11		17,2	-2,1	11,0
7	864	-0,81	-1,41	-1,41	-1,51	-1,71	-1,61	-1,41	17,1	-1,8	11,0
7	889			-1,44	-1,56	-1,34			17,0	-1,5	11,0
8	549			-2,28	-3,16	-2,37			17,5	-3,1	10,0
8	574			-3,04	-2,84	-2,64			17,6	-2,9	10,0

Tabla 21: Mediciones de monitoreo, secciones de 18 a 19 [m] de cobertura.

Pk Sección		Distancia desde Eje Túnel [m]						Cobertura [m]	Parámetros Curva		
		-15	-10	-5	0	5	10		15	$\delta_{max}$ [mm]	$\sigma$ [-]
[km]	[m]	Deformación [mm]									
7	222			-2,71	-1,71	-1,64			18,0	-2,3	10,0
8	649			-3,46	-3,76	-3,46			18,1	-3,8	12,0
8	699		-1,65	-2,56	-3,71	-1,85	-2,64	-1,42	18,5	-3,8	11,0
8	727			-3,78	-3,38	-3,18			18,7	-3,4	12,0
8	830			-2,44	-3,14	-1,94			18,8	-3,1	9,0
16	10			-2,42	-2,42	-3,12			18,5	-2,7	10,0
17	654			-2,54	-2,64				18,7	-2,7	10,0
17	679		-2,44	-3,24	-3,44	-3,04	-2,24	-1,84	18,6	-3,5	12,0
17	704			-2,54	-2,94	-2,74			18,2	-3	9,0

Tabla 22: Mediciones de monitoreo, secciones de 19 a 20 [m] de cobertura.

Pk Sección		Distancia desde Eje Túnel [m]					Cobertura [m]	Parámetros Curva	
		-10	-5	0	5	10		$\delta_{max}$ [mm]	$\sigma$ [-]
[km]	[m]	Deformación [mm]					Cobertura [m]	$\delta_{max}$ [mm]	$\sigma$ [-]
8	855		-2,83	-2,93	-2,43				
8	905		-2,29	-1,69	-1,69		19,2	-1,9	9,0
9	74	-1,33	-1,43	-1,92	-1,62	-1,66	19,8	-2	11,0
14	669		-3,03	-2,49	-1,61		19,4	-2,6	8,0
14	694		-1,64		-1,6		19,6	-2	8,0
15	915			-3,6	-3,5		19,6	-3,8	10,0
15	940		-1,82		-2,02		19,3	-2,3	8,0
17	604		-1,82	-2,42	-1,72		19,8	-2,4	6,0

Tabla 23: Mediciones de monitoreo, secciones de 20 a 21 [m] de cobertura.

Pk Sección		Distancia desde Eje Túnel [m]					Cobertura [m]	Parámetros Curva	
		-10	-5	0	5	10		$\delta_{max}$ [mm]	$\sigma$ [-]
[km]	[m]	Deformación [mm]					Cobertura [m]	$\delta_{max}$ [mm]	$\sigma$ [-]
9	99		-1,79	-2,24	-2,04				
9	124		-1,61	-2,15	-2,35		20,2	-2,3	9,0
9	249		-1,66	-1,86	-1,96		20,7	-2	10,0
9	279	-1,28	-1,78	-2,28	-2,38		20,9	-2,5	10,0
16	542		-1,97	-2,47	-2,07		20,3	-2,5	8,0
17	541		-2,5	-2,3	-1,9		20,8	-2,3	10,0
17	563		-1,7	-2			20,3	-2	9,0

Tabla 24: Mediciones de monitoreo, secciones de 21 a 22 [m] de cobertura.

Pk Sección		Distancia desde Eje Túnel [m]						Cobertura [m]	Parámetros Curva		
		-15	-10	-5	0	5	10		15	$\delta_{max}$ [mm]	$\sigma$ [-]
[km]	[m]	Deformación [mm]						Cobertura [m]	$\delta_{max}$ [mm]	$\sigma$ [-]	
9	329			-2,24	-2,14	-1,64					
9	379			-1,75	-1,77	-1,3			21,4	-2	8,0
9	404			-3,67	-3,87				21,4	-4	10,0
9	454		-0,73	-1,73	-1,93		-1,11	-0,43	21,7	-2	8,5
9	479				-1,89	-1,79			21,8	-1,9	10,0
15	426				-1,74	-1,82			21,7	-1,9	10,0
15	446			-2,6	-2,6	-3,4			21,9	-3,1	9,0
15	521			-3,7	-4,2	-3,7			21,9	-4,2	10,0
15	571			-1,63	-1,85				21,8	-1,9	9,0
15	596			-3,54	-4,14				21,7	-4,1	9,0
15	621			-3,57	-3,37				21,4	-3,9	10,0
15	646			-3,38	-2,18	-1,58			21,1	-2,3	8,0
16	617			-3	-3,3	-2,9			21,5	-3,3	11,0
16	641				-1,93	-1,63			21,6	-2	8,0
17	516			-2,2		-1,8			21,2	-2,1	10,0

Tabla 25: Mediciones de monitoreo, secciones de 22 a 23 [m] de cobertura.

Pk Sección		Distancia desde Eje Túnel [m]					Cobertura [m]	Parámetros Curva	
		-10	-5	0	5	10		$\delta_{max}$ [mm]	$\sigma$ [-]
[km]	[m]	Deformación [mm]					Cobertura [m]	$\delta_{max}$ [mm]	$\sigma$ [-]
9	648			-2,6	-2,2				
9	698	-1,12		-2,11	-0,81	-0,87	22,8	-2,1	8,0
9	779		-1,66	-1,06	-1,66		23,0	-1,7	10,0
15	117		-2,11	-1,71	-2,01		23,0	-2,1	12,0
15	190			-2,1	-1,8		22,6	-2,1	11,0
15	215		-2,56	-2,16	-2,16		22,5	-2,4	11,0
15	240		-2,46	-2,26			22,7	-2,4	8,0
15	546		-2	-2,5	-1,41		22,1	-2,5	8,0
16	666		-2,41	-2,81			22,3	-2,9	9,0
16	691		-2,11	-2,71	-3,01		22,3	-2,9	11,0
16	716		-1,3	-1,8	-1,8		22,9	-1,9	10,0

## 9.4 Anexo D: Análisis de Sensibilidad, Regresión lineal múltiple

Planteamiento de matrices y resolución de problema mediante MCO para determinar coeficientes  $\beta$  relacionados a la influencia de cada parámetro variado. Realizado a partir de software Mathcad Prime 5.0.

$$\begin{array}{l}
 \delta := \begin{bmatrix} -5.1 \\ -5 \\ -3.9 \\ -3.2 \\ -2.5 \\ -1.9 \\ -4.7 \\ -4.4 \\ -4.1 \\ -3.6 \\ -3.3 \\ -3.1 \\ -2.7 \\ -2.1 \\ -4.7 \\ -4.4 \\ -4.0 \\ -2.5 \\ -1.9 \end{bmatrix} \\
 X := \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 & 1 \\ 1 & 1.125 & 1 & 1 \\ 1 & 1.25 & 1 & 1 \\ 1 & 1.3125 & 1 & 1 \\ 1 & 1.375 & 1 & 1 \\ 1 & 1.5 & 1 & 1 \\ 1 & 1 & 1.1 & 1 \\ 1 & 1 & 1.2 & 1 \\ 1 & 1 & 1.3 & 1 \\ 1 & 1.25 & 1.1 & 1 \\ 1 & 1.25 & 1.2 & 1 \\ 1 & 1.25 & 1.3 & 1 \\ 1 & 1.3125 & 1.2 & 1 \\ 1 & 1.375 & 1.2 & 1 \\ 1 & 1 & 1 & 1.143 \\ 1 & 1 & 1 & 1.286 \\ 1 & 1 & 1 & 1.429 \\ 1 & 1.3125 & 1 & 1.286 \\ 1 & 1.375 & 1 & 1.286 \end{bmatrix} \\
 \beta := (X^T X)^{-1} X^T \delta = \begin{bmatrix} -17.293 \\ 6.243 \\ 2.915 \\ 2.926 \end{bmatrix}
 \end{array}$$

Figura 9-14: Resolución por MCO de problema Matricial análisis de sensibilidad.

Los coeficientes del vector  $\beta$  indican el grado de influencia en el modelo de los 3 parámetros considerados, midiendo el efecto parcial de cada parámetro al cual acompañan, manteniendo los otros fijos. El primer valor de -17,293 es el valor asociado al regresor ficticio (primera columna de la matriz de regresores X), y no se utiliza al momento de analizar la sensibilidad de los parámetros de interés.