



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

**ANÁLISIS SÍSMICO DE TÚNELES A BAJA PROFUNDIDAD
EN LOS SUELOS DE SANTIAGO**

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

RAFAEL EDMUNDO IGLESIAS ALVAREZ DE ARAYA

PROFESOR GUÍA:

GINO ELISEO RIVERA TORRES

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:

RICARDO ANDRES MOFFAT COVARRUBIAS

HORACIO MIGUEL MUSANTE HINRICHSEN

SANTIAGO DE CHILE

Enero de 2014

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR

AL TÍTULO DE: Ingeniero Civil

POR: Rafael Edmundo Iglesias Alvarez de Araya

FECHA: 21/12/2013

PROFESOR GUÍA: Gino Rivera

ANÁLISIS SÍSMICO DE TÚNELES A BAJA PROFUNDIDAD EN LOS SUELOS DE SANTIAGO

El presente trabajo de titulación tuvo por objetivo investigar potenciales ventajas del uso del análisis dinámico para el diseño de túneles interestación del Metro de Santiago respecto al tradicional método del análisis cinemático o de distorsión angular.

Para realizar lo anterior, se utilizaron modelos computacionales bidimensionales en base al software computacional de elementos finitos PLAXIS, V8. El método tradicionalmente utilizado es el análisis cinemático, que impone una desangulación a la sección transversal del túnel; el segundo método considera la incorporación de un registro de aceleraciones a la base del modelo utilizando un módulo del programa especialmente diseñado para lo anterior. Los análisis fueron realizados modelando las características geotécnicas de 2 tipos de suelo presentes en Santiago: la típica grava o ripio de Santiago, característica de la zona centro, y los suelos finos presentes en la zona norte de la ciudad. El sismo considerado corresponde a los registros del 27 de febrero de 2010.

Para ambos métodos se obtuvieron los esfuerzos en el revestimiento del túnel (esfuerzo axial, de momento y de corte), los cuales fueron estudiados en cada etapa del método constructivo, ya que el software permite un análisis secuencial para visualizar los resultados en las diferentes etapas de la obra.

Las conclusiones indican que en los modelos analizados, los esfuerzos internos obtenidos a partir de análisis dinámicos son mayores a los del método Cinemático, lo cual está directamente relacionado con que las desangulaciones obtenidas en los análisis dinámicos son mayores a las de los análisis cinemáticos, las que son establecidas por el Manual de Carreteras.

DEDICATORIA

En primer lugar, le dedico esto a mi madre, pues sin su permanente esfuerzo, sacrificio, y apoyo incondicional, definitivamente no lo habría logrado. Mamá, gracias por todo, estoy muy orgulloso de ti.

En segundo lugar, le agradezco a mi tío Rodrigo Iglesias, quien a diferencia del Estado de Chile me brindó la posibilidad de estudiar en un colegio de calidad. Por lo anterior, le estaré eternamente agradecido, pues sin su apoyo todo habría sido mucho más difícil. Además, me otorgó un importante apoyo moral, el cual estuvo siempre acompañado de permanentes consejos durante los últimos años.

También estoy muy agradecido del resto de mi familia: mi hermana Victoria, por siempre creer en mí; mi Padre y su señora Teresa, por estar siempre pendientes y presentes; mi tía Verónica, por siempre haber podido contar con ella; y mis tíos Aldo Rimassa Plonka y Anna Rimassa Iglesias, pues nunca olvidaré la bienvenida con globos acompañada de mi comida favorita cuando se enteraron que había quedado en la Universidad de Chile.

Finalmente, pero no por eso menos importante, le dedico también esto a mis amigos de la escuela de Ingeniería de la Universidad de Chile, pues solo gracias a ellos estos han sido hasta ahora los mejores años de mi vida: a mis amigos de plan común, y que conservo hasta hoy: Caro, Javi, Mono, Garat y en particular a mi gran amigo Carlos Hunt, con quien compartimos codo a codo los momentos más difíciles del inicio de la carrera, ; a mis amigos de Ingeniería Civil; Cristian H., Juan Manuel, Ariel, Frank, Jorge, Raul, y sobre todo a mis grandes amigos Claudio, Alan y Sergio. Para terminar, no puedo dejar de mencionar a mis amigos del laboratorio de mecánica de suelos Mecesusup, Omar y Mario, quienes además de compartir muy buenos momentos conmigo, me enseñaron muchas cosas que no salen en los libros de Geotecnia.

Any way the wind blows...

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a la gente de Arcadis Geotecnia, por facilitar parte importante de los datos utilizados para el desarrollo de los análisis involucrados en el presente trabajo de título y también por el apoyo permanente para el mismo. En particular agradezco a las siguientes personas, quienes no dudaron en brindarme parte de su valioso tiempo para orientarme o facilitarme material para superar algunas dificultades que se presentaron en el camino: Benjamin Rojas, David Solans, Alejandra Villouta, Cristian González, Jose Manuel Gacitúa, y Carlos Sandoval.

En particular, le agradezco a mi profesor guía, el Sr. Gino Rivera, por su apoyo permanente e incondicional para la realización del presente trabajo de Titulación, y por brindarme la oportunidad de desarrollar un tema tan interesante.

También le agradezco a mis jefes, los Sres. Don Horacio Musante y Don Donaldo Astorga, por brindarme la posibilidad de tener un horario flexible durante la realización de la memoria, el cual me permitió desarrollarla de manera adecuada, y también por todo lo que he aprendido de ellos en el último año.

Finalmente, agradezco a las empresas Geofun y Geoseismic, por facilitar información de prospecciones geotécnicas para la elaboración de los modelos estratigráficos y geomecánicos.

Tabla de Contenido

1.Introducción, objetivos y resumen	10
1.1 Introducción	11
1.2 Objetivos	12
1.3 Diseño de túneles, marco conceptual e histórico	13
1.3.1 Marco conceptual general	13
1.3.2. Evolución histórica	15
2.Diseño estático	22
2.1 Diseño estático tradicional	23
2.2 Estabilidad de la excavación	25
3.Diseño sísmico por desangulación	27
3.1.1 Desangulaciones sísmicas de diseño utilizadas.....	31
4.Diseño sísmico mediante uso de un registro	35
4.1. Descripción general del método dinámico	36
4.2 Registros sísmicos a usar	37
4.2.1 Filtrado de los sismos.....	39
4.2.2 Proceso de deconvolución.....	42
5.Parámetros y características de la modelación computacional	50
5.1 Propiedades mecánicas del suelo y marco geológico	51
5.1.1 Grava de Santiago	53
5.1.2 Suelos finos de Santiago	57
5.1.3 Valores adoptados para el coeficiente de empuje en reposo, K_0	59
5.2 Sección transversal del túnel.....	60
5.2.1 Geometría de la sección transversal.....	60
5.2.2 Propiedades mecánicas del recubrimiento	61
5.3 Modelos numéricos computacionales	65
5.3.1 Dimensiones y geometría de los modelos.....	65
5.3.2 Condiciones de borde.....	66
5.3.3 Condiciones freáticas	67
5.3.4 Condiciones de esfuerzo iniciales	67
5.3.5 Fenómeno de relajación de tensiones.....	68
5.3.6 Construcción por etapas	70
6.Resultados Obtenidos.....	81
6.1 Resultados estáticos, y cinemáticos <i>PLAXIS</i>	82

6.1.1 Modelos Hardening Soil en la grava de Santiago	83
6.1.2 Modelos Hardening Soil en los suelos finos del noroeste.....	93
6.2 Análisis dinámicos	103
6.2.1 Grava de Santiago	104
6.2.2 Suelos finos.....	111
6.2.3 Desangulaciones generadas en los modelos dinámicos	115
6.3 Resumen de resultados obtenidos	117
7.Comparación y Análisis de Resultados Obtenidos	118
7.1 Comparación de resultados	119
7.2 Análisis de resultados	121
8.Conclusiones	122
8.1 Ventajas y limitaciones de cada método.....	123
8.2 Conclusiones generales.....	124
8.3 Conclusiones finales	125
9.Bibliografía y Referencias	126

Índice de Figuras

Figura 1- 1: Comportamiento inercial de estructuras de superficie (Boroschek, 2010)	13
Figura 1- 2: Comportamiento sísmico de estructuras enterradas (Youssef M.A., 2001)	13
Figura 1- 3: Túneles en Quantas, Iran, (Gomez, 2012).....	15
Figura 1- 4: Método Clásico Inglés, (Gómez, 2012)	16
Figura 1- 5: Secuencia de excavación del método austríaco original, (Gómez 2012)	16
Figura 1- 6: Sostenimiento aplicado en método austríaco clásico, (Gómez 2012)	17
Figura 1- 7: Secuencia de excavación de acuerdo al método austríaco, (Gómez 2012)	18
Figura 1- 8: Sección transversal típica de túnel NATM utilizada en Santiago (Gómez 2012).....	19
Figura 1- 9: Secuencia típica de excavación de túneles NATM. Utilizada en el Metro de Santiago	19
Figura 1- 10: Evolución del diseño y construcción de túneles (Gómez 2012)	20
Figura 2- 1: Ejemplo de teoría de carga desarrollada por Terzaghi (Szechy, 1967).....	23
Figura 2- 2: Ejemplo de teoría de carga según Bierbäumer (Szechy, 1967).....	24
Figura 3- 1: Distorsión del suelo por el paso de ondas sísmicas (Kuesel, 1969).	28
Figura 3- 2: Desangulaciones de diseño establecidas por el manual de carreteras	30
Figura 3- 3: Modelo de interacción suelo – estructura y resortes equivalentes (Musante, 1978).....	30
Figura 3- 4: Modelo de interacción suelo – estructura realizado con elementos finitos	31
Figura 3- 5: Deformada modelo calibración la fuerza horizontal, caso cinemático, Grava de Santiago. 32	
Figura 3- 6: Deformada modelo para calibrar la fuerza horizontal, caso cinemático, finos del Noroeste.33	
Figura 4- 1: Ubicación de la estación del registro sísmico 1.(google maps)	37
Figura 4- 2: Ubicación de la estación del registro sísmico 2 (google maps)	38
Figura 4- 3: Ubicación del sitio en que se registra la velocidad de ondas de corte. Google maps.	45
Figura 5- 1: Geología del entorno de la ciudad de Santiago (Servicio Nacional de Geología y Minería. 2003)	51
Figura 5- 2: Ubicación de las zonas a modelar (Gloria Valenzuela, 1978)	52
Figura 5- 3: Ubicación del sondaje y ensayo Remi para en modelación del Ripio de Santiago (Google maps).....	53
Figura 5- 4: Ubicación del sondaje para la modelación de suelos finos (Google maps)	57
Figura 5- 5: Sección transversal del túnel.....	60
Figura 5- 6: Profundidad a la cual se ubica la totalidad de los túneles modelados.....	66
Figura 5- 7: redistribución de tensiones mediante el efecto arco (Arcadis, 2012).....	69
Figura 5- 8: Etapa 1.....	71
Figura 5- 9: Etapa 2.....	72
Figura 5- 10: Etapa 3.....	73
Figura 5- 11: Etapa 4.....	74
Figura 5- 12: Etapa 5.....	75
Figura 5- 13: Etapa 6.....	76
Figura 5- 14: Etapa 7.....	77
Figura 5- 15: Etapa 8.....	78
Figura 5- 16: Etapa 9, caso cinemático.....	79
Figura 5- 17: Etapa 10, caso cinemático	80
Figura 6- 1: Esfuerzos desviadores. Grava de Santiago, etapa 2	83
Figura 6- 2: Esfuerzos desviadores. Grava de Santiago, Etapa 3.....	84

Figura 6- 3: Esfuerzos internos. Grava de Santiago, etapa 3	84
Figura 6- 4: Esfuerzos desviadores. Grava de Santiago, etapa 4	85
Figura 6- 5: Esfuerzos internos. Grava de Santiago, etapa 4	85
Figura 6- 6: Esfuerzos desviadores. Grava de Santiago, etapa 5	86
Figura 6- 7: Esfuerzos internos. Grava de Santiago, etapa 5	86
Figura 6- 8: Esfuerzos desviadores. Grava de Santiago, etapa 6	87
Figura 6- 9: Esfuerzos internos. Grava de Santiago, etapa 6	87
Figura 6- 10: Esfuerzos desviadores. Grava de Santiago, etapa	88
Figura 6- 11: Esfuerzos internos. Grava de Santiago, etapa 7	88
Figura 6- 12: Esfuerzos desviadores. Grava de Santiago, etapa 8	89
Figura 6- 13: Esfuerzos internos. Grava de Santiago, etapa 8	89
Figura 6- 14: Esfuerzos desviadores. Grava de Santiago, etapa 9 (desangulación).....	90
Figura 6- 15: Diagrama de momento. Grava de Santiago, etapa 9 (desangulación).....	90
Figura 6- 16: Diagrama de Corte. Grava de Santiago, etapa 9 (desangulación).....	91
Figura 6- 17: Diagrama de esfuerzos Axiales. Grava de Santiago, etapa 9 (desangulación).....	91
Figura 6- 18: Diagrama de esfuerzos desviadores. Finos del noroeste. Etapa 1.	93
Figura 6- 19: Diagrama de esfuerzos desviadores. Finos del noroeste. Etapa 2.	93
Figura 6- 20: Diagrama de esfuerzos desviadores. Finos del noroeste. Etapa 3.	94
Figura 6- 21: Diagramas de esfuerzos internos. Finos del noroeste. Etapa 3	94
Figura 6- 22: Diagrama de esfuerzos desviadores. Finos del noroeste. Etapa 4.	95
Figura 6- 23: Diagramas de esfuerzos internos. Finos del noroeste. Etapa 4.	95
Figura 6- 24: Diagrama de esfuerzos desviadores. Finos del noroeste. Etapa 5	96
Figura 6- 25: Diagramas de esfuerzos internos. Finos del noroeste. Etapa 5	96
Figura 6- 26: Diagrama de esfuerzos desviadores. Finos del noroeste. Etapa 6	97
Figura 6- 27: Diagramas de esfuerzos internos. Finos del noroeste. Etapa 6	97
Figura 6- 28: Diagrama de esfuerzos desviadores. Finos del noroeste. Etapa 7	98
Figura 6- 29: Diagramas de esfuerzos internos. Finos del noroeste. Etapa 7	98
Figura 6- 30: Diagrama de esfuerzos desviadores. Finos del noroeste. Etapa 8	99
Figura 6- 31: Diagramas de esfuerzos internos. Finos del noroeste. Etapa 8	99
Figura 6- 32: Diagrama de esfuerzos desviadores. Finos del noroeste. Etapa 9. Desangulación	100
Figura 6- 33: Diagrama de Momento. Finos del noroeste. Etapa 9. Desangulación.....	100
Figura 6- 34: Diagrama de Corte. Finos del noroeste. Etapa 9. Desangulación	101
Figura 6- 35: Diagrama de esfuerzos Axiales. Finos del noroeste. Etapa 9. Desangulación	101
Figura 6- 36: Diagrama de Momento modelo dinámico. Sismo U de Chile Grava de Santiago	105
Figura 6- 37: Diagrama de Corte modelo dinámico. Sismo U de Chile. Grava de Santiago	106
Figura 6- 38: Diagrama esfuerzos axiales, modelo dinámico. Sismo U de Chile. Grava de Santiago ..	107
Figura 6- 39: Diagrama de Momento, modelo dinámico.Sismo cerro Santa Lucía. Grava de Santiago	108
Figura 6- 40: Diagrama de Momento, modelo dinámico.Sismo cerro Santa Lucía. Grava de Santiago	109
Figura 6- 41: Diagrama esfuerzo axial modelo dinámico. Sismo cerro Santa Lucía.Grava de Santiago	110
Figura 6- 42: Diagrama de Momento, modelo dinámico. Sismo Cerro Santa Lucía. Finos noroeste....	112
Figura 6- 43: Diagrama de Corte, modelo dinámico. Sismo Cerro Santa Lucía. Finos del noroeste	113
Figura 6- 44: Esfuerzos Axiales, modelo dinámico. Sismo Cerro Santa Lucía. Finos del noroeste.....	114
Figura 6- 45: Puntos de control estudio de desangulaciones obtenidas en los modelos dinámicos.....	115

Índice de Gráficos

Gráfico 3- 1: Desangulaciones sísmicas de diseño según el tipo de suelo establecidas por el manual de carreteras.	29
Gráfico 4- 1: Registro sísmico medido en la Universidad de Chile. Sismo febrero de 2010.	38
Gráfico 4- 2: Registro sísmico medido en el cerro Santa Lucía. Sismo febrero de 2010.	39
Gráfico 4- 3: Corrección por línea base. Registro sísmico medido en Universidad de Chile.	40
Gráfico 4- 4: Contenido de frecuencias del sismo filtrado. Registro sísmico medido en Universidad de Chile.	40
Gráfico 4- 5: Corrección por línea base. Registro sísmico del cerro Santa Lucía.	41
Gráfico 4- 6: Contenido de frecuencias del sismo filtrado. Registro sísmico en cerro Santa Lucía.	42
Gráfico 4- 7: Curvas de degradación (Kyle M. Rollins, 1998).	44
Gráfico 4- 8: Perfil de velocidad de ondas de corte. Grava de Santiago. Arcadis (2012)	46
Gráfico 4- 9: Aceleraciones máximas en profundidad. Método lineal equivalente y deconvolución.	47
Gráfico 4- 10: Amortiguamiento y módulo de corte en profundidad, de deconvolución.	48
Gráfico 4- 11: Registro Universidad de Chile. Sismo febrero de 2010. Sismo sin deconvolucionar.	49
Gráfico 4- 12: Registro Universidad de Chile. Sismo febrero de 2010. Sismo deconvolucionado	49
Gráfico 5- 1: Comportamiento tipo Hardening Soil (Manual de Plaxis V8, 2002)	54

Índice de Tablas

Tabla 3- 1: Desangulaciones objetivo para las modelaciones cinemáticas.....	31
Tabla 3- 2: Aceleraciones de campo requeridas para lograr desangulaciones indicadas en manual de carreteras.....	32
Tabla 5- 1: Parámetros geotécnicos adoptados en modelos Hardening soil, grava de Santiago.....	56
Tabla 5- 2: Parámetros geotécnicos adoptados en modelos Hardening soil para los suelos finos.....	58
Tabla 5- 3: Radios y ángulos característicos de cada sección geométrica del túnel.....	61
Tabla 6- 1: Resumen de resultados obtenidos para análisis cinemático, Grava de Santiago.....	92
Tabla 6- 2: Resumen de resultados obtenidos para análisis cinemático, Finos del noroeste.....	102
Tabla 6- 3: <i>Desangulaciones máximas registradas en los análisis dinámicos</i>	116
Tabla 6- 4: Resumen de resultados obtenidos mediante ambos métodos analizados.....	117
Tabla 7- 1: Resumen de resultados obtenidos mediante ambos métodos analizados.....	119
Tabla 7- 2: Desangulaciones máximas registradas en los análisis dinámicos.....	120
Tabla 7- 3: Desangulaciones máximas impuestas en los análisis cinemáticos.....	120

Capítulo 1

Introducción, objetivos y resumen

1.1 Introducción

El presente trabajo de título se enmarca en el diseño de túneles interestación del Metro de Santiago, y la respectiva obtención de esfuerzos en la estructura de soporte.

Actualmente para el cálculo de los esfuerzos internos del revestimiento de estos túneles se realiza un análisis cinemático, que consiste en la imposición de una desangulación a la sección transversal, generalmente mediante el uso de un modelo de elementos finitos.

Este método de diseño ha demostrado su éxito con los terremotos de 1985 y 2010, donde las estructuras del Metro de Santiago se desempeñaron de manera adecuada, sin presentar niveles de daño importantes. Además de lo anterior, este método es bastante simple, y una de sus principales ventajas es que no requiere de un tiempo de procesamiento importante.

Sin embargo se cree que este método, por su metodología más simple podría estar ligado a un sobredimensionamiento de los elementos estructurales. Es en ese contexto, que un análisis dinámico mediante el uso de un modelo de elementos finitos podría otorgar mayor precisión a los resultados, y eventualmente lograr una disminución de los esfuerzos internos del recubrimiento, logrando con ello una importante reducción de los costos asociados.

En el presente trabajo de título, se han elaborado ambos tipos de modelos a fin de realizar comparaciones, y de esta forma evaluar las ventajas y desventajas de incorporar este tipo de análisis y diseño al diseño de los túneles del Metro de Santiago.

Para el análisis se empleará el software computacional PLAXIS, versión 8.3. Los análisis serán además realizados en 2 tipos de suelos: los suelos finos del norte de Santiago, y los suelos granulares de la zona céntrica de la ciudad, que se conocen como “Ripio de Santiago”.

1.2 Objetivos

Objetivos generales

El objetivo general consiste en investigar potenciales ventajas del uso de un análisis dinámico en el diseño de los túneles interestación del Metro de Santiago frente al uso del método cinemático.

Objetivos específicos

Establecer diferencias en las magnitudes de los esfuerzos internos en el revestimiento final del túnel obtenidos mediante el método cinemático y el dinámico.

1.3 Diseño de túneles, marco conceptual e histórico

1.3.1 Marco conceptual general

El diseño sísmico de túneles, y de obras enterradas en general, difiere de forma importante con los procedimientos clásicos de diseño de estructuras convencionales de superficie. Estas últimas tienen un diseño definido por fuerzas inerciales, mientras que las estructuras enterradas están dominadas por la interacción suelo-estructura.

Figura 1- 1: Comportamiento inercial de estructuras de superficie (Boroschek, 2010)

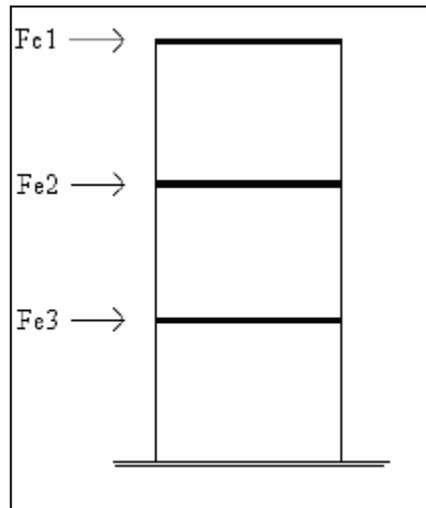
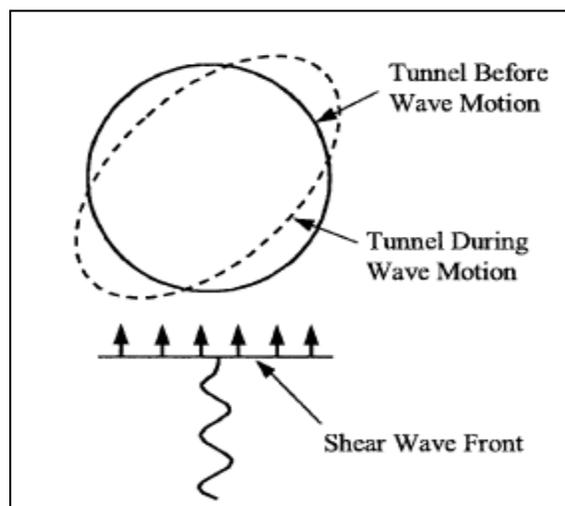


Figura 1- 2: Comportamiento sísmico de estructuras enterradas (Youssef M.A., 2001)



En el contexto anterior, y dado que estas últimas aún no son completamente conocidas, la importancia de las características y comportamiento del terreno es vital para las obras enterradas, por lo cual muchas veces el diseño se debe ajustar mediante la observación y monitoreo del comportamiento real del terreno.

Uno de los conceptos fundamentales para el estudio de estructuras enterradas, es el de la rigidez relativa entre el suelo y la estructura.

Para suelos altamente rígidos (con respecto a la estructura), la estructura tiene poca o nula influencia sobre la deformada experimentada por el suelo que la confina, por lo cual adquiere prácticamente las mismas deformaciones que habría en el terreno en el caso de que la estructura no estuviera presente. En este caso, el suelo prácticamente impone sus deformaciones a la estructura. La situación anterior se conoce como deformaciones de Campo Libre.

Por otra parte, para suelos blandos en relación a la estructura, la deformación de campo libre no se aplica en la estructura, ya que en este caso es necesario establecer una compatibilidad de deformaciones entre el sistema suelo – estructura, puesto que la aplicación del concepto de deformaciones de campo libre resultaría en deformaciones mayores a las reales (y en consecuencia, también esfuerzos mayores).

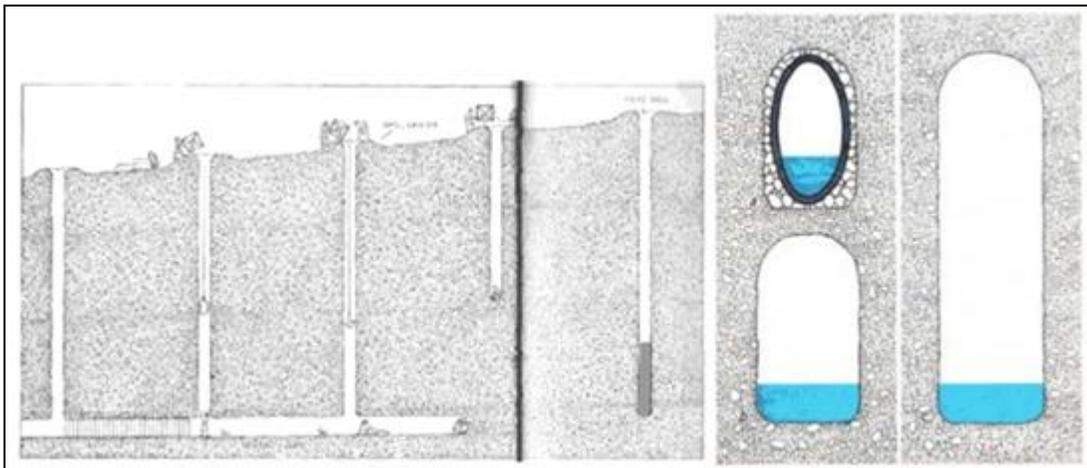
1.3.2. Evolución histórica

1.3.2.1 Túneles en la edad antigua

Algunos de los primeros antecedentes del uso de túneles datan de 40.000 A.C. , particularmente, de una mina de hematita ubicada en “Swazilandia”, en el continente africano. La forma de excavación era de carácter rudimentario, y básicamente consistía en el uso de instrumentos manuales con bajo grado de sofisticación.

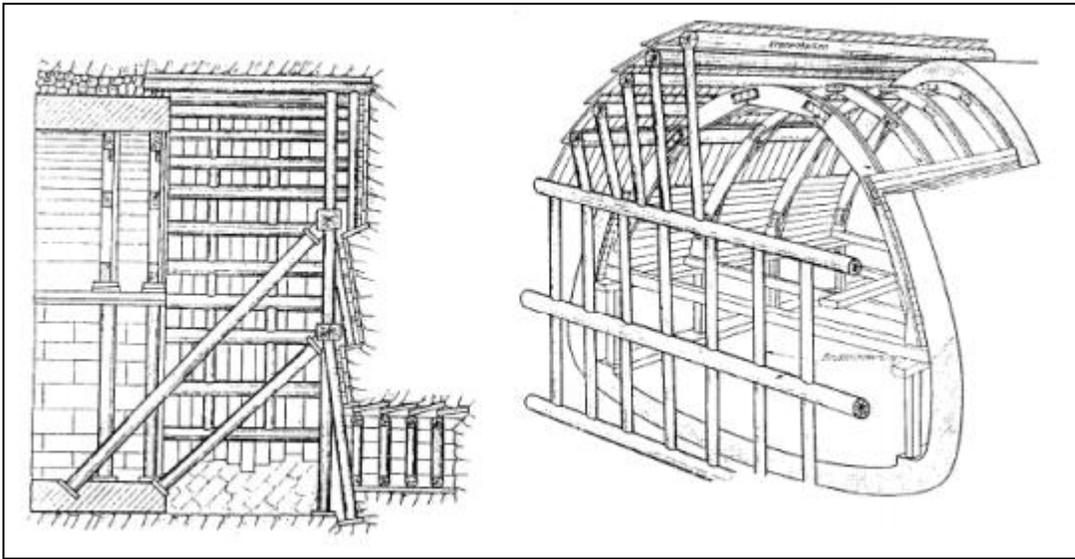
Ya para el año 2.800 A.C , en Iran, se construyen túneles con un grado mayor de sofisticación, que eran utilizados como acueductos aprovechando la energía potencial asociada a la topografía. Esta red de túneles (de hasta 160 km de longitud) era utilizada con fines de regadío y consumo, algunos de los cuales aún se encuentran funcionales.

Figura 1- 3: Túneles en Quantas, Iran, (Gomez, 2012)



Durante el siglo XVII, se realizan mejoras en las técnicas de tronadura, particularmente mediante el uso de la pólvora. A principios del siglo XIX (1825), se construye el primer túnel bajo un río (el río Támesis, en Inglaterra), desarrollándose así lo que sería conocido posteriormente como el método inglés.

Figura 1- 4: Método Clásico Inglés, (Gómez, 2012)



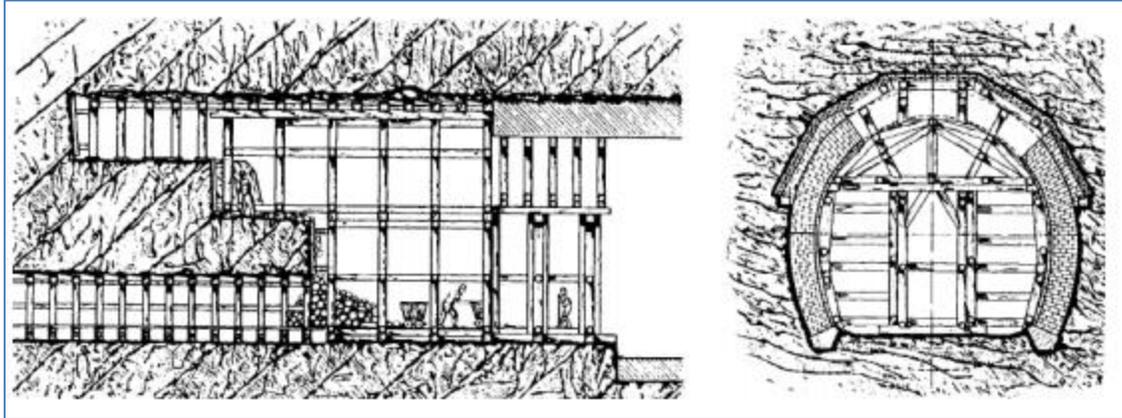
Por otra parte, la revolución industrial potenció la construcción de ferrocarriles en gran parte de Europa, lo que a su vez impulsó la construcción de túneles. En Austria, uno de los países pioneros en el desarrollo de túneles, se impulsó lo que posteriormente se conocería como el “método austriaco”, que consiste en una secuencia específica de excavación que va acompañada de reforzamiento directo del túnel.

Figura 1- 5: Secuencia de excavación del método austriaco original, (Gómez 2012)



Los sostenimientos utilizados hasta ese momento para la construcción de túneles eran bastante rudimentarios, pero no por ello menos efectivos. En términos generales, dichos sostenimientos eran de carácter robusto, y basados principalmente en el uso de madera.

Figura 1- 6: Sostenimiento aplicado en método austríaco clásico, (Gómez 2012)



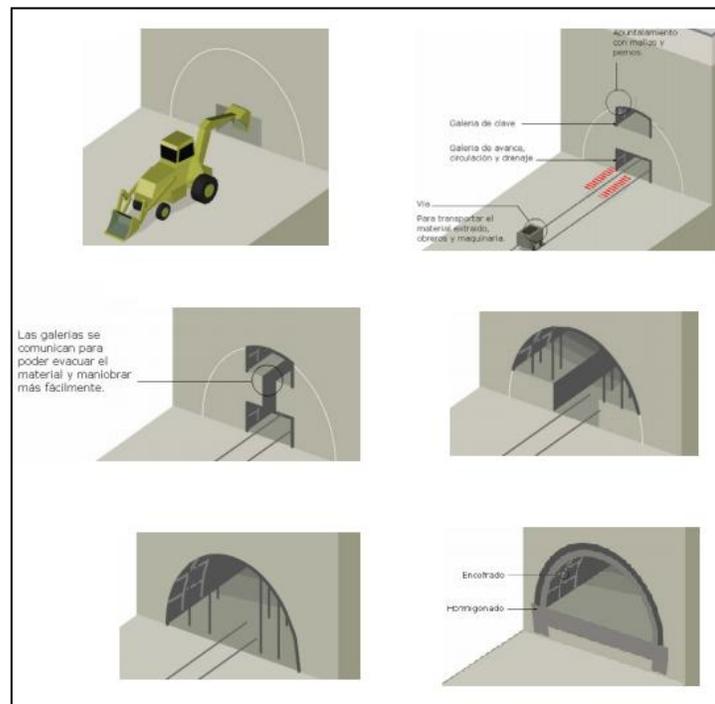
A fines del siglo XIX se comienza a desarrollar el sistema de trenes subterráneos, o “Metro” en las principales ciudades del globo: Londres (1870), Paris (1880), Moscú (1930), entre otros. Junto con estos túneles se inicia también la construcción de autopistas subterráneas, a lo que siguió el desarrollo de nuevas tecnologías para lograr túneles de mayor envergadura.

1.3.2.2. Túneles en la edad moderna

Entrando en el siglo XX, en la década de los 60' emerge un nuevo método constructivo, el que sería conocido como NATM (new austrian tunnelling method). Este método, que fue utilizado inicialmente en la construcción de túneles en roca bajo los Alpes, se comenzó a utilizar a partir de los años 70' en la construcción de líneas férreas emplazadas en suelos blandos: Frankfurt, Múnich, Sao Paulo, entre otros. Su concepto principal consiste en aprovechar la capacidad autosoportante del suelo, es decir, convertir indirectamente al suelo en un material de construcción.

A continuación se adjunta una figura para ilustrar el proceso constructivo a ser aplicado en el método austríaco en la actualidad:

Figura 1- 7: Secuencia de excavación de acuerdo al método austríaco, (Gómez 2012)



A partir de 1994 también el Metro de Santiago inició la construcción de túneles interestación mediante el método NATM.

Figura 1- 8: Sección transversal típica de túnel NATM utilizada en Santiago (Gómez 2012)

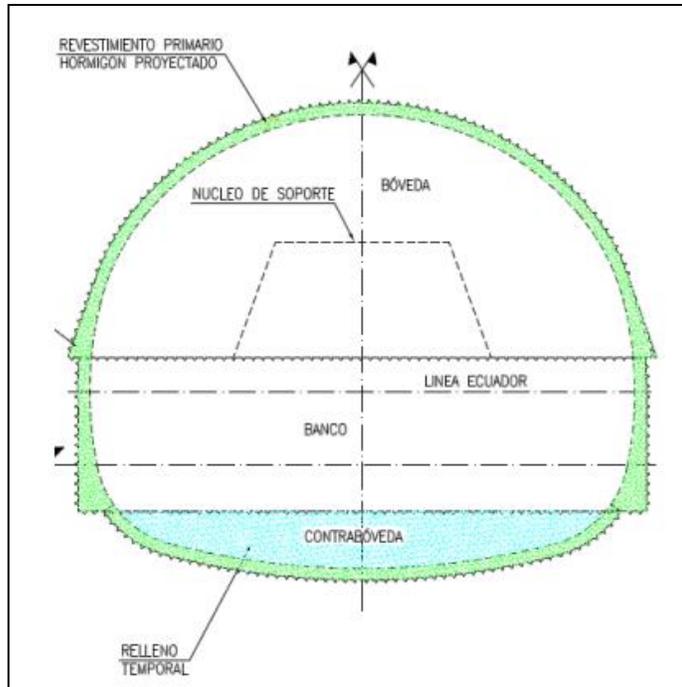
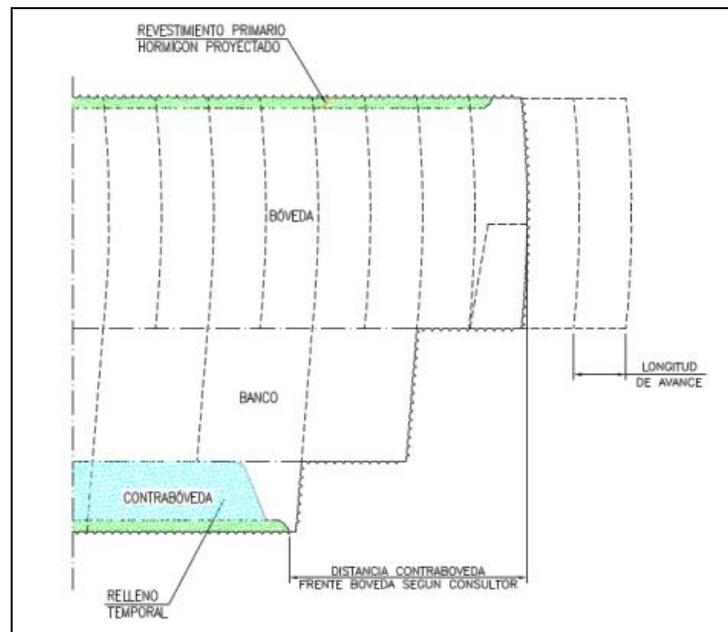


Figura 1- 9: Secuencia típica de excavación de túneles NATM. Utilizada en el Metro de Santiago (Gómez 2012)

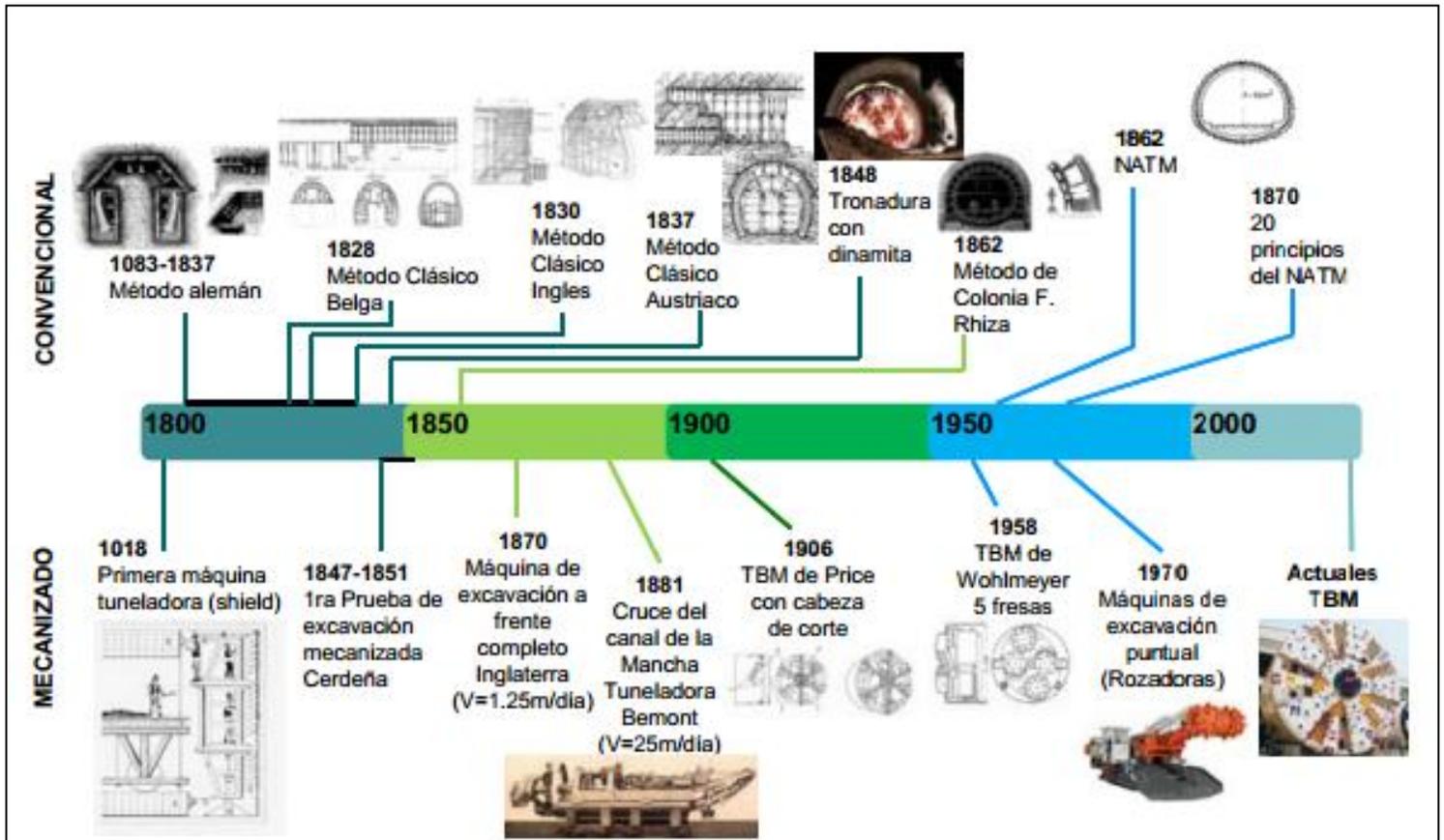


Actualmente, es posible construir en prácticamente todo tipo de suelos, independiente del grado de competencia del mismo, utilizándose diversas medidas de control y de refuerzo. De esta forma, se han desarrollado metodologías bastante sofisticadas, como por ejemplo el congelamiento del suelo, o el uso de aire comprimido.

También, debido a las mejoras tecnológicas y disminución de costos asociados, se han desarrollado modernas máquinas tuneladoras, conocidas genéricamente como TBM (*Tunnel boring Machine*). En Chile han sido utilizadas por la gran minería.

A continuación se presenta un esquema que resume y muestra los distintos avances tecnológicos empleados en el diseño y construcción de túneles durante los últimos 200 años:

Figura 1- 10: Evolución del diseño y construcción de túneles (Gómez 2012)



Hoy en día los métodos de soporte de túneles más utilizados incluyen:

- Hormigón proyectado (Shotcrete) reforzado con fibras metálicas o sintéticas
- Hormigón proyectado (Shotcrete) reforzado con mallas de acero
- Hormigón proyectado (Shotcrete) reforzado con pernos, cables y/o anclajes
- Marcos reticulados
- Hormigón armado mediante el uso de moldajes
- Pernos de fibra de vidrio como refuerzo.
- Medidas especiales para problemas particulares

En cuanto a los métodos de excavación, se pueden agrupar como sigue:

- Excavación en rocas: Perforación y tronadura, máquinas tuneleras (con escudo, sin escudo, con sostenimiento parcial o completo del frente).
- Excavación en suelo y roca blanda: Retro excavadoras, rozadoras (road header), y picadoras.

Capítulo 2

Diseño estático

2.1 Diseño estático tradicional

El diseño estático de túneles se realiza de dos formas tradicionales:

La primera, que corresponde a la estimación de las cargas que actúan sobre el soporte, mediante formulaciones teóricas derivadas de la mecánica de suelos, estimaciones mediante clasificaciones geotécnicas, o estimación mediante el método de convergencia-confinamiento. Con dichas cargas se diseña el revestimiento, considerado como un elemento independiente del terreno.

La segunda, corresponde a la modelación numérica del terreno y el soporte, de manera que actúan en conjunto, sin requerir estimar las cargas. Esta modelación realiza el equilibrio y compatibilidad de deformaciones utilizando los modelos constitutivos del terreno y la rigidez del soporte.

En particular, estas modelaciones efectuadas con programas computacionales de elementos finitos (como Plaxis), o diferencias finitas (como FLAC), permiten además considerar la secuencia de construcción, vale decir, la excavación por etapas.

Una vez que se obtiene el equilibrio de la excavación y el soporte, se procede al diseño estructural tradicional, esto es, se emplean los mismos principios de diseño del hormigón armado, las combinaciones de cargas, y los factores de mayoración, entre otros. En general, se respetan las recomendaciones de la normativa ACI318.

Figura 2- 1: Ejemplo de teoría de carga desarrollada por Terzaghi (Szechy, 1967)

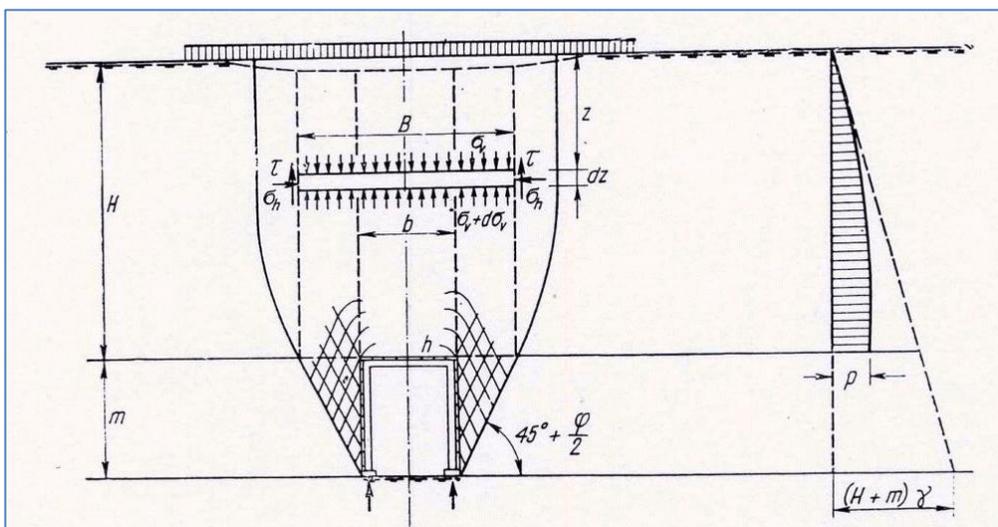


Figura 2- 2: Ejemplo de teoría de carga según Bierbäumer (Szechy, 1967)

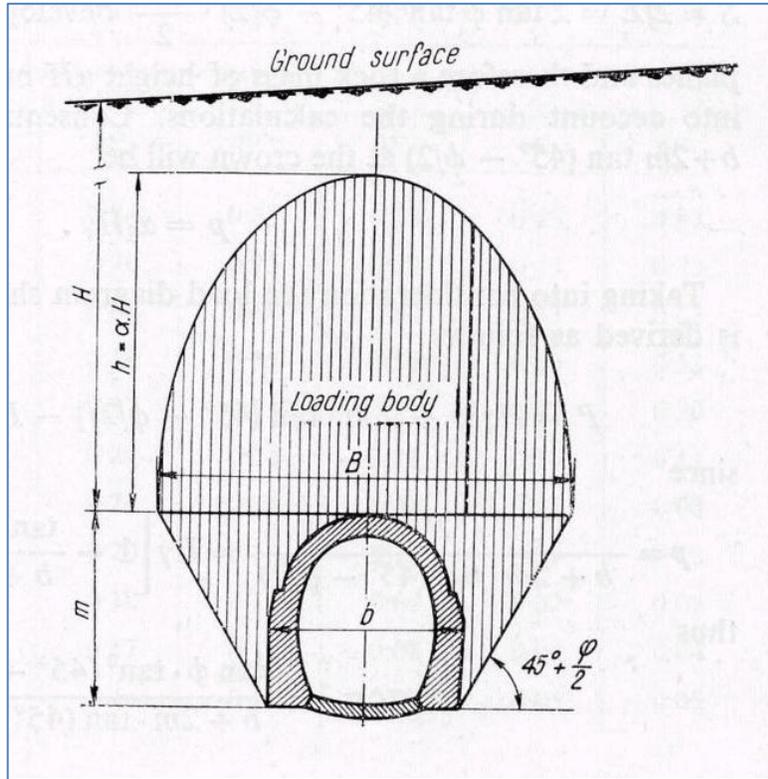
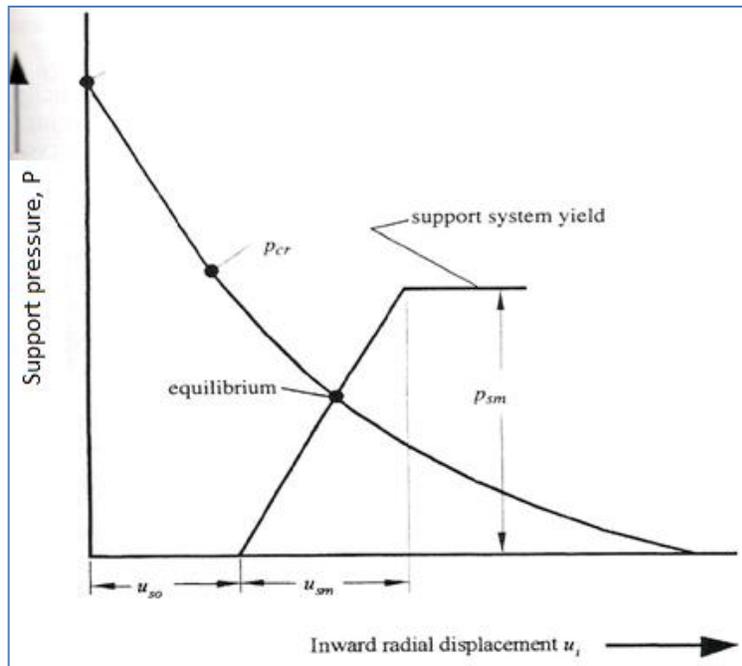


Figura 2- 3: Ejemplo de la teoría de equilibrio: carga terreno-soporte según curvas características (Rascevicz, 1965)



2.2 Estabilidad de la excavación

La estabilidad de la excavación es uno de los temas pendientes en el análisis de túneles de baja cobertura, sobre todo en suelos blandos.

Figura 2- 4: Colapso del túnel de línea 5 del Metro de Barcelona, España (2005). Diario el País.

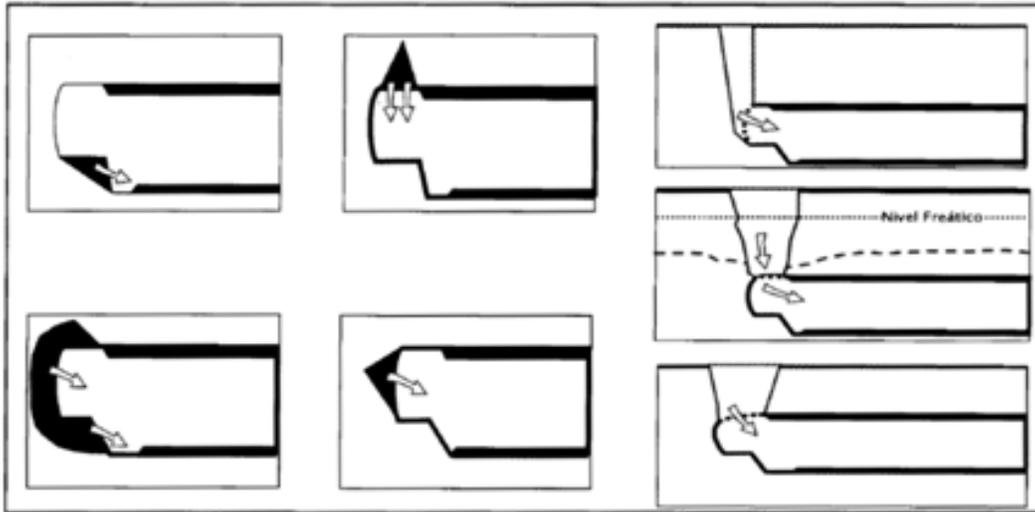


Figura 2- 5: Colapso de estación de Metro en Sao Paulo, Brasil (2008). Diario El País.



A continuación se exponen algunos tipos de colapso en la frente:

Figura 2- 6: Tipos de colapsos en la frente. Gomez (2012).



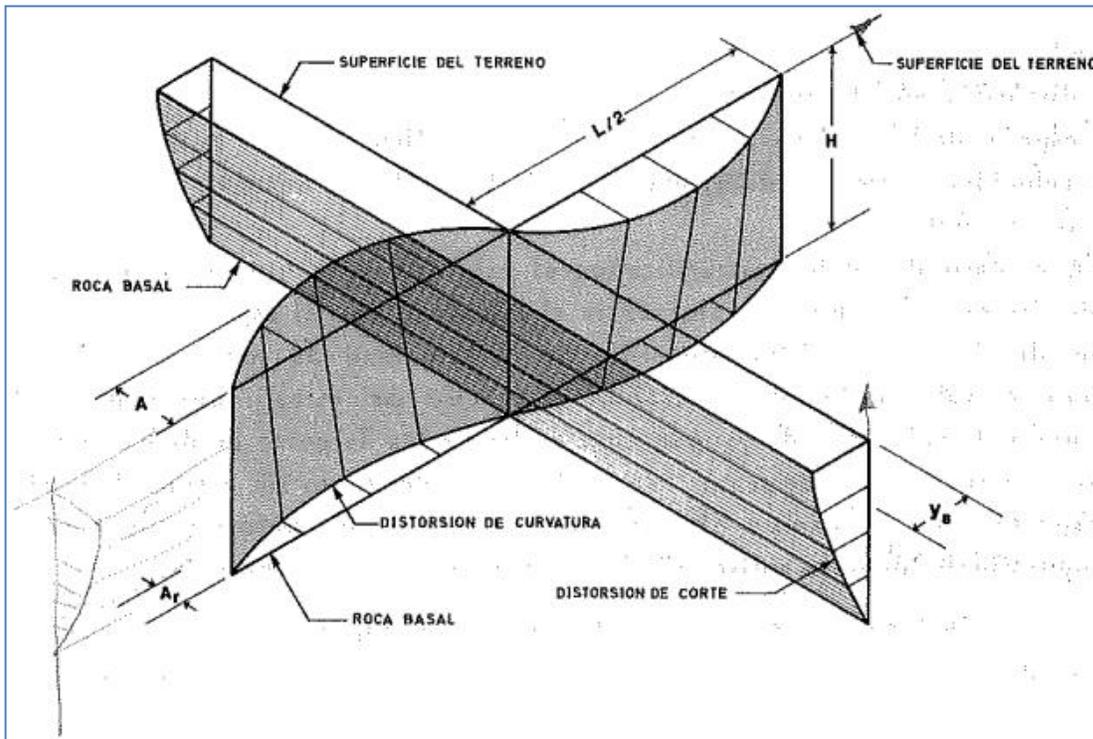
Capítulo 3

Diseño sísmico por desangulación

3.1 Diseño sísmico por desangulación

El diseño sísmico de túneles se ha realizado tradicionalmente mediante el método cinemático propuesto originalmente por Kuesel en 1969 para el diseño del Metro de San Francisco, y que considera la distorsión del suelo debido al paso de las ondas sísmicas:

Figura 3- 1: Distorsión del suelo por el paso de ondas sísmicas (Kuesel, 1969).



El método consiste en la aplicación de una desangulación al túnel debido a la distorsión por corte y de campo libre del terreno. La distorsión por corte del suelo se puede obtener de la siguiente expresión:

$$\frac{\tau}{h} = \frac{5H}{2V^2}$$

Donde:

$\frac{\gamma}{h}$ = Distorsión angular por corte

H = Espesor de los estratos de suelo desde la superficie a la roca basal.

V = Velocidad promedio de propagación de las ondas de corte en el o los estratos de suelo.

En Chile, se dispone de valores indicados por el manual de carreteras (2002):

Gráfico 3- 1: Desangulaciones sísmicas de diseño según el tipo de suelo establecidas por el manual de carreteras.

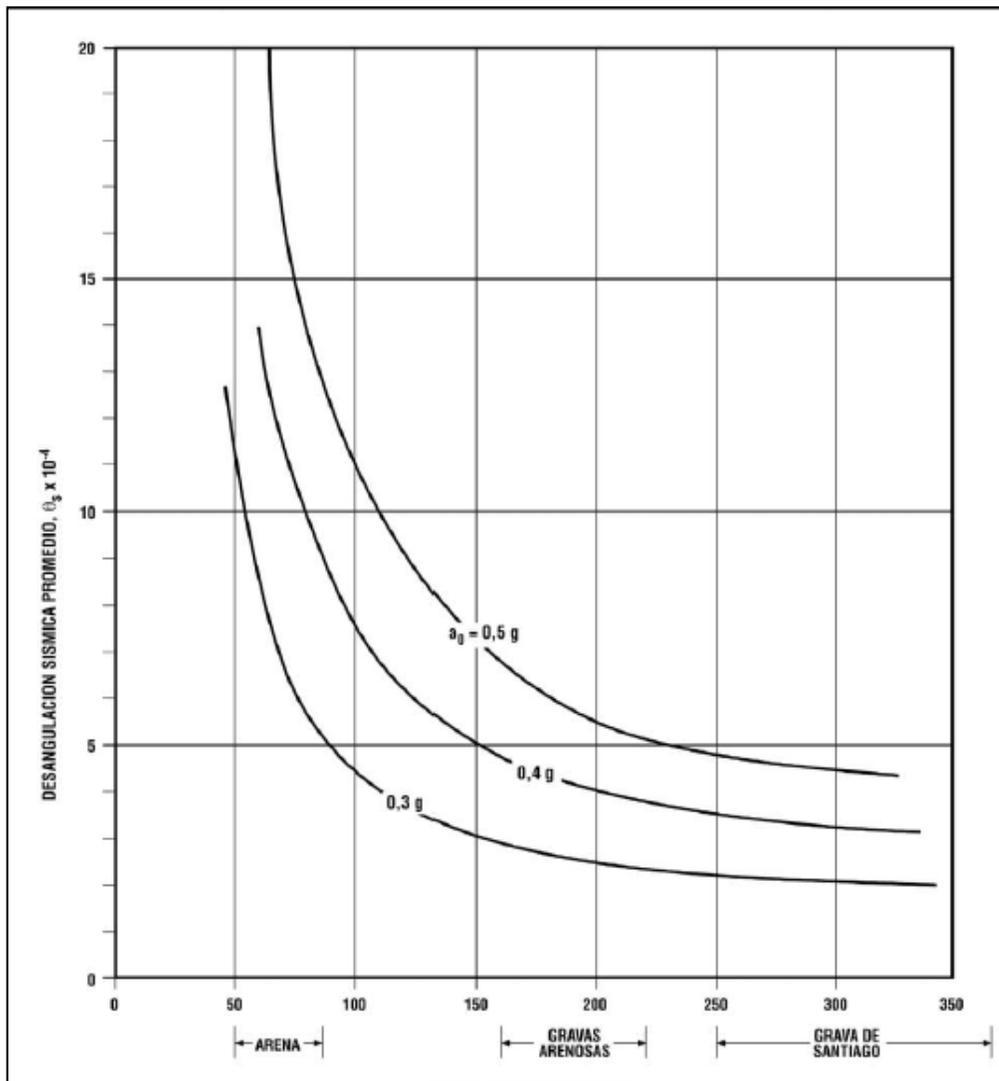


Figura 3- 2: Desangulaciones de diseño establecidas por el manual de carreteras

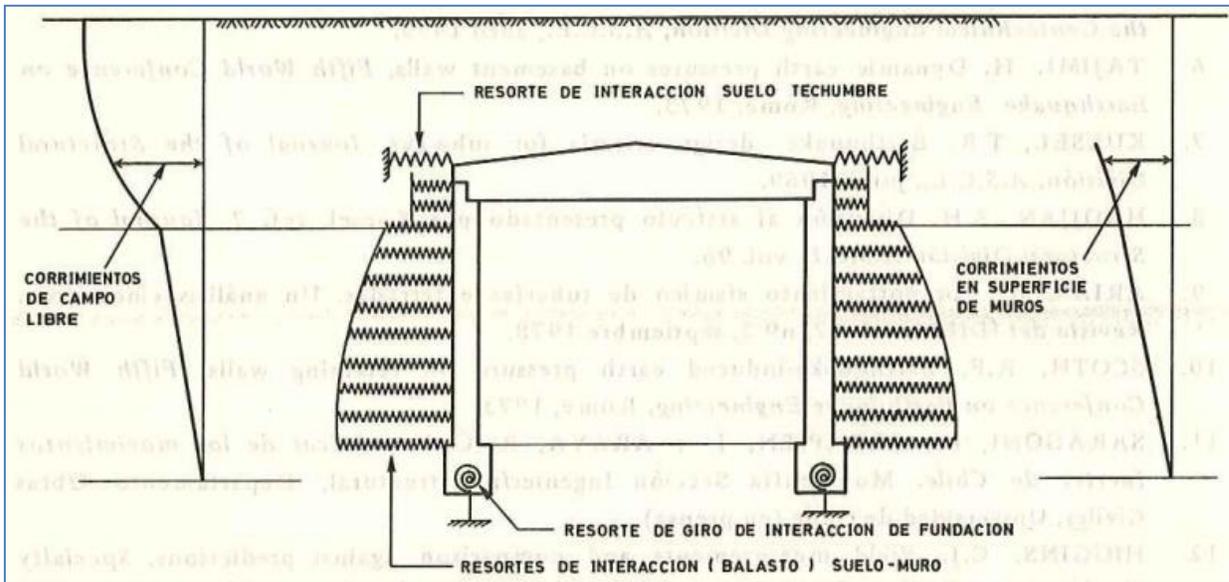
**TABLA 3.1003.501(3).A
DESANGULACION SISMICA DE DISEÑO**

Tipo de suelo	Desangulación de diseño, θ_s		
	$a_o = 0,3 g$	$a_o = 0,4 g$	$a_o = 0,5 g$
Arenas	$7,5 \times 10^{-4}$	13×10^{-4}	20×10^{-4}
Gravas arenosas	$2,5 \times 10^{-4}$	4×10^{-4}	$5,5 \times 10^{-4}$
Suelos finos y suelos con cementación			
q_u (kgf/cm ²)			
0,25	18×10^{-2}	30×10^{-2}	44×10^{-2}
1,00	$5,0 \times 10^{-3}$	21×10^{-3}	45×10^{-3}
2,00	$11,0 \times 10^{-4}$	22×10^{-4}	35×10^{-4}
4,00	$4,0 \times 10^{-4}$	6×10^{-4}	$8,5 \times 10^{-4}$
8,00	$2,5 \times 10^{-4}$	4×10^{-4}	$5,5 \times 10^{-4}$

Las desangulaciones anteriores son aplicadas a 2 tipos de modelos:

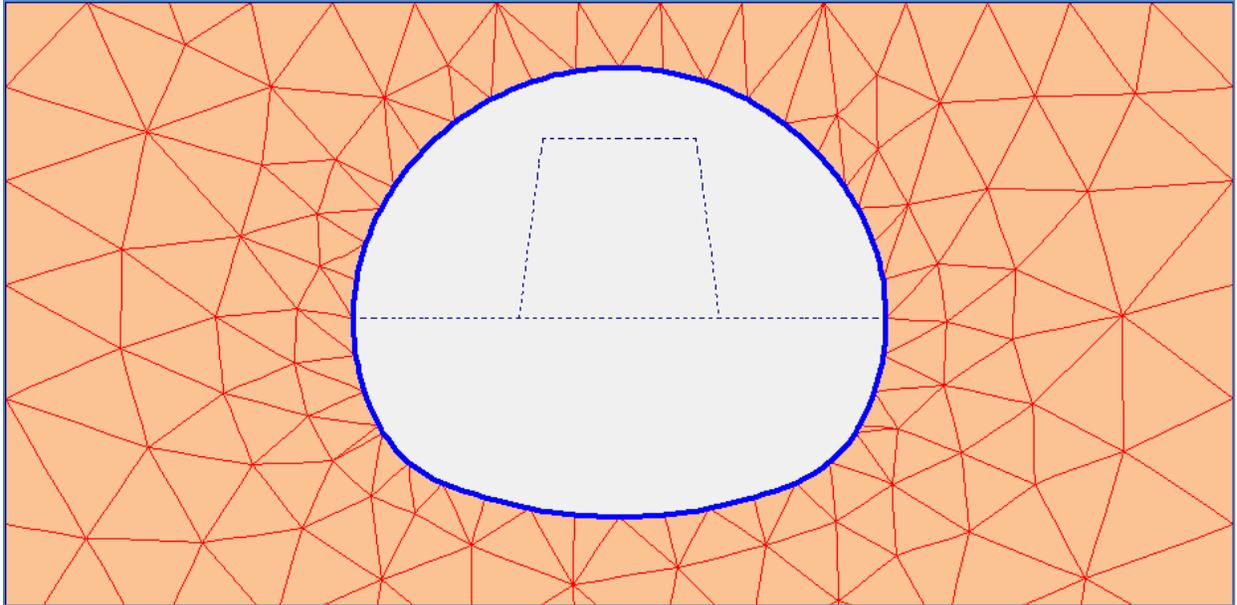
- Modelos estructurales que simulan el terreno mediante la incorporación de resortes:

Figura 3- 3: Modelo de interacción suelo – estructura y resortes equivalentes (Musante, 1978)



- Modelos geotécnicos que integran el suelo y revestimiento mediante el uso de elementos finitos o diferencias finitas.

Figura 3- 4: Modelo de interacción suelo – estructura realizado con elementos finitos



3.1.1 Desangulaciones sísmicas de diseño utilizadas

Debido a las características geotécnicas de las zonas analizadas, se han establecido las siguientes desangulaciones correspondientes en base a lo estipulado por el manual de carreteras:

Tabla 3- 1: Desangulaciones objetivo para las modelaciones cinemáticas.

Unidad geotécnica a modelar	Desangulación establecida por el manual de carreteras [rad]
Grava de Santiago	$3.5 \cdot 10^{-4}$
Finos del noroeste	$2.3 \cdot 10^{-3}$

Como se ha mencionado, y debido a que el software computacional PLAXIS no permite la desangulación directa de la malla de elementos finitos, se aplicó una fuerza de campo horizontal en la totalidad del modelo mediante un proceso iterativo, registrando la distorsión angular hasta determinar la magnitud de la fuerza horizontal que generaba la desangulación deseada.

De esta forma, las aceleraciones horizontales aplicadas en la totalidad del modelo y requeridas para generar las distorsiones angulares de la tabla 3-1 son las siguientes:

Tabla 3- 2: Aceleraciones de campo requeridas para lograr desangulaciones indicadas en manual de carreteras.

Unidad geotécnica a modelar	Aceleración horizontal
Grava de Santiago	0.262 [g]
Finos del noroeste	0.460 [g]

Como se ha mencionado, estas aceleraciones corresponden a una fuerza horizontal que se aplica como una fuerza de campo en el modelo de forma de generar la distorsión angular buscada.

A continuación se presentan las deformaciones de ambos modelos (grava y suelos finos, con sus respectivas propiedades geomecánicas estipuladas en el capítulo 5) utilizados para la determinación de las fuerzas horizontales indicadas en la tabla 3-2. Dichas deformaciones han sido escaladas por un factor 100:

Figura 3- 5: Deformada modelo calibración la fuerza horizontal, caso cinemático, Grava de Santiago.

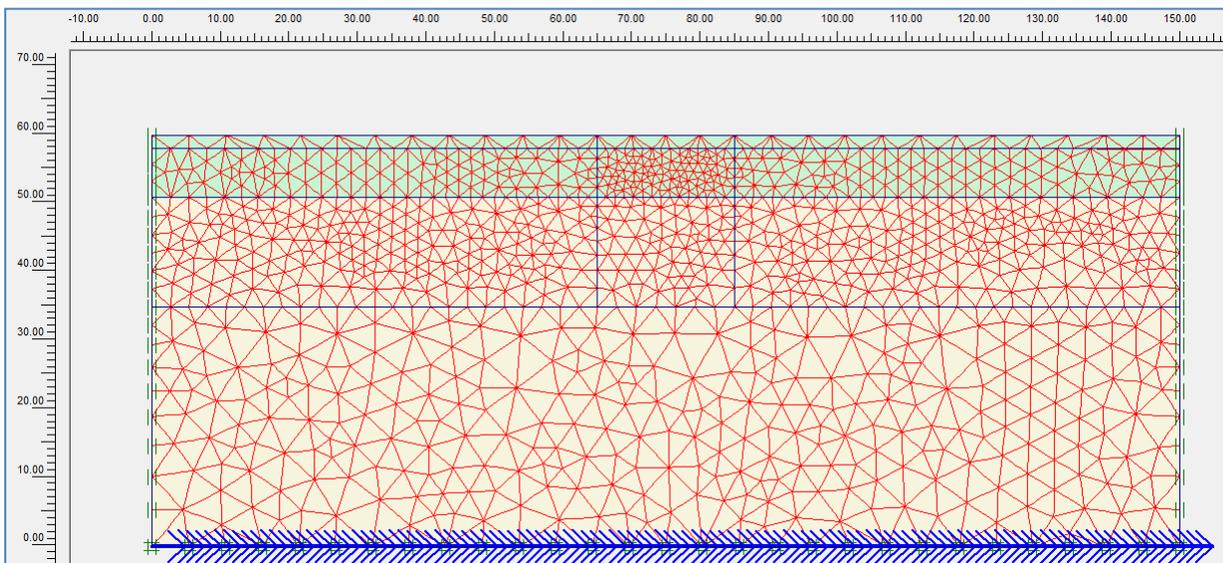
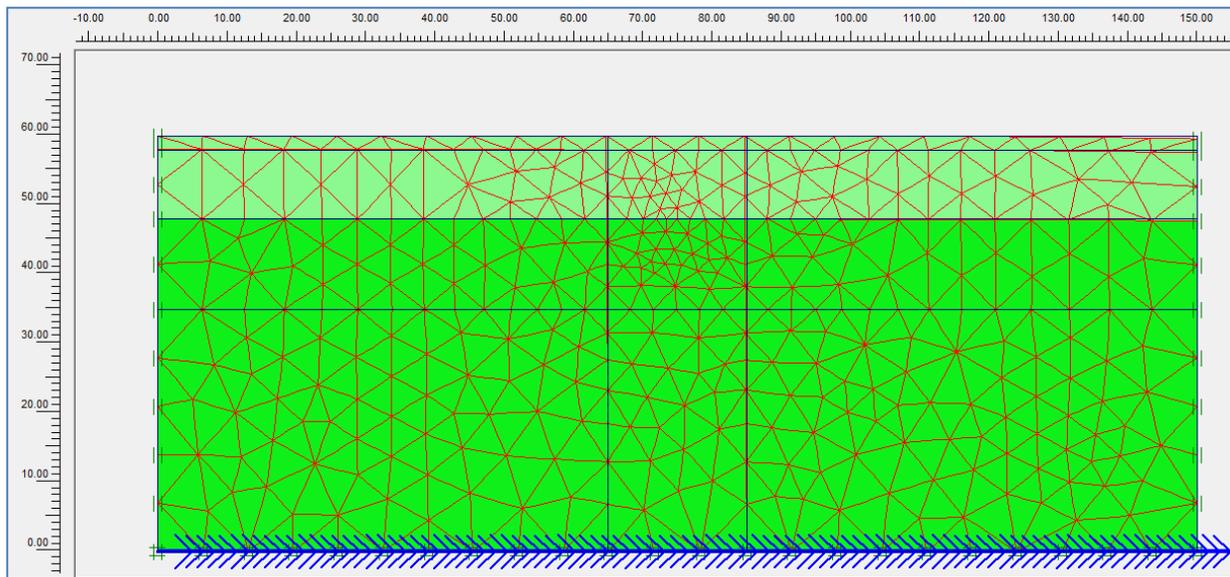


Figura 3- 6: Deformada modelo para calibrar la fuerza horizontal, caso cinemático, finos del Noroeste.



Las propiedades geomecánicas de los modelos de calibración de las figuras 3-5 y 3-6 son las que se indican en el acápite 5.1.

Finalmente, y con el objetivo de establecer las solicitaciones sísmicas a las que ha sido sometido el Metro de Santiago, se exponen los 2 sismos de mayor relevancia ocurridos desde que este fue construido:

Sismo de Algarrobo

Fecha: 3 de marzo de 1985

Magnitud de momento (M_w): 8.0

Profundidad: 30.0 km

Sismo del Maule

Fecha: 27 de febrero de 2010

Magnitud de momento (M_w): 8.8

Profundidad: 30.1 km

En ambos eventos sísmicos el Metro de Santiago tuvo un desempeño estructural adecuado, lo cual ha servido para validar el método cinemático. Debido al éxito anterior, un eventual cambio de los paradigmas en los métodos de diseño tiene un grado de complejidad importante, y se requiere del desarrollo de diversos estudios para eventualmente lograrlo.

Capítulo 4

Diseño sísmico mediante uso de un registro

4.1. Descripción general del método dinámico

Como se ha mencionado, el método dinámico consiste en la aplicación del sismo de diseño en la base del modelo, lo cual ha sido realizado en la última etapa constructiva de los modelos desarrollados en Plaxis.

En los modelos dinámicos se ha definido un comportamiento esfuerzo – deformación del tipo hiperbólico (modelo conocido como “Hardening Soil”), debido a que las características técnicas del programa PLAXIS permiten para este tipo de modelos la incorporación directa de las curvas de degradación, variando así las propiedades de los módulos de deformación (E y G) según la distorsión angular.

4.2 Registros sísmicos a usar

Para la realización de los modelos dinámicos, se consideraran los siguientes registros sísmicos, ambos registrados el 27 de febrero de 2010:

- Registro sísmico 1, medido en suelo, en estación ubicada en la facultad de ciencias físicas y matemáticas de la Universidad de Chile, en la comuna de Santiago. Este sismo será aplicado a modelos computacionales representativos de la grava de Santiago.
- Registro sísmico 2, medido en roca, en estación ubicada en el cerro Santa lucía, en la comuna de Santiago. Este sismo será aplicado a modelos computacionales representativos de la grava de Santiago, y también a los modelos de los suelos finos del noroeste.

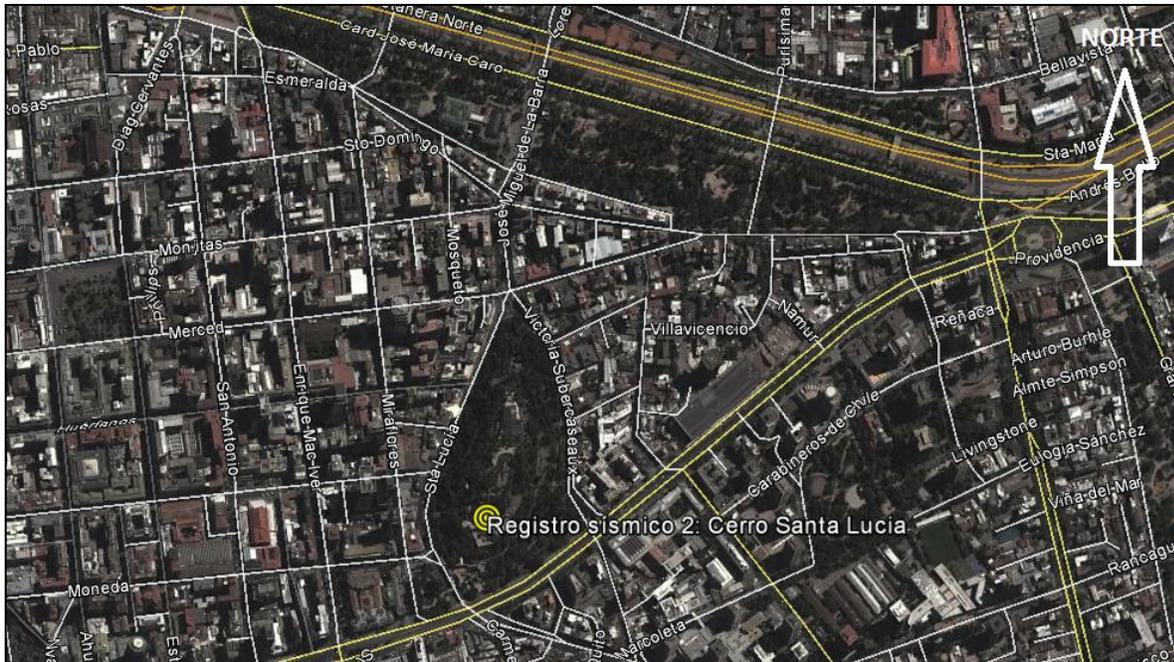
A continuación se adjunta una imagen con la ubicación de la estación del registro sísmico 1, el que fue medido en la facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile, comuna de Santiago, Región Metropolitana:

Figura 4- 1: Ubicación de la estación del registro sísmico 1.(google maps)



A continuación se adjunta una imagen con la ubicación de la estación del registro sísmico 2, el que fue medido en el cerro Santa Lucía, comuna de Santiago, Región Metropolitana.

Figura 4- 2: Ubicación de la estación del registro sísmico 2 (google maps)



A continuación se presentan ambos registros sísmicos graficados. Ambas mediciones corresponden a la componente horizontal registrada en el sentido este – oeste del sismo.

Gráfico 4- 1: Registro sísmico medido en la Universidad de Chile. Sismo febrero de 2010.

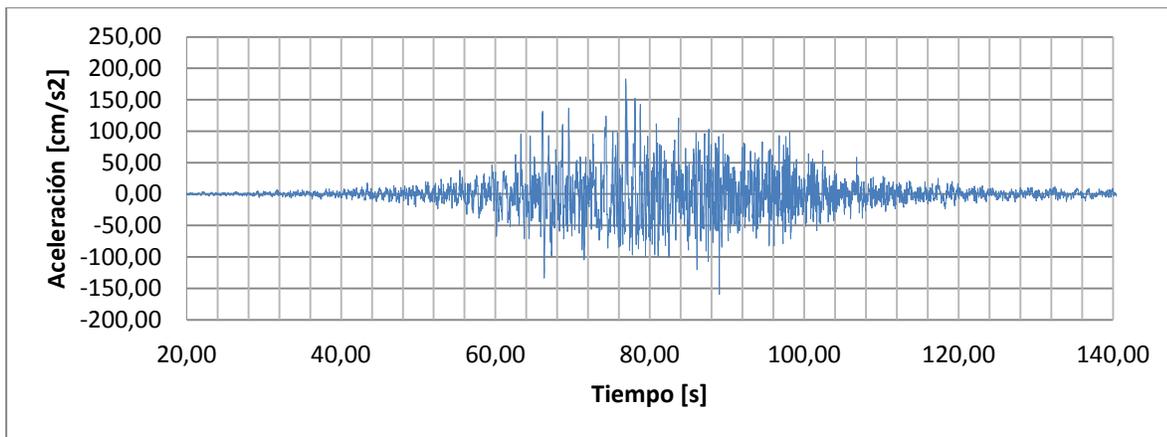
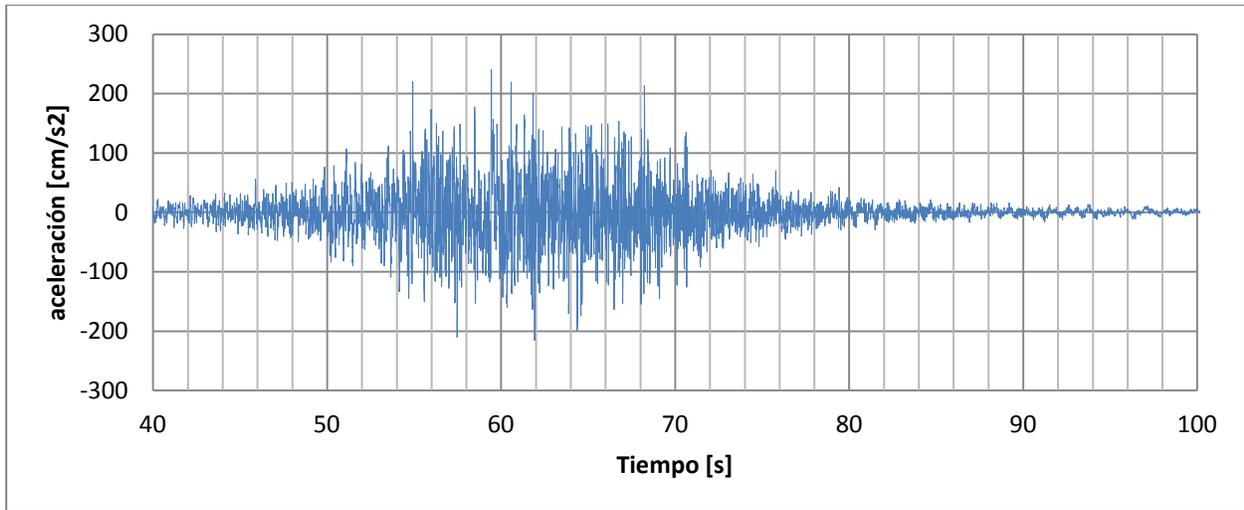


Gráfico 4- 2: Registro sísmico medido en el cerro Santa Lucía. Sismo febrero de 2010.



4.2.1 Filtrado de los sismos

Mediante el uso del software computacional *SEISMO SIGNAL*, se realizó un filtrado del contenido de frecuencias para un rango de 0.1 – 20.0 hz, aplicando también la corrección por línea base.

A continuación se adjunta el gráfico 4-3, de desplazamiento vs tiempo, y que ilustra la corrección por línea base para el sismo registrado en la Universidad de Chile. En el gráfico superior se aprecia el desplazamiento total original registrado (en el cual se aprecia que el desplazamiento permanente del punto en que se registró el sismo fue de casi 2 metros), mientras que en el gráfico inferior se expone el registro corregido por línea base, y que considera un desplazamiento final nulo del punto en que el sismo fue registrado:

Gráfico 4- 3: Corrección por línea base. Registro sísmico medido en Universidad de Chile

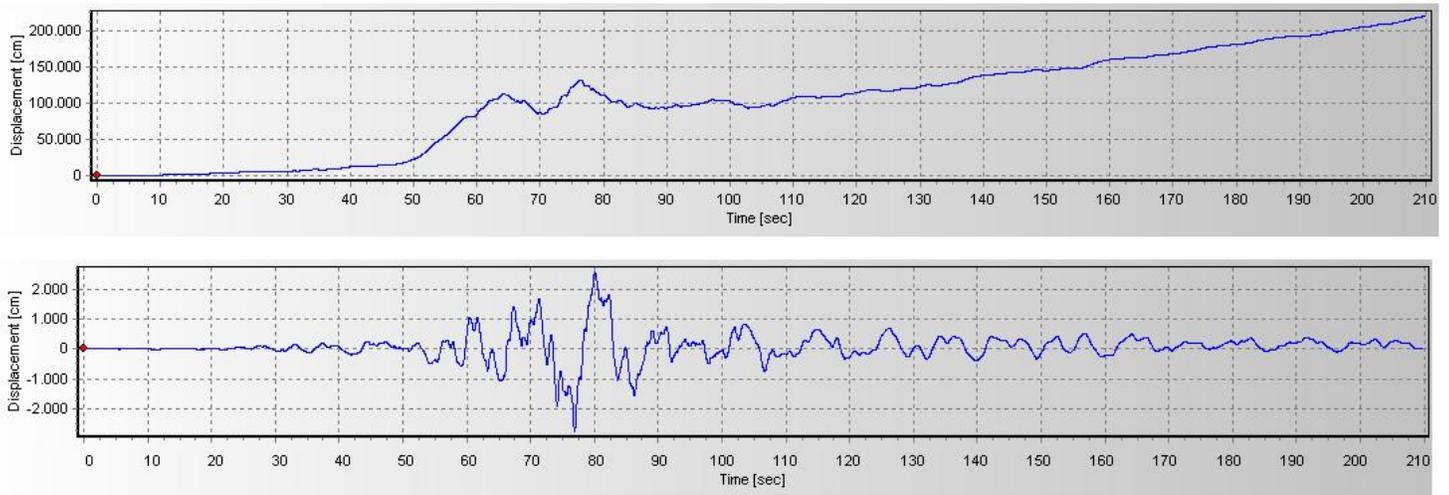
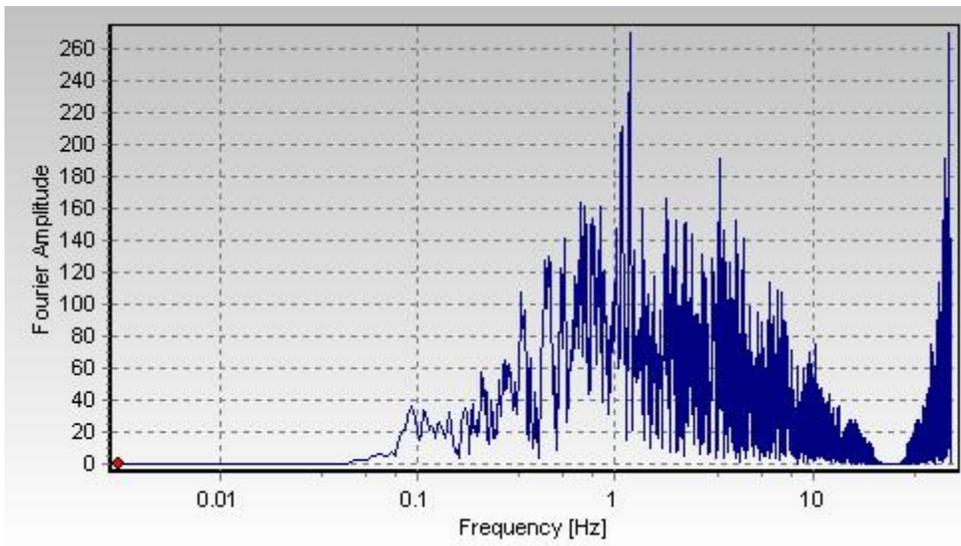


Gráfico 4- 4: Contenido de frecuencias del sismo filtrado. Registro sísmico medido en Universidad de Chile



De forma análoga a lo expuesto en el gráfico 4-3, a continuación se ilustra la corrección por línea base para el sismo registrado en el cerro Santa Lucía. El gráfico superior contiene el desplazamiento asociado al sismo original, mientras que el inferior incorpora la corrección por línea base:

Gráfico 4- 5: Corrección por línea base. Registro sísmico del cerro Santa Lucía.

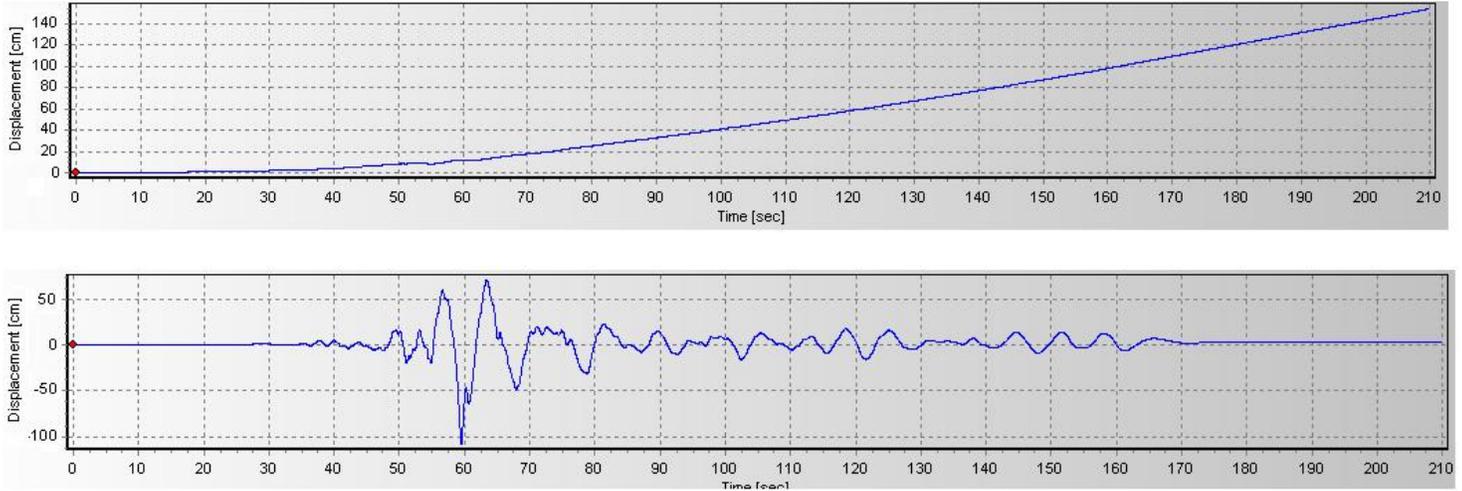
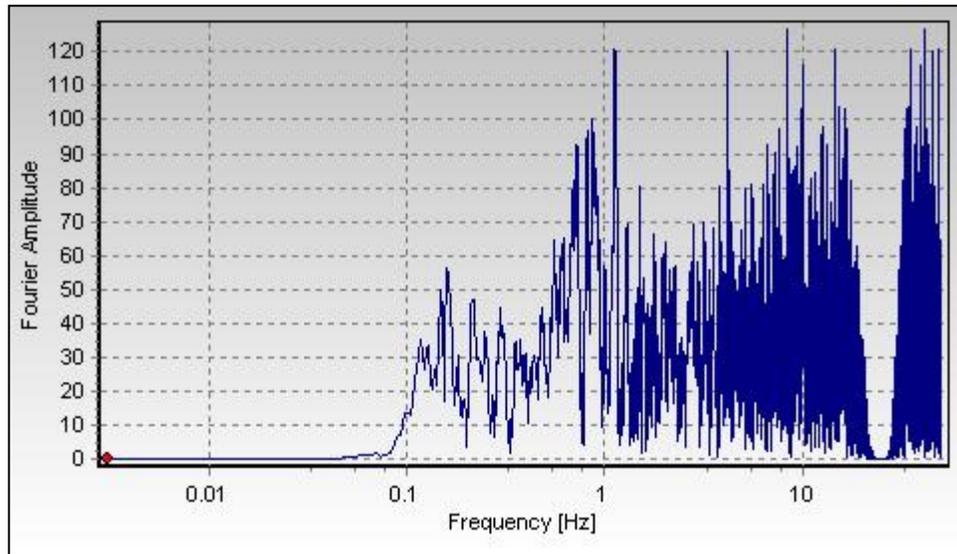


Gráfico 4- 6: Contenido de frecuencias del sismo filtrado. Registro sísmico en cerro Santa Lucía.



4.2.2 Proceso de deconvolución

Los sismos anteriormente descritos fueron medidos en la superficie, por lo cual con el propósito de obtener las historias de aceleraciones en profundidad, se realizó un análisis de la respuesta dinámica del suelo, para obtener un registro en profundidad. Esto último fue solo realizado para el sismo medido en suelo, pues no aplica – pues carece de sentido práctico - para sismos registrados en roca.

Para lograr lo anterior, los registros de aceleraciones en profundidad se calcularon a partir del registro de aceleraciones medido en superficie, mediante el procedimiento conocido como Método de Deconvolución, que se basa en la aplicación del método lineal equivalente. Para lograr lo anterior, se trabajó con el software computacional *EERA* (Bardet et al., 1992), que utiliza algoritmos de cálculo basados en el código del software computacional *SHAKE*.

El método se basa en la propagación vertical de ondas de corte a través de un conjunto de estratos horizontales de extensión infinita, y utiliza las curvas de degradación del módulo de corte y la razón de amortiguamiento, para mediante un proceso iterativo, establecer una convergencia de los parámetros involucrados para cada nivel de profundidad. Lo anterior es de vital importancia, puesto que la evidencia empírica demuestra que estos parámetros (módulo de corte y la razón de amortiguamiento) son dependientes de la distorsión angular a la que esta afecta el elemento de suelo analizado.

Para realizar el proceso de deconvolución se necesita entonces:

- Registro de aceleraciones sísmicas a ser utilizado.
- Estratigrafía del suelo, y parámetros geotécnicos respectivos.
- Velocidades de onda de corte.
- Curvas de degradación del módulo de corte para cada tipo de suelo.
- Curvas de la razón de amortiguamiento para cada tipo de suelo.

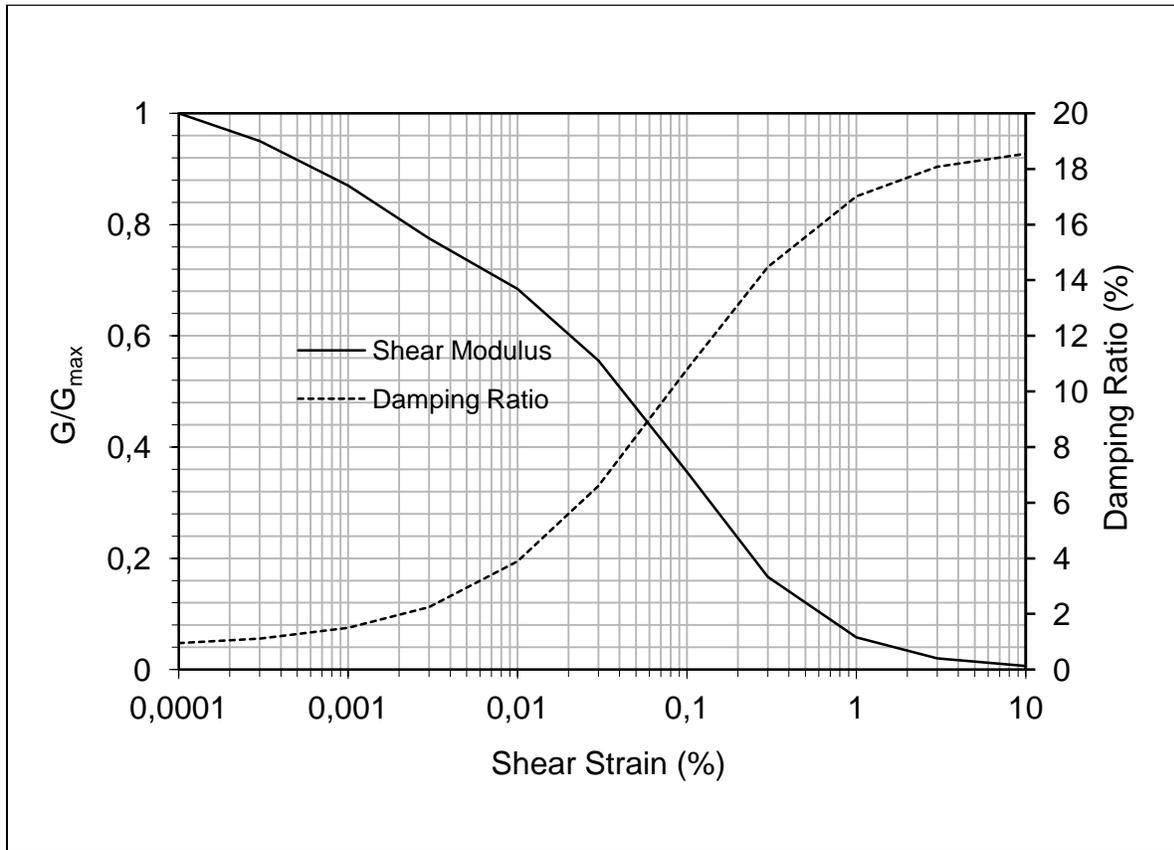
Como se ha mencionado, el sismo 2 fue registrado en el cerro Santa Lucía, correspondiente a un afloramiento rocoso, por lo cual el proceso de deconvolución solo será aplicado al sismo 1, y que fue registrado en la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile.

Ya que el proceso de deconvolución es realizado solamente con el objetivo de mejorar la precisión de los resultados, y de representar de mejor forma el proceso físico, no se ahondará en mayor profundidad en la aplicación del proceso de deconvolución, pues además de no ser necesario, no forma parte de los objetivos de estudio.

4.2.2.1 Curvas de degradación del módulo de corte, y razón de amortiguamientos

A continuación se presentan las curvas de degradación adoptadas en los modelos dinámicos emplazados en grava, para el sismo registrado en la Universidad de Chile, y que han sido definidas considerando ensayos realizados en diversos suelos con similares características granulométricas y propiedades índice, tomándose así una curva promedio que se estima representa de manera adecuada la totalidad de los estudios involucrados. Estas curvas fueron obtenidas del estudio “Shear modulus and damping relation for gravels”, desarrollado por Kyle M. Rollins, en 1998.

Gráfico 4- 7: Curvas de degradación (Kyle M. Rollins, 1998)



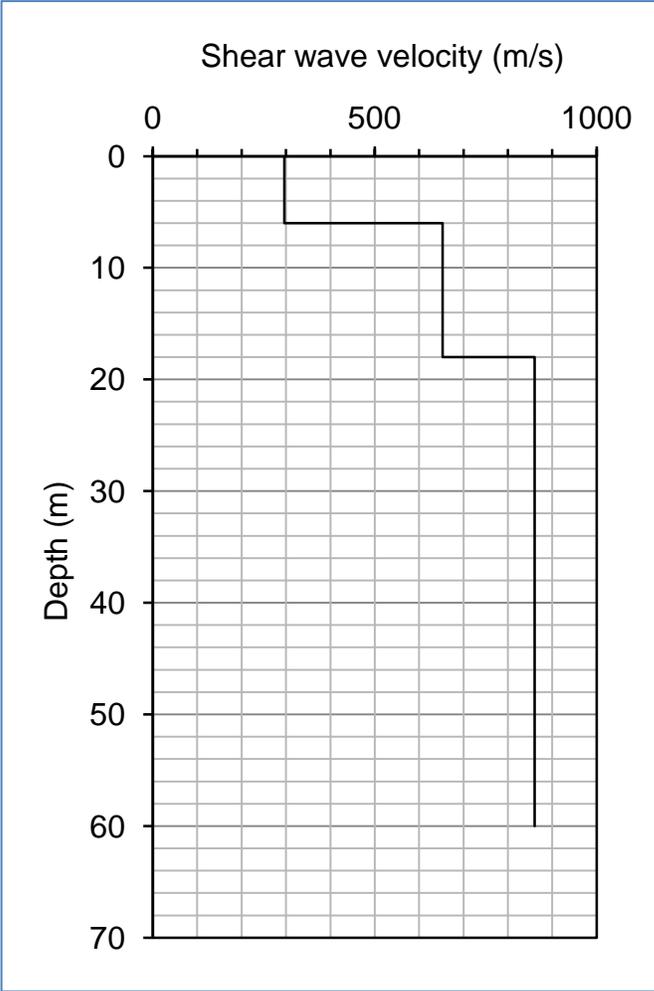
Estas curvas serán utilizadas exclusivamente en los modelos dinámicos emplazados en el ripio de Santiago para el sismo registrado en la Universidad de Chile.

4.2.2.2 Velocidades de ondas de corte para la grava de Santiago

El perfil de velocidades de ondas de corte en profundidad fue aportado por la empresa ARCADIS, y su ubicación se expone en la siguiente imagen satelital. Además, se presenta la ubicación de un sondaje que fue considerado para respaldar los parámetros geomecánicos indicados en el capítulo 5.

A continuación se presenta el perfil de las velocidades de onda de corte a ser utilizados en el proceso de deconvolución para los modelos emplazados en la grava de Santiago, para el registro sísmico medido en la Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile.

Gráfico 4- 8: Perfil de velocidad de ondas de corte. Grava de Santiago. Arcadis (2012)



4.2.2.3 Resultados de la deconvolución

A continuación se presentan los resultados del proceso de deconvolución realizado. Se comienza con la aceleración máxima calculada en profundidad, y se sigue con una comparación entre la aceleración en superficie (la misma del gráfico 4-1) con la aceleración obtenida a una profundidad de 60 m, que corresponde a la profundidad de los modelos computacionales a ser desarrollados. Finalmente, se exponen otras curvas que se consideran de importancia en el fenómeno de amplificación sísmica.

Gráfico 4- 9: Aceleraciones máximas en profundidad. Método lineal equivalente y deconvolución.

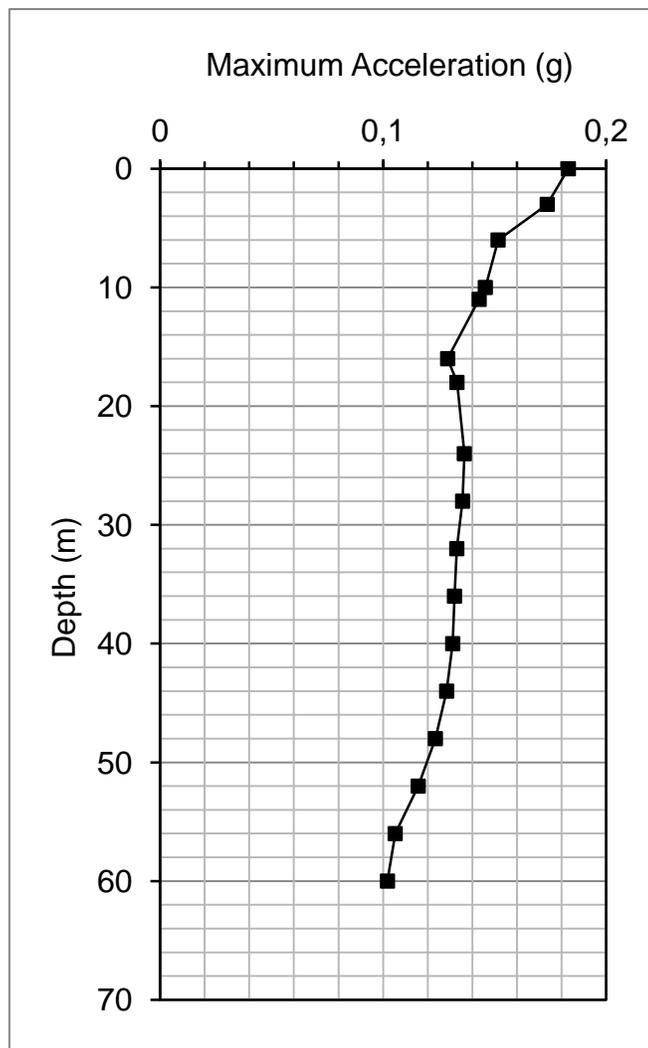
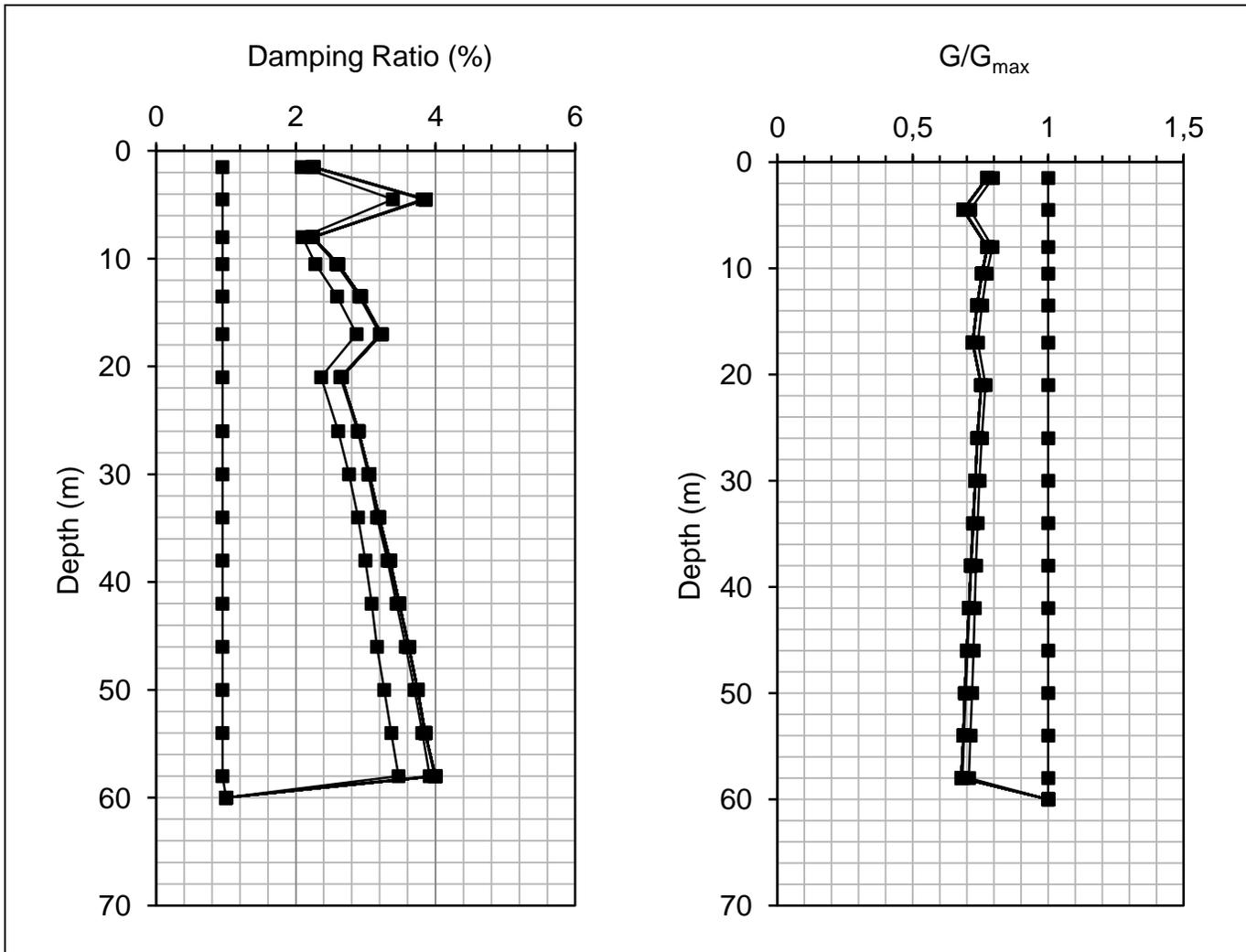


Gráfico 4- 10: Amortiguamiento y módulo de corte en profundidad, de deconvolución.



Es importante mencionar que en el gráfico anterior se muestran las diversas iteraciones de convergencia, de ahí a que para una misma profundidad se tienen varios valores para el amortiguamiento y para la razón G/G_{max} . A modo de facilitar la interpretación del gráfico para el lector, en la primera iteración del cálculo del amortiguamiento, a una profundidad de 50 m, el cálculo se inicia con amortiguamiento del 1%, en la 2^{da} iteración llega a cerca de un 3.2%, y converge finalmente en cerca de un 3.6%.

Gráfico 4- 11: Registro Universidad de Chile. Sismo febrero de 2010. Sismo sin deconvolucionar.

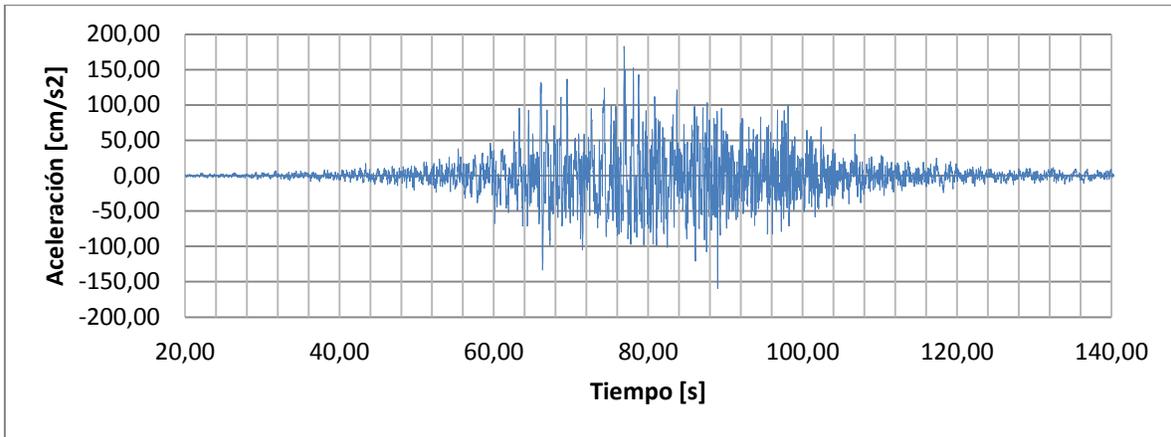
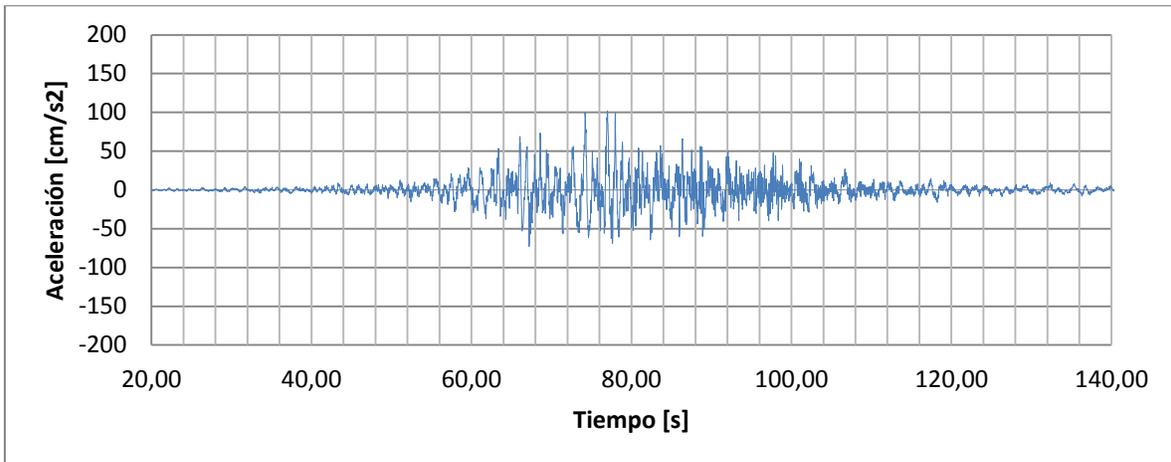


Gráfico 4- 12: Registro Universidad de Chile. Sismo febrero de 2010. Sismo deconvolucionado



Comparando los gráficos 4-11 y 4-12, se puede apreciar que el efecto de la amplificación dinámica del suelo es importante, produciéndose un factor de amplificación del orden de 1.8 desde los 60 m de profundidad hasta la superficie.

Capítulo 5

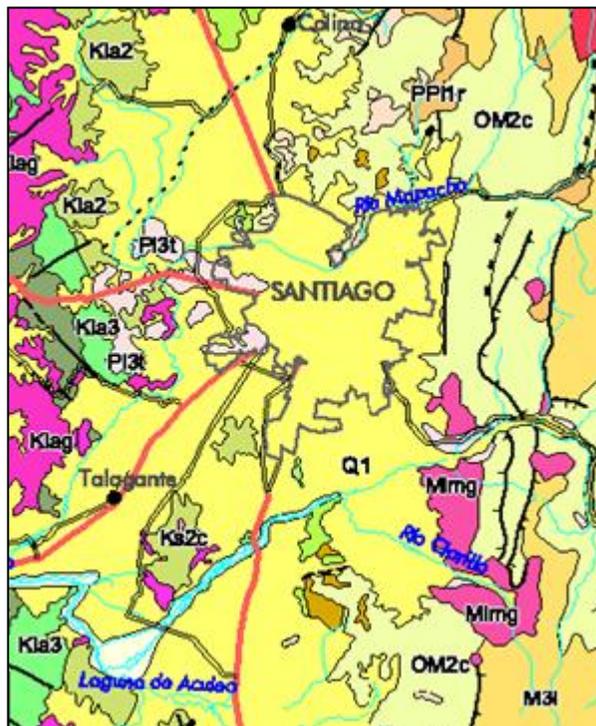
Parámetros y características de la
modelación computacional

5.1 Propiedades mecánicas del suelo y marco geológico

La región metropolitana, esta conformada principalmente por depósitos aluviales y coluviales, y en un menor grado, por material proveniente de remociones en masa, ambos con un origen asociado a la edad del Pleistoceno – Holoceno.

Lo anterior se puede observar en la siguiente imagen, en la cual se puede apreciar que la ciudad de Santiago se ubica en la unidad Q1.

Figura 5- 1: Geología del entorno de la ciudad de Santiago (Servicio Nacional de Geología y Minería. 2003)

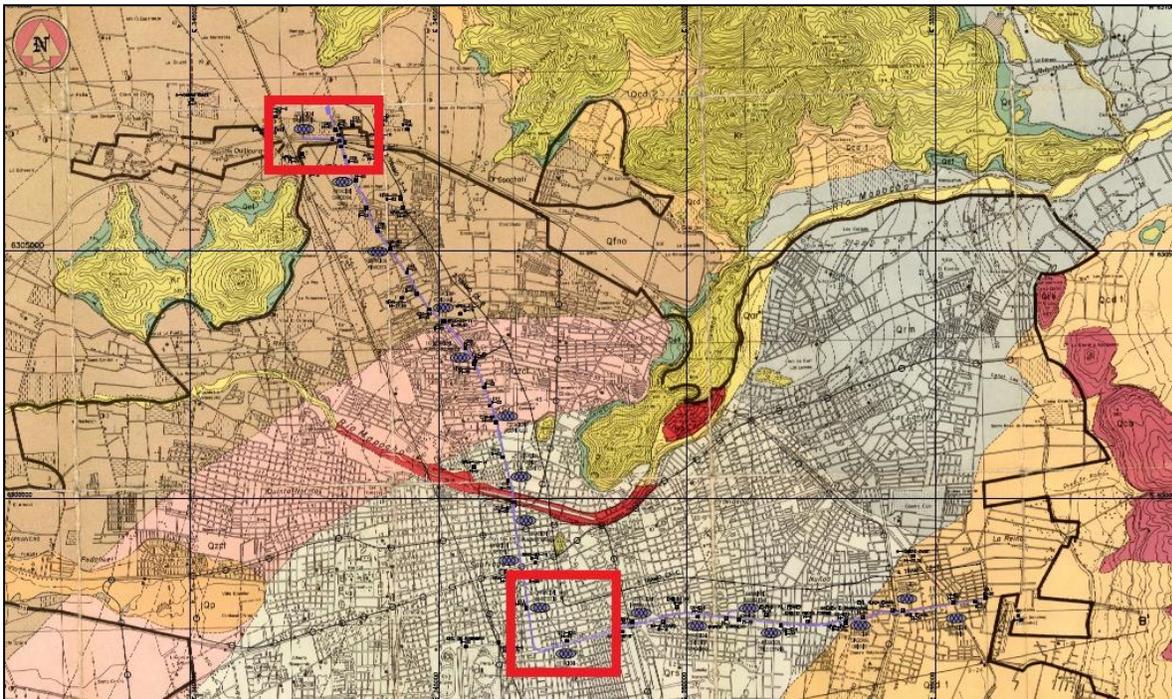


La unidad Q1, tiene su origen en el Pleistoceno- Holoceno, y esta constituida principalmente por depósitos aluviales, coluviales, y de remoción en masa.

Como se ha mencionado, se estudiarán 2 zonas, ambas asociadas a la futura línea 3 del metro, actualmente en construcción. Estas zonas corresponden a la zona norte y céntrica de la ciudad de Santiago. Dichas zonas han sido elegidas por los tipos de suelos que se encuentran en cada una de ellas. En la zona norte se presentan suelos finos, mientras que en la zona céntrica se encuentra el suelo característico del de la zona céntrica de la ciudad, conocido como “Ripio de Santiago”.

Las zonas específicamente elegidas se pueden ver en la siguiente figura, consistente en un mapa de la ciudad de Santiago en el que se indican las distintas unidades geomorfológicas de suelos de la ciudad. Este mapa fue elaborado a partir del estudio desarrollado por Gloria Valenzuela, en 1978.

Figura 5- 2: Ubicación de las zonas a modelar (Gloria Valenzuela, 1978)



5.1.1 Grava de Santiago

5.1.1.1 Marco geológico

El ripio del Mapocho es un depósito fluvial gravoso con algo de arcilla, que ha sido transportado por el río Mapocho. El estrato de grava tiene, en el lugar de estudio, varias decenas de metros de espesor y el nivel freático se encuentra a una profundidad estimada superior a los 55 m. El fluvial se caracteriza por poseer una compacidad alta, y una forma de las partículas redondeadas y sub redondeadas, y por ser relativamente bien graduado.

Se cuenta con un sondaje de 95 m de profundidad realizado al nororiente del parque O'Higgins, y que fue obtenido del estudio desarrollado por Gloria Valenzuela en 1978. Dicho sondaje indica que en el lugar estudiado, el estrato gravoso alcanza una profundidad de al menos 95 m.

A continuación, se adjunta una figura con la ubicación del sondaje, y de un ensayo de medición de la velocidad de onda de corte del suelo, los que fueron utilizados en el acápite 4.2.2 para la realización de la deconvolución:

Figura 5- 3: Ubicación del sondaje y ensayo Remi para en modelación del Ripio de Santiago (Google maps)



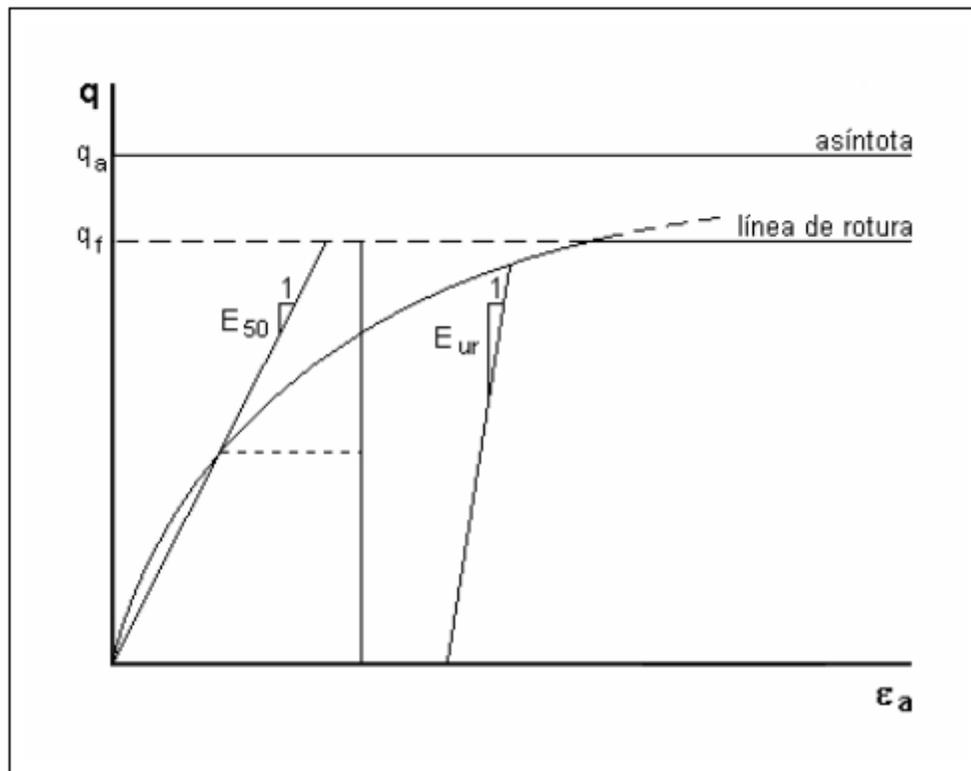
5.1.1.2 Propiedades mecánicas y parámetros utilizados en modelos Hardening Soil

El modelo constitutivo Hardening soil, a diferencia del modelo elasto plástico de Mohr Coulomb, considera una superficie de fluencia que varía en función de la deformación, por lo cual la fluencia no ocurre de forma drástica e inmediata, si no que ocurre de forma paulatina. Es debido a lo anterior, que el comportamiento Hardening soil es del tipo parabólico, quedando definido por la siguiente ecuación:

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

El comportamiento definido por la ecuación anterior, tiene la siguiente forma gráfica, y que consiste en la idea básica para la formulación hiperbólica del modelo Hardening soil:

Gráfico 5- 1: Comportamiento tipo Hardening Soil (Manual de Plaxis V8, 2002)



En la expresión anterior, q_a es el valor asintótico que define la resistencia, y E_{50} es el módulo de deformación que se tiene al alcanzar el 50% del esfuerzo desviador para la rotura (q_f). La expresión para determinar q_f proviene del criterio de rotura definido por Mohr Coulomb, que considera los parámetros de resistencia al corte asociados a la cohesión y al ángulo friccional, mientras que q_a es una fracción de q_f , tal y como se aprecia en las siguientes expresiones:

$$q_f = (p + c' \cotan \phi') \frac{6 \operatorname{sen} \phi'}{3 - \operatorname{sen} \phi'} \quad q_a = \frac{q_f}{R_f}$$

Respecto a los módulos de Young para el 50% de la deformación (E_{50}), y para la recarga (E_{ur}), quedan definidos por las siguientes expresiones:

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cotan \phi'}{\sigma'_{\text{ref}} + c' \cotan \phi'} \right)^m$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{\text{ref}} \left(\frac{\sigma'_3 + c' \cotan \phi'}{\sigma'_{\text{ref}} + c' \cotan \phi'} \right)^m$$

Para los modelos cinemáticos y dinámicos desarrollados en Plaxis en los que se asumió un comportamiento de acuerdo a lo establecido por el modelo hiperbólico denominado Hardening soil, se adoptaron los siguientes parámetros geotécnicos:

Tabla 5- 1: Parámetros geotécnicos adoptados en modelos Hardening soil, grava de Santiago

Parámetros geotécnicos comunes para la 1era y 2da depositación del Mapocho en la grava de Santiago, comportamiento Hardening soil			
Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor
Densidad	γ	Kn/m ³	23
Angulo de fricción	Φ	[°]	45
Potencia	m	Adimensional	0.57
Módulo de Poisson	ν	Adimensional	0,25
Presión de referencia	p^{ref}	kPa	0.57
Razón de falla	R_f	Adimensional	0.9
Coefficiente de empuje en reposo	K_o	Adimensional	0,8
Parámetros exclusivos de la 2 ^{da} depositación			
Cohesión	C	kPa	20
Modulo de deformación al 50% de la tensión de falla	E_{50}	kPa	100.000
Modulo de deformación edométrico	E_{OED}	kPa	97.850
Modulo de deformación de recarga	E_{ur}	kPa	400.000
Parámetros exclusivos de la 1 ^{era} depositación			
Cohesión	C	kPa	35
Modulo de deformación al 50% de la tensión de falla	E_{50}	kPa	150.000
Modulo de deformación edométrico	E_{OED}	kPa	146.800
Modulo de deformación de recarga	E_{ur}	kPa	600.000

5.1.2 Suelos finos de Santiago

5.1.2.1 Marco geológico

El suelo corresponde a la unidad denominada "finos del noroeste". Este está constituido por materiales limosos y arcillosos de plasticidad mediana, de color café, con intercalaciones de lentes arenosos y gravosos delgados.

Las partículas de suelo provienen de la descomposición de rocas sedimentarias y volcánicas de los cordones cordilleranos cercanos.

A continuación, se adjunta una figura con la ubicación del sondaje considerado para las modelaciones geomecánicas de la zona norte de Santiago. Este sondaje fue obtenido del estudio realizado por Gloria Valenzuela, en 1978.

Figura 5- 4: Ubicación del sondaje para la modelación de suelos finos (Google maps)



5.1.2.2 Propiedades mecánicas y parámetros utilizados en modelo hiperbólico Hardening Soil

Tabla 5- 2: Parámetros geotécnicos adoptados en modelos Hardening soil para los suelos finos.

Parámetros geotécnicos independientes de la profundidad para los suelos finos del norte de Santiago, comportamiento Hardening soil			
Parámetro	Símbolo	Unidad	Valor
Densidad	γ	Kn/m ³	18.5
Angulo de fricción	Φ	[°]	31
Módulo de Poisson	ν	Adimensional	0.3
Presión de referencia	p^{ref}	kPa	100
Coefficiente de empuje en reposo	K_0	Adimensional	0.65, si $z < 12m$ 0.45, si $z > 12m$
Parámetros exclusivos para $z < 12 m$			
Cohesión	C	kPa	30
Modulo de deformación al 50% de la tensión de falla	E_{50}	kPa	42.500
Potencia	m	Adimensional	0.7
Parámetros exclusivos para $z > 12 m$			
Cohesión	C	kPa	50
Modulo de deformación al 50% de la tensión de falla	E_{50}	kPa	55.000
Potencia	m	Adimensional	1.0
Modulo de deformación edométrico	E_{OED}	kPa	53.820
Modulo de deformación de recarga	E_{ur}	kPa	220.000

5.1.3 Valores adoptados para el coeficiente de empuje en reposo, K_o

Como se indica en las tablas anteriores, los valores adoptados para el coeficiente de empuje en reposo han sido los siguientes:

Grava de Santiago

$$K_o = 0.80$$

Finos del noroeste

$$K_o = \begin{cases} 0.65, & \text{si } z < 12\text{m} \\ 0.45, & \text{si } z > 12\text{m} \end{cases}$$

Los valores anteriores provienen de diversos estudios desarrollados por la empresa ARCADIS GEOTECNIA, en la cual se han realizado mediciones in-situ utilizando el presi6metro de Menard.

Se hace esta acotaci6n, debido a que la magnitud de los coeficientes de empuje en reposo adoptados, es mayor a la de los valores convencionalmente utilizados, y que provienen de la siguiente ecuaci6n, que fue desarrollada por Jaky:

$$K_o = 1 - \sin(\Phi)$$

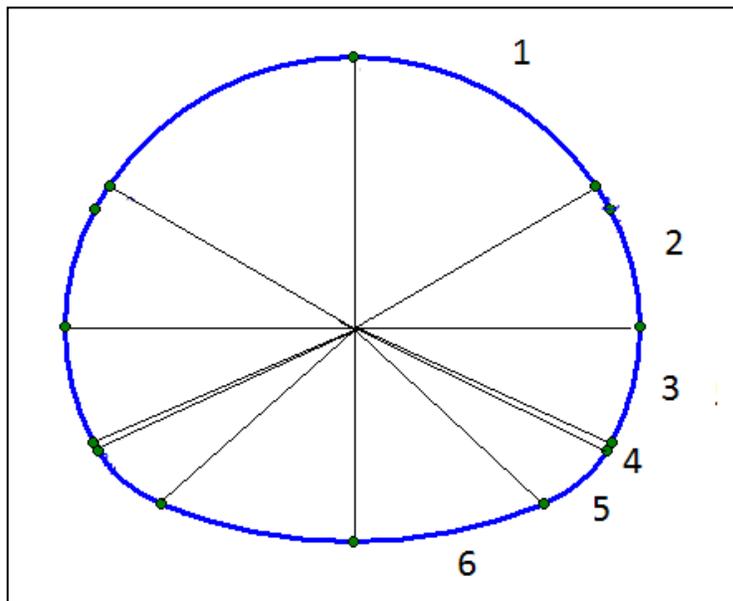
Es importante mencionar que la ecuaci6n anterior corresponde a suelos normalmente consolidados, por lo cual se tiene la hip6tesis de que los altos valores de los empujes en reposo est6n relacionados con alg6n grado de sobre consolidaci6n que puede haber ocurrido en el pasado geol6gico de la cuenca de Santiago.

5.2 Sección transversal del túnel

5.2.1 Geometría de la sección transversal

En la totalidad de los modelos desarrollados, se ha utilizado una única sección transversal. Esta corresponde a un túnel de 8.68 m de ancho, y 7.3 m de alto. La sección transversal es de carácter simétrico con respecto al eje vertical, y posee un total de 12 zonas con un distinto radio característico. A continuación se adjunta una figura de la sección transversal.

Figura 5- 5: Sección transversal del túnel



A continuación se presenta una tabla con el detalle geométrico de cada uno de las 6 secciones del túnel numeradas en la figura 5-5.

Tabla 5- 3: Radios y ángulos característicos de cada sección geométrica del túnel.

Zona	Angulo [°]	Radio[m]
1	61	4.43
2	29	3.70
3	28	3.70
4	4	2.03
5	36	2.03
6	22	7.68

5.2.2 Propiedades mecánicas del recubrimiento

Se consideraron 2 tipos de recubrimiento:

- Recubrimiento primario, es el primer recubrimiento en ser aplicado.
- Recubrimiento secundario, se aplica una vez que el recubrimiento primario desarrollo su resistencia.

5.2.2.1 Recubrimiento Primario

En las distintas etapas constructivas adoptadas en la modelación en Plaxis, se consideraron 2 resistencias de este recubrimiento, debido al tiempo que tarda el hormigón en desarrollar su resistencia, y al proceso de relajación de tensiones ocurrido en el tiempo anterior (para un mayor detalle del fenómeno de relajación de tensiones, redimirse al acápite 5.3.5.).

Hormigón H25 con un 100% de su resistencia

Este recubrimiento tiene asociados los siguientes parámetros:

Se tiene:

$$f_c = 25 \text{ MPa}$$

$$E = 4700\sqrt{f_c}$$

$$d = 0.21 \text{ m}$$

Donde:

f_c : Resistencia a la compresión simple del hormigón, expresada en MPa

E: Módulo de elasticidad del hormigón, expresado en MPa.

d: Espesor del recubrimiento.

Con lo cual se obtiene:

$$E = 23.650,0 \text{ MPa}$$

Considerando una porción del recubrimiento de 1 m de largo, y 0.21 m de espesor, se tiene entonces:

$$I = \frac{bd^3}{12} = \frac{1.0 * 0.21^3}{12} = 7.8 * 10^{-4} m^4$$

$$A = bd = 1 * 0.21 = 0.21 m^2$$

Con los valores anteriores, se obtienen los siguientes valores de rigidez, que son valores input en los modelos desarrollados en Plaxis:

$$EI = 18.430,0 \frac{kN m^2}{m}$$

$$EA = 4.980.000,0 \frac{kN}{m}$$

Hormigón H25 con un 62% de su resistencia, etapa inicial

De forma análoga, el recubrimiento para un 62% del desarrollo de la resistencia tiene los siguientes parámetros:

$$E = 0.62 * 4700 \sqrt{f_c}$$

$$d = 0.21 m$$

Con lo cual se obtiene:

$$EI = 11.427,0 \frac{kN m^2}{m}$$

$$EA = 3.087.000,0 \frac{kN}{m}$$

5.2.2.2 Recubrimiento secundario

De forma análoga, el recubrimiento para un 100% del desarrollo de la resistencia del revestimiento secundario, tienen los siguientes valores:

$$E = 4700\sqrt{f_c}$$

$$d = 0.30 \text{ m}$$

Con lo cual se obtiene:

$$E = 23.650,0 \text{ MPa}$$

$$EI = 52.870,0 \frac{kN \text{ m}^2}{m}$$

$$EA = 14.390.000,0 \frac{kN}{m}$$

5.3 Modelos numéricos computacionales

Como se ha mencionado, se desarrollaran los siguientes modelos computacionales:

Modelos cinemáticos:

- 2 Modelos con comportamiento constitutivo Hardening soil, desarrollados en suelos finos del noroeste y en la grava de Santiago.

Realizados con el software computacional PLAXIS V.8.2

Modelos dinámicos:

- 3 Modelos con comportamiento Hardening soil, desarrollados en suelos finos del noroeste y en la grava de Santiago. De estos modelos 2 fueron realizados en grava con distintos registros (registro de la facultad de ciencias físicas y matemáticas de la Universidad de Chile, y del cerro Santa Lucía). El tercer modelo corresponde a la unidad de suelos finos del noroeste (registro del Cerro Santa Lucía).

Realizados con el software computacional PLAXIS V.8.2

5.3.1 Dimensiones y geometría de los modelos

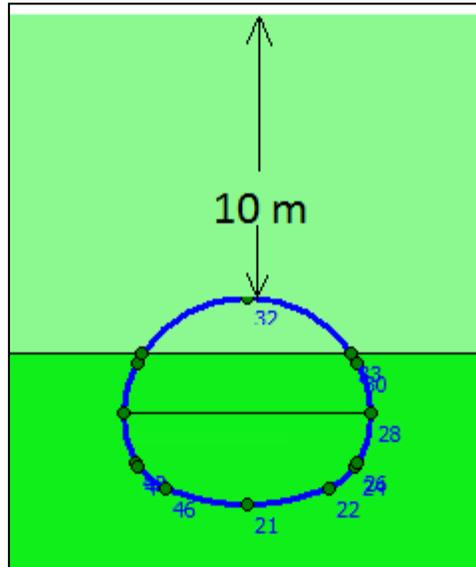
Los modelos realizados en Plaxis tienen las siguientes dimensiones:

Profundidad: 60 m

Ancho: 150 m

La zona superior de la sección transversal del túnel estudiado se ubica a 10 m de profundidad, y está centrada con respecto al eje X del modelo.

Figura 5- 6: Profundidad a la cual se ubica la totalidad de los túneles modelados.



5.3.2 Condiciones de borde

Para los modelos realizados en Plaxis, se consideraron las siguientes condiciones de borde:

- | | |
|---------------------------|---|
| Bordes laterales: | Movimiento horizontal restringido. |
| | Movimiento vertical libre (deslizante). |
| | Giro libre |
| Bordes inferiores (base): | Movimiento horizontal restringido. |
| | Movimiento vertical restringido. |
| | Giro libre |

Vale decir, los bordes laterales son del tipo deslizante (con respecto al eje vertical), mientras que los bordes asociados a la base del modelo, son apoyos simples que restringen el movimiento tanto en la horizontal como en la vertical permitiendo el giro.

Respecto a las dimensiones del modelo indicadas en el acápite 5.3.1, estas son tales que permiten que la influencia de las condiciones de borde con respecto al túnel sea despreciable, debido a que estas últimas se ubican a gran distancia del túnel.

Lo anterior ha sido desarrollado de esta forma debido a que el foco de estudio es el contraste de modelos cinemáticos con respecto a modelos dinámicos, y no la influencia de las condiciones de borde del problema, las que en la realidad en algunos casos particulares pueden llegar a ser determinantes.

5.3.3 Condiciones freáticas

Dado que en ambos sectores la napa se encuentra a profundidades estimadas superiores a los 60 m, no se considerará la presencia de nivel freático en el modelo.

Sin embargo, para efectos de modelación, el software computacional Plaxis, requiere de un nivel freático definido, por lo cual para los casos en que no se cuenta con agua involucrada en el problema (como en la totalidad de los casos de estudio), la napa debe ser de igual forma definida, pero en la base del modelo, por lo cual carece de influencia sobre el mismo.

5.3.4 Condiciones de esfuerzo iniciales

El software computacional Plaxis requiere de la definición de las condiciones de esfuerzo iniciales, vale decir, de la definición de un estado tensional inicial, ya sea del tipo normalmente consolidado, o sobre consolidado.

Debido a que no se cuenta con la suficiente información como para establecer de forma clara que los suelos de estudio cuentan con algún tipo importante de sobre consolidación, el análisis a desarrollar será del tipo normalmente consolidado, quedando así las condiciones de esfuerzo iniciales definidas por el coeficiente de empuje en reposo K_0 previamente definido.

5.3.5 Fenómeno de relajación de tensiones

Es importante mencionar que debido a la excavación, en el problema en 2 dimensiones se producirá una reducción del empuje de suelo que actúa sobre el revestimiento primario del túnel, debido a que mediante a la propia resistencia al corte del suelo, este tiene y aporta una determinada capacidad auto soportante, lo que es conocido comúnmente como “efecto arco”, y cuya principal consecuencia es una redistribución directa del estado tensional inicial, produciéndose así en el modelo bidimensional un fenómeno de relajación de tensiones debido a una condición tridimensional.

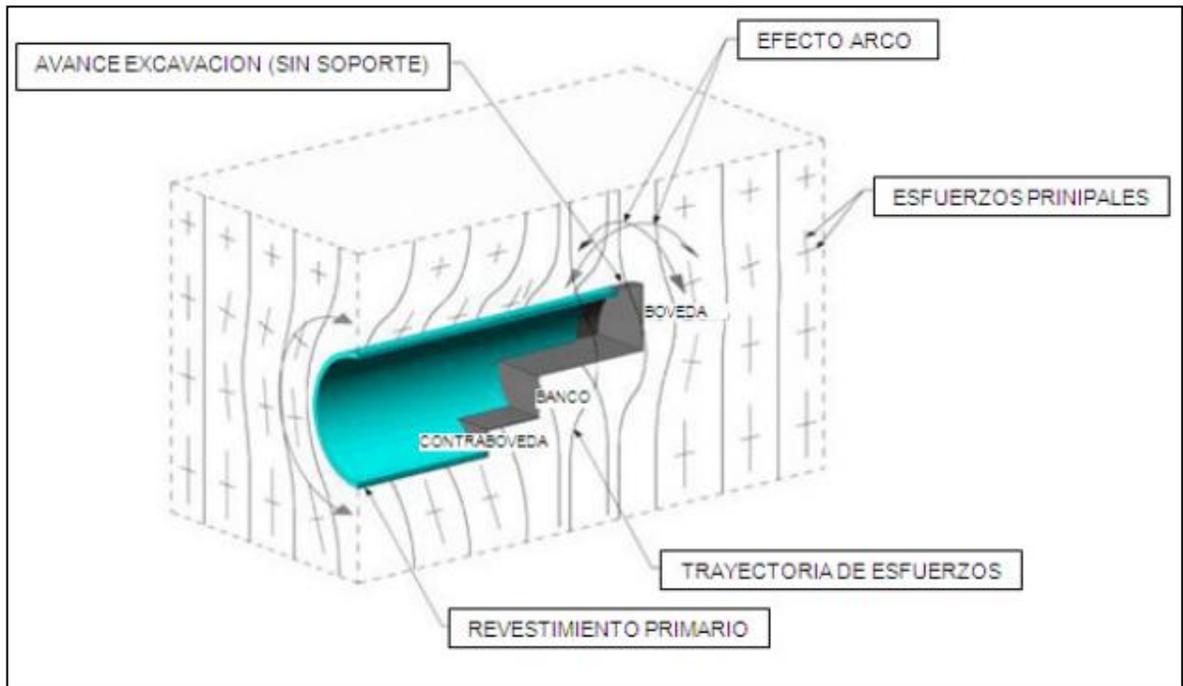
Inicialmente, las tensiones principales del suelo son verticales y horizontales, pero al generar la excavación, se produce una redistribución de tensiones, lo cual ocurre durante este proceso de relajación del suelo.

Este fenómeno es modelado computacionalmente mediante la inclusión de un factor de reducción β , el cual permite representar parcialmente, y en cada etapa constructiva, la relajación del suelo.

Este fenómeno no requiere ser explicitado en análisis tridimensionales, pues estos permiten representar de forma directa y más realista el comportamiento de esfuerzo – deformación del frente de excavación. Sin embargo, estos modelos muchas veces resultan muy complejos y demandan una cantidad de tiempo considerablemente mayor, por lo cual en la medida que sea posible, se privilegia el uso de modelos bidimensionales en sectores en que efectivamente sea posible la modelación del efecto tridimensional de la excavación mediante el uso de modelos planos, como es el caso de los túneles analizados, que corresponden a secciones interestación.

A continuación se presenta una imagen ilustrativa del efecto arco:

Figura 5- 7: redistribución de tensiones mediante el efecto arco (Arcadis, 2012)



En estudios realizados para el diseño de túneles en Santiago (Bard et al, 2008), de características y dimensiones similares a las consideradas en los modelos analizados, se ha estimado una relajación de tensiones previo a la colocación del revestimiento primario del orden de un 65%, y de un 80% luego de la colocación del revestimiento primario. De esta forma, los valores de relajación adoptados para las respectivas secuencias constructivas, son los siguientes:

Excavación:	65%
Aplicación del revestimiento primario (fresco):	80%
Endurecimiento del revestimiento primario:	100%

Estos valores han sido incorporados en la totalidad de las etapas en que se excava (etapas 2 y 5), en que se aplica el revestimiento primario (etapas 3 y 6), y en las que el revestimiento primario ha desarrollado el 100% de su resistencia (etapas 4,7, 8 y 9).

5.3.6 Construcción por etapas

El software computacional Plaxis, permite la modelación de la construcción del túnel incorporando etapas constructivas. Lo anterior es de vital importancia, pues permite no solo considerar la etapa final, sino también las etapas intermedias asociadas a la construcción. Esto es de vital importancia, pues los esfuerzos de la condición final son influenciados por la forma en que el túnel se construye, vale decir, la forma y la programación de la excavación durante las etapas constructivas tendrá cierta influencia en los diagramas de esfuerzo en el túnel a largo plazo.

Para realizar la modelación de las etapas constructivas, se ha dividido una secuencia de un total de 9 etapas, incorporando fenómenos como la relajación de tensiones en el suelo, y el fraguado del hormigón.

A continuación se definirán las etapas consideradas para los modelos computacionales realizados en Plaxis, tanto para los modelos cinemáticos como los dinámicos. Exceptuando la última etapa, que corresponde a la desangulación en el caso de los análisis cinemáticos, y al uso de un registro sísmico en los análisis dinámicos, **el resto de las etapas son las mismas para la totalidad de los modelos realizados en el software computacional PLAXIS (modelos dinámicos, cinemáticos, emplazados tanto en grava como en suelos finos).**

Las figuras utilizadas para esquematizar las distintas etapas presentadas a continuación, corresponden al modelo cinemático realizado en la grava de Santiago.

Etapa 1: Definición de las condiciones iniciales

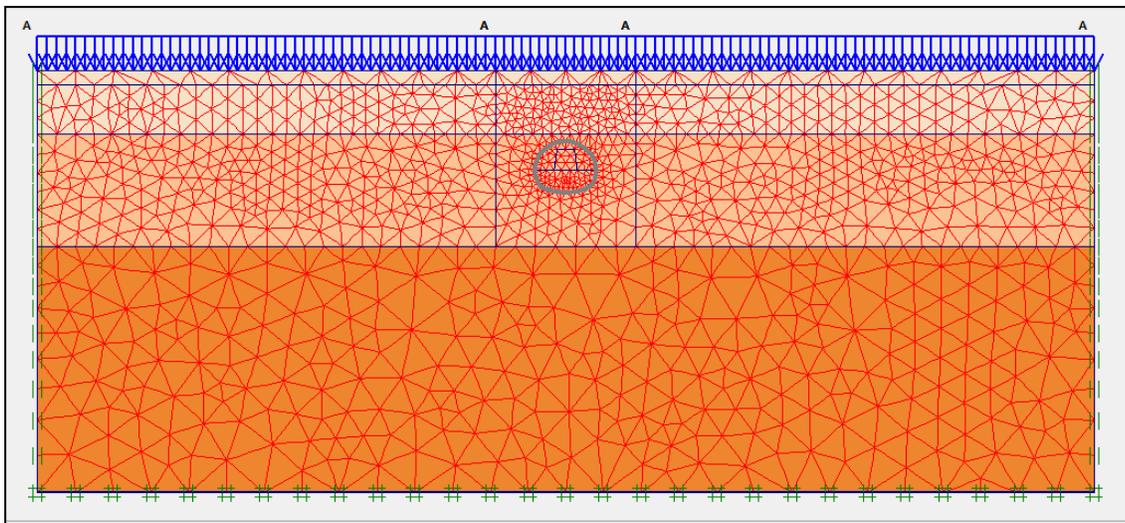
Esta etapa define la condición de esfuerzos inicial, y es inicializada con los datos de entrada asociados al nivel freático y al estado de tensiones iniciales (acápites 5.3.3 y 5.3.4 respectivamente).

Además, en esta etapa se establece (o se “activa”) la presencia de una sobrecarga de carácter permanente en la superficie, la cual ha sido tomada en todos los modelos con un valor de 1.5 t/m^2 .

Por ser solo de carácter inicial, y con el fin de definir las características iniciales del modelo, en esta etapa no se ha incluido ningún tipo de excavación, recubrimiento, ni deformación angular, así como tampoco el fenómeno de relajación de tensiones.

A continuación se adjunta una imagen de la etapa 1:

Figura 5- 8: Etapa 1



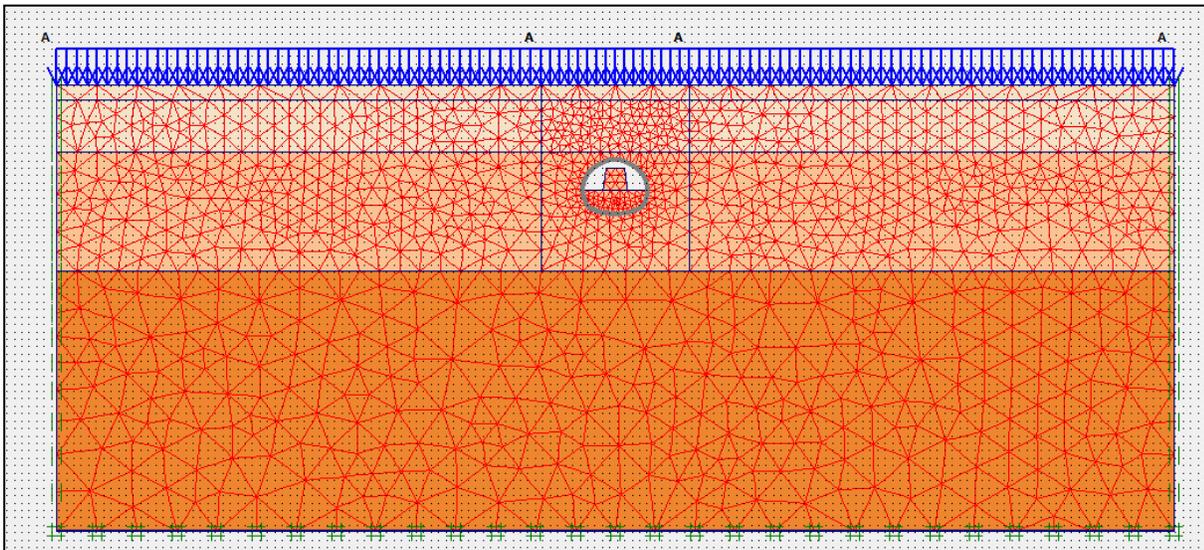
Etapa 2: Excavación, parte 1

La excavación del túnel será realizada en 2 partes. Primero se considerará la excavación de la zona superior (etapa 2), para posteriormente, en la etapa 5 realizar la excavación de la zona faltante, correspondiente a la contra bóveda.

Como se ha mencionado, en esta etapa se consideró una relajación de tensiones de un 65%.

A continuación se adjunta una imagen de la etapa 2:

Figura 5- 9: Etapa 2



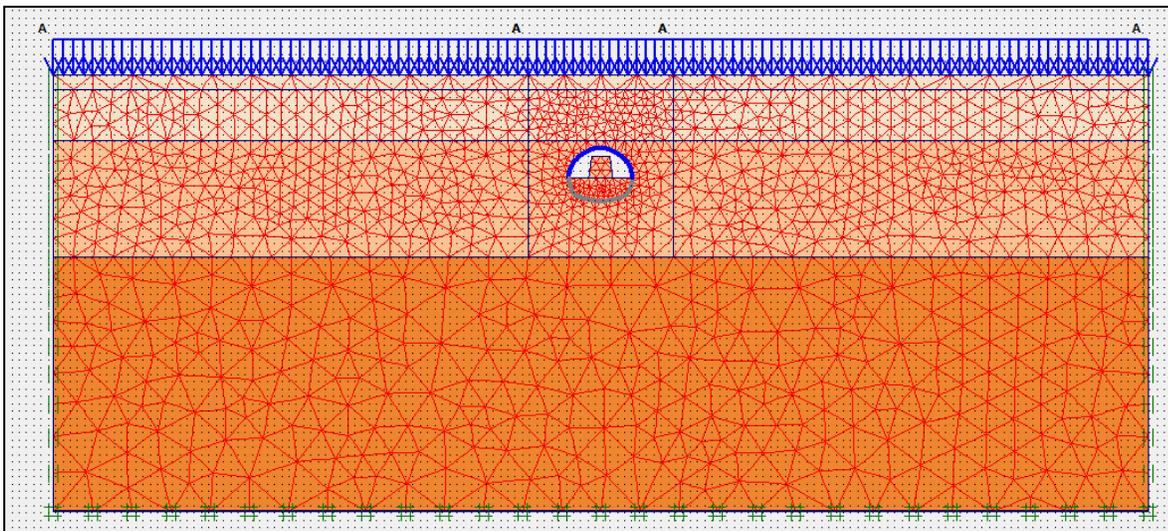
Etapa 3: Aplicación del recubrimiento primario en zona superior, con un 62% de su resistencia

En esta etapa se considerará un recubrimiento primario de 0.21 m de espesor, el cual tiene un 62% de la resistencia total del hormigón considerado (para detalle redimirse al acápite 5.2.2.1), debido a que este aún no desarrolla la totalidad de las reacciones de hidratación que le otorgaran el 100% de la resistencia.

Al igual que en la etapa anterior, se ha considerado el efecto tridimensional de la redistribución de tensiones, considerándose ahora un 80% de relajación de tensiones. En esta etapa no se ha considerado deformación angular.

A continuación se adjunta una imagen de la etapa 3. En dicha figura, el borde azul del túnel corresponde al recubrimiento:

Figura 5- 10: Etapa 3



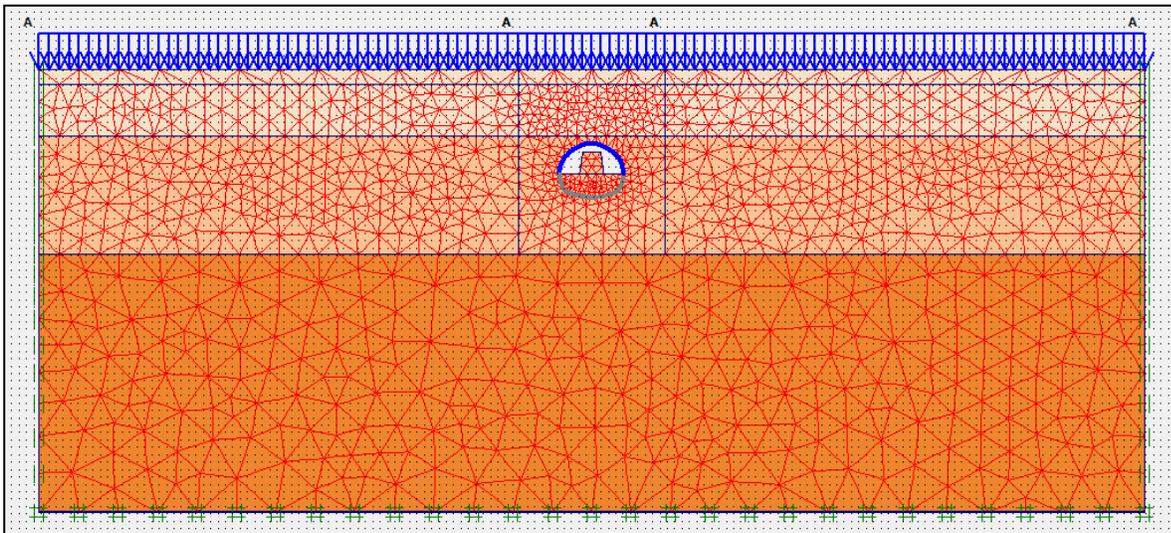
Etapa 4: Aplicación del recubrimiento primario en zona superior, con un 100% de su resistencia

En esta etapa se considerará el mismo recubrimiento primario de 0.21 m de espesor de la etapa 3, pero ahora con un 100% de la resistencia total del hormigón considerado.

En esta etapa no se ha considerado una relajación de tensiones, pues ya se ha producido el 100% de la misma.

A continuación se adjunta una imagen de la etapa 4:

Figura 5- 11: Etapa 4



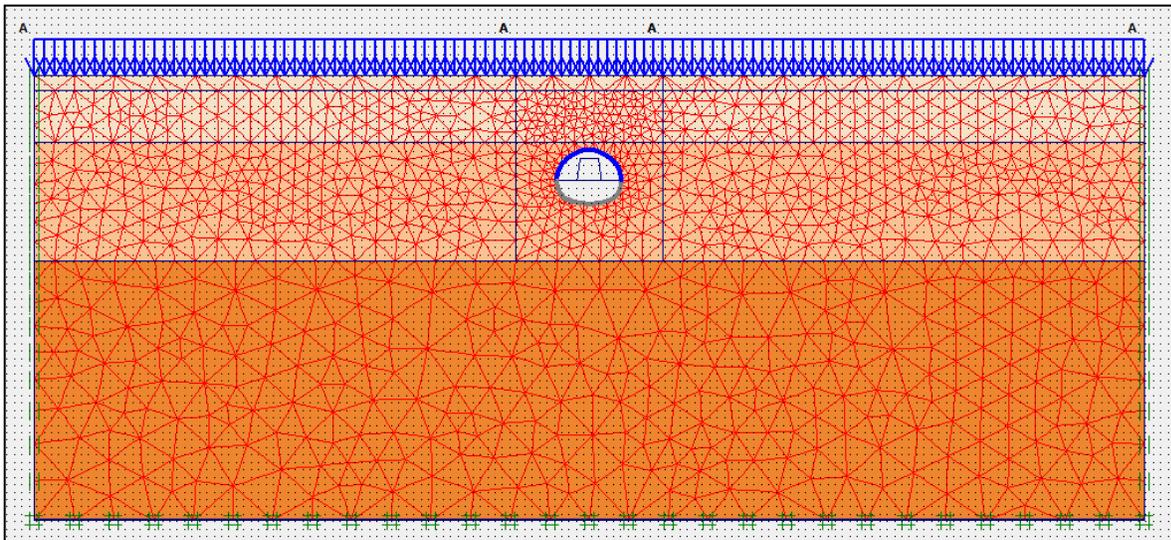
Etapa 5: excavación, parte 2

Esta etapa consiste en la excavación de la contra bóveda, lo cual completa el proceso asociado a excavaciones.

En esta etapa, al igual que en la etapa 2, se ha considerado un 65% de relajación de tensiones. En esta etapa, la zona recién excavada no posee ningún tipo de recubrimiento.

A continuación se adjunta una imagen de la etapa 5:

Figura 5- 12: Etapa 5



Etapa 6: Aplicación del recubrimiento primario en zona inferior, con un 62% de su resistencia

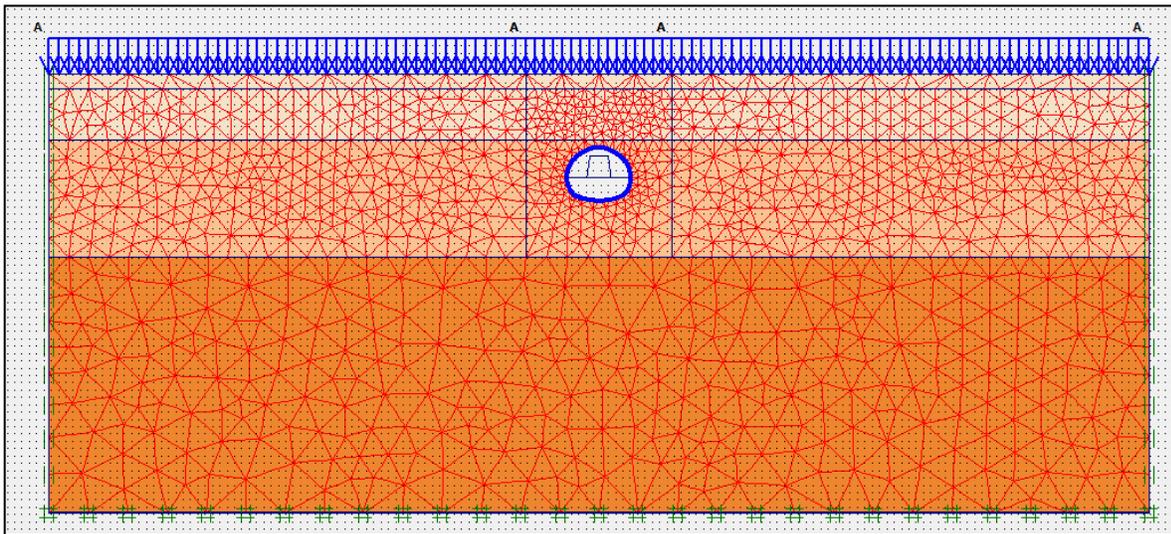
En esta etapa se incorporará un recubrimiento primario de 0.21 m de espesor para la zona de la contra bóveda. La zona superior que fue excavada en la etapa 2 no sufrirá modificación alguna.

Al igual que en la etapa 3, se considerará un recubrimiento con sólo un 62% de la resistencia total del hormigón considerado (para detalle redimirse al capítulo 5), debido a que este aún no desarrolla la totalidad de las reacciones de hidratación que le otorgaran la totalidad de la resistencia.

De igual forma, se ha considerado el efecto tridimensional de la redistribución de tensiones, considerándose un 80% de relajación de tensiones.

A continuación se adjunta una imagen de la etapa 6:

Figura 5- 13: Etapa 6



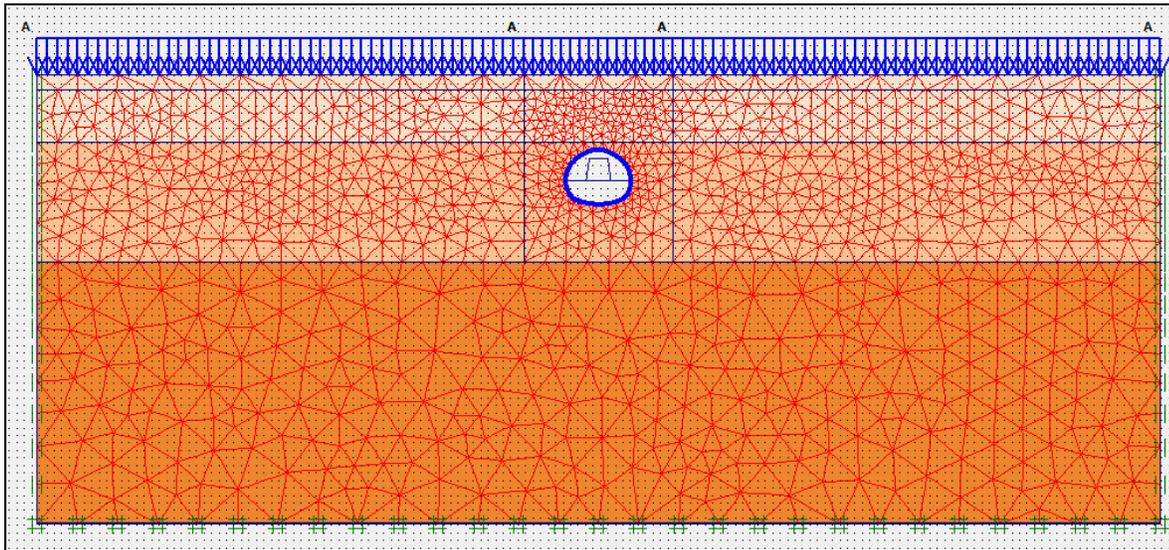
Etapa 7: Aplicación del recubrimiento primario en zona inferior, con un 100% de su resistencia

En esta etapa, en la zona inferior se considerará el mismo recubrimiento primario de 0.21 m de espesor de la etapa 6, pero ahora con un 100% de la resistencia total del hormigón considerado.

En esta etapa no se ha considerado una relajación de tensiones, pues ya se ha producido el 100% de la misma.

A continuación se adjunta una imagen de la etapa 7:

Figura 5- 14: Etapa 7

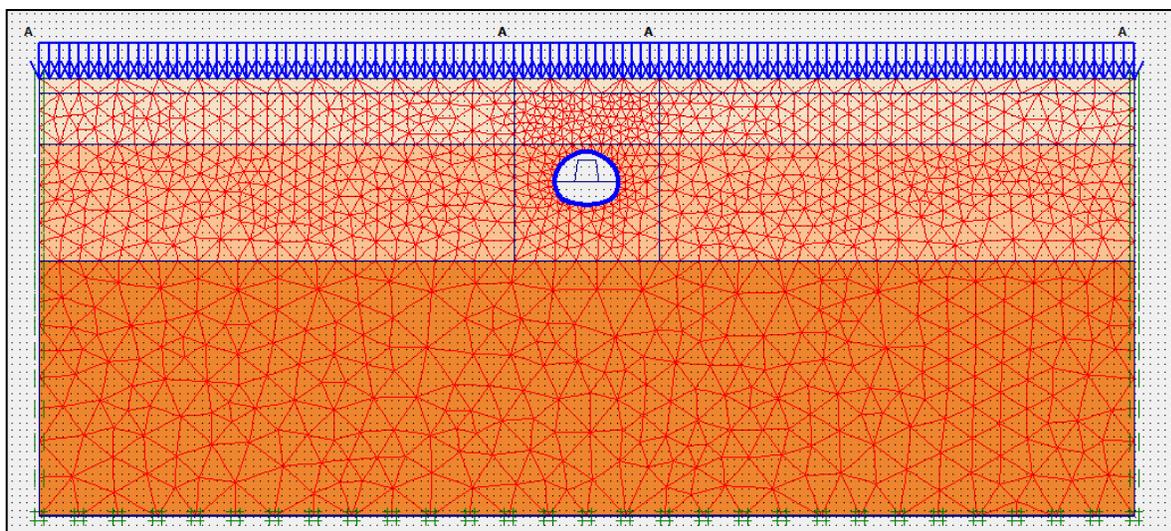


Etapa 8: Recubrimiento secundario

En esta etapa se modifican las propiedades del recubrimiento en la totalidad de la sección transversal, considerándose ahora un espesor de 0.3 m, con las propiedades que se indican en el acápite 5.2.2.

En esta etapa no se considera la relajación de tensiones. A continuación se adjunta una imagen de la etapa 8:

Figura 5- 15: Etapa 8



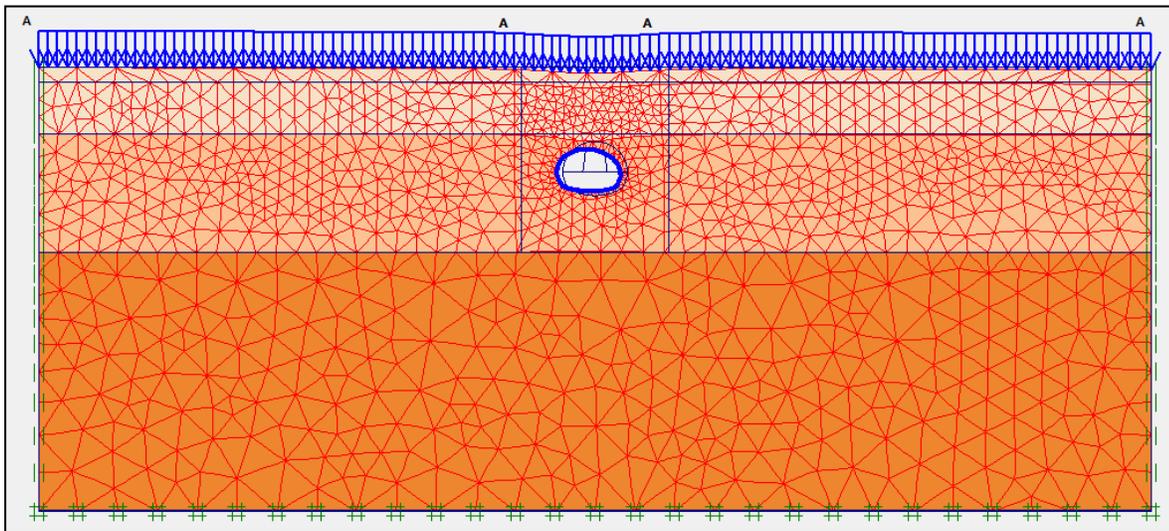
Etapa 9, casos cinemáticos: Desangulación

Esta es la etapa más importante de los modelos cinemáticos, y corresponde a la aplicación de una fuerza de campo horizontal que se aplica a la totalidad del modelo, y que básicamente representa una aceleración que tiene una magnitud tal, que genera las desangulaciones establecidas por el manual de carreteras (para la situación sin túnel, tal y como se ha explicado en el acápite 3.1.1, y como se puede apreciar en las figuras 3-5 y 3-6).

Si bien debido a la simetría del modelo, el sentido (izquierda o derecha) de la aplicación de la fuerza no es relevante para el problema, se optó por aplicar la fuerza de campo en un sentido derecha-izquierda. Lo anterior se puede apreciar en la figura 5-16, en la que se ve como la deformada (túnel azul, de línea gruesa, en la figura 5-16) se desplaza levemente hacia la izquierda respecto de la situación original (contorno del túnel definido por una línea delgada, en la figura 5-16).

A continuación se adjunta una imagen de la etapa 9:

Figura 5- 16: Etapa 9, caso cinemático

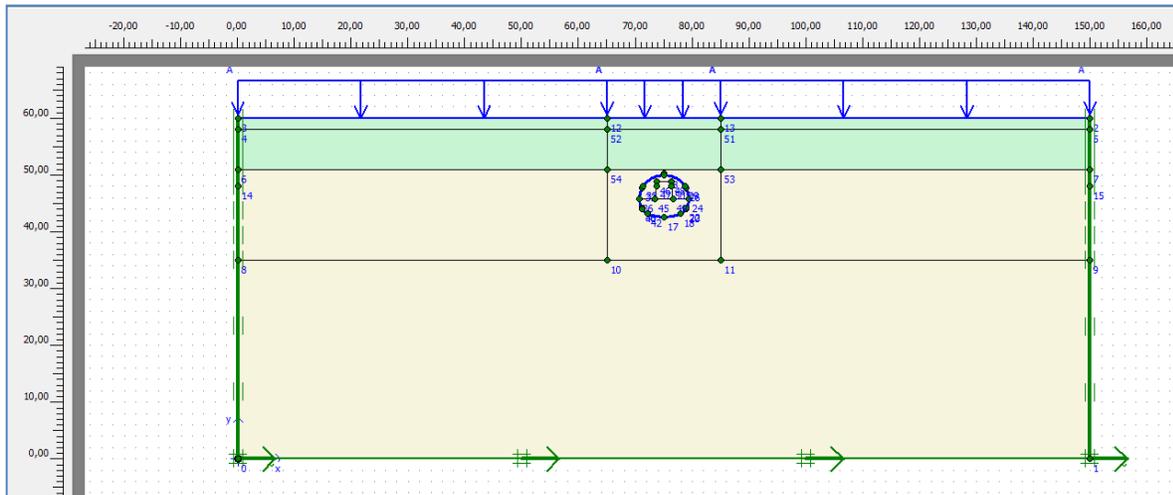


Etapa 9, casos dinámicos: incorporación de un registro sísmico

Para los modelos dinámicos, la etapa 9 corresponde a la aplicación de los registros sísmicos indicados en el capítulo 4.

A continuación se presenta una figura del modelo computacional dinámico realizado con el software computacional Plaxis. En ella se aprecian unas flechas de color verde en la base del modelo. Dichas flechas tienen como fin representar gráficamente la implementación del registro sísmico, el cual es ingresado mediante el espectro de desplazamientos, que es obtenido a partir de integrales desarrolladas de los registros de aceleraciones.

Figura 5- 17: Etapa 10, caso cinemático



Capítulo 6

Resultados Obtenidos

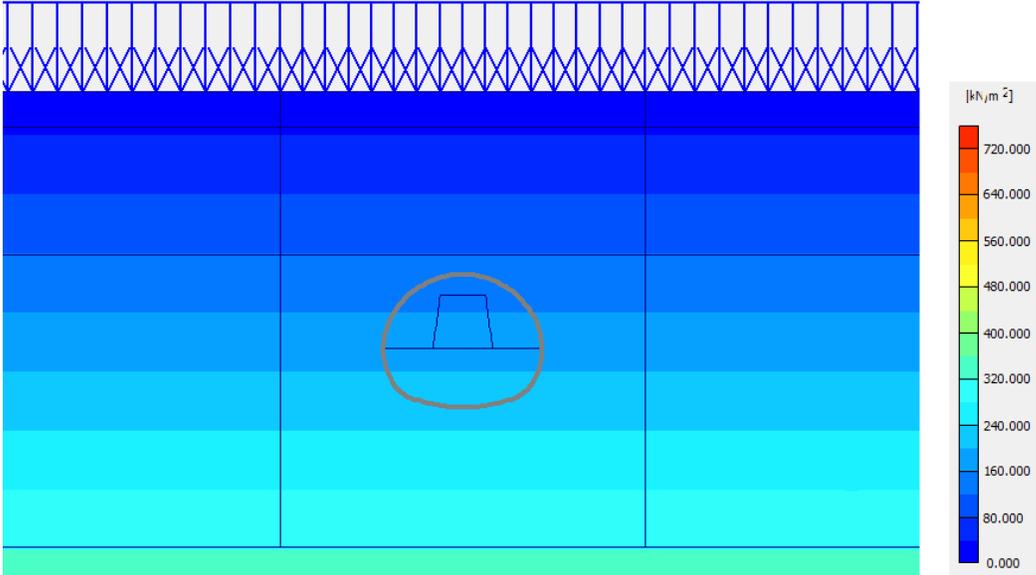
6.1 Resultados estáticos, y cinemáticos *PLAXIS*

Todos los análisis cinemáticos fueron realizados de acuerdo a las etapas descritas en el capítulo 5. A continuación se adjuntan los diagramas de esfuerzos desviadores en el suelo, y de momento y corte sobre el recubrimiento del túnel de los modelos cinemáticos desarrollados de acuerdo al comportamiento tipo Hardening soil, para las etapas constructivas considerando el análisis cinemático.

6.1.1 Modelos Hardening Soil en la grava de Santiago

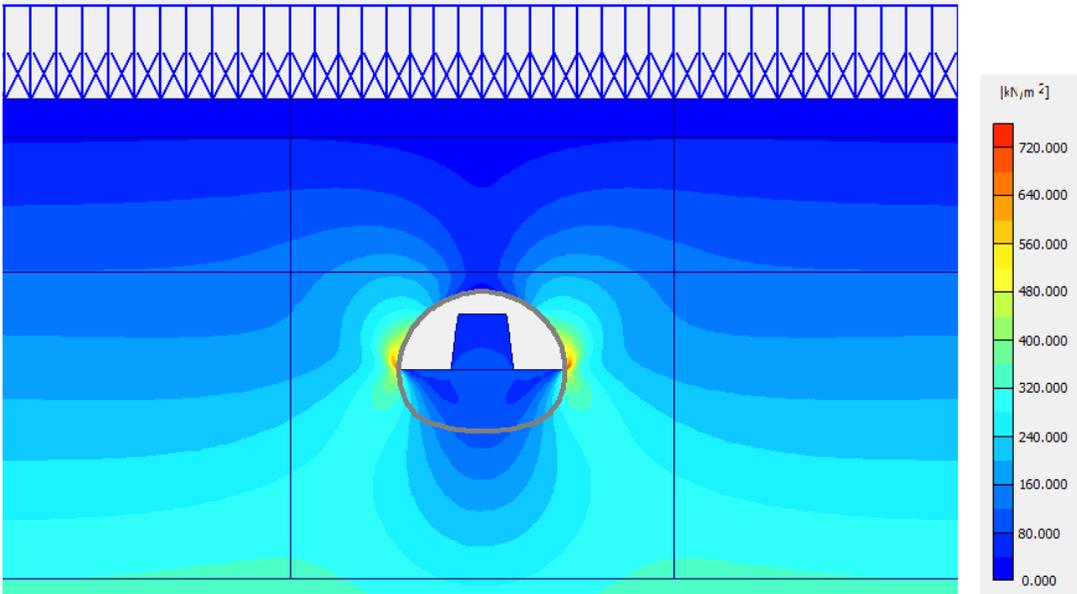
Etapa 1: Sobrecarga

Figura 6- 1: Esfuerzos desviadores. Grava de Santiago, etapa 1



Etapa 2: Excavación zona 1 (superior)

Figura 6- 1: Esfuerzos desviadores. Grava de Santiago, etapa 2



Etapa 3: Aplicación recubrimiento primario, 62% de resistencia, zona superior (e=21 cm).

Figura 6- 2: Esfuerzos desviadores. Grava de Santiago, Etapa 3

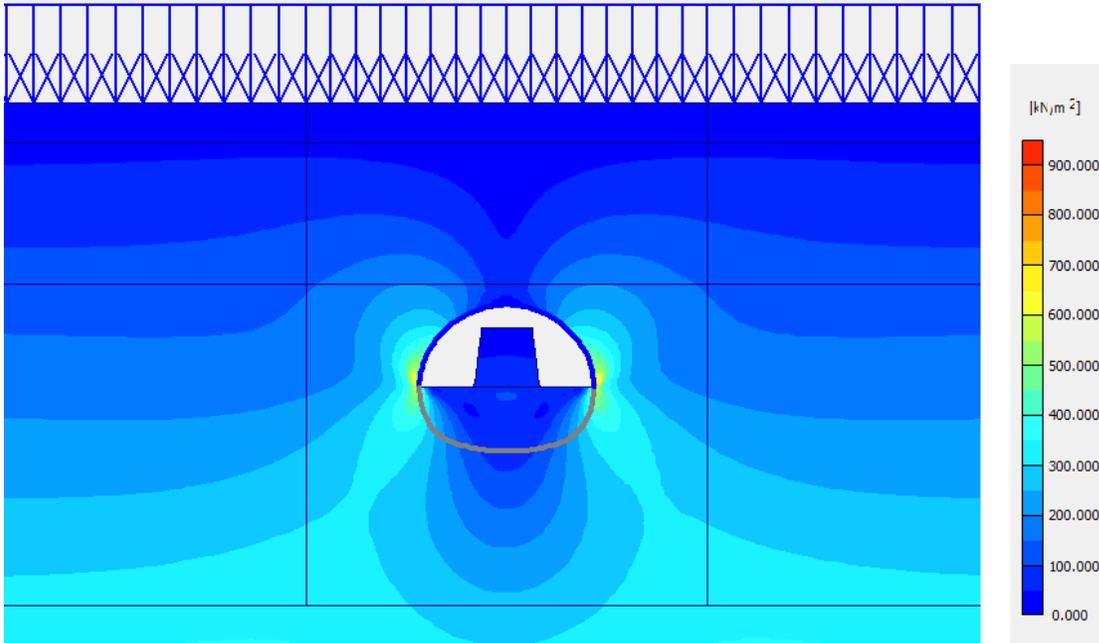


Figura 6- 3: Esfuerzos internos. Grava de Santiago, etapa 3

Diagrama de Momento

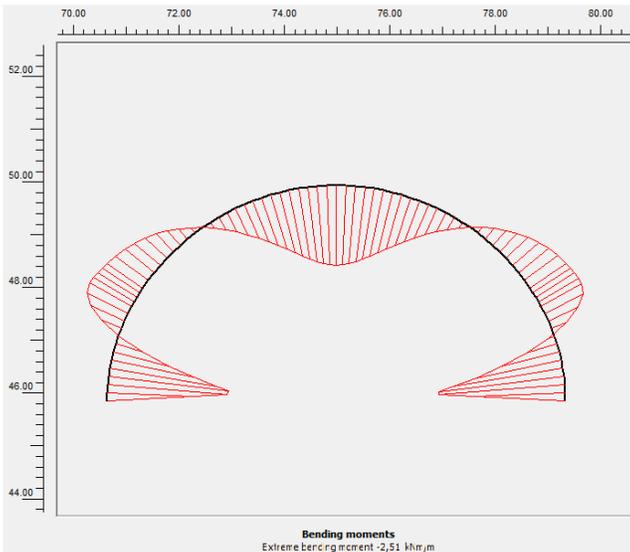
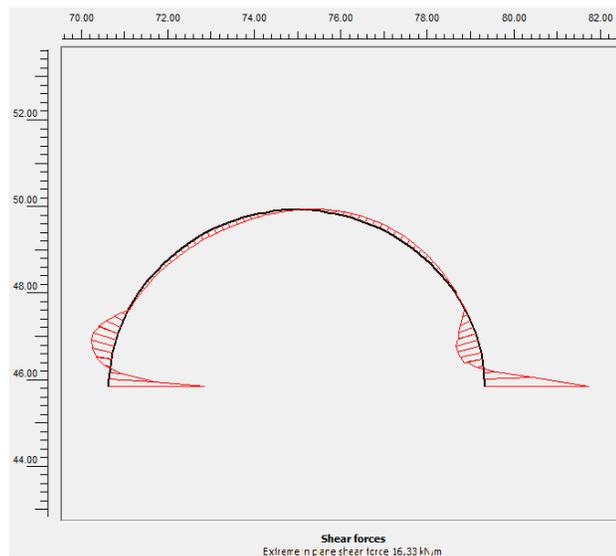


Diagrama de Corte



Momento Máximo: -2.51 kN m

Corte Máximo: 16.33 kN

Etapa 4: Aplicación recubrimiento prim, 100% de resistencia, zona superior (e=21 cm).

Figura 6- 4: Esfuerzos desviadores. Grava de Santiago, etapa 4

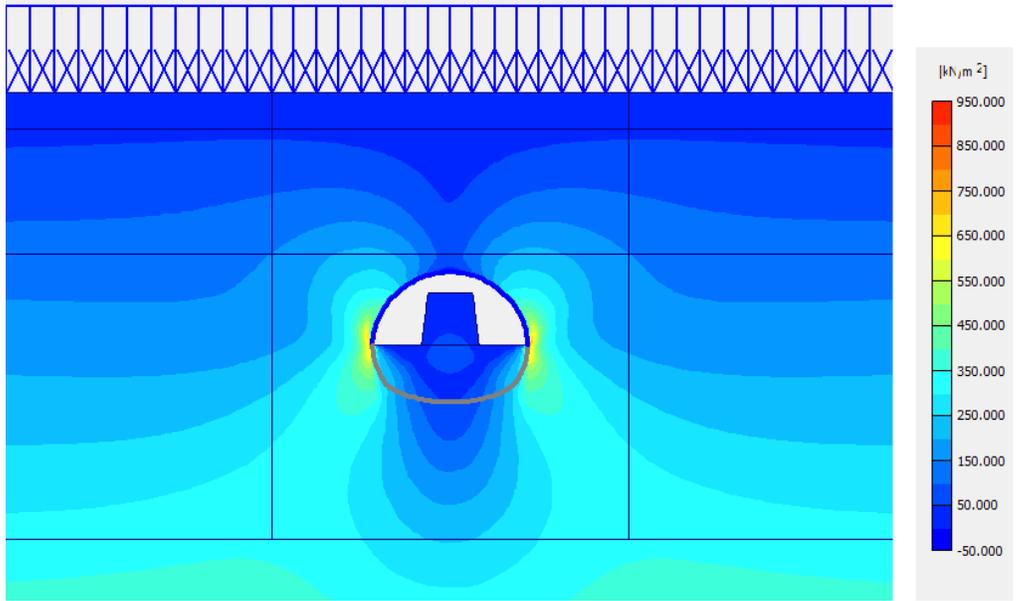
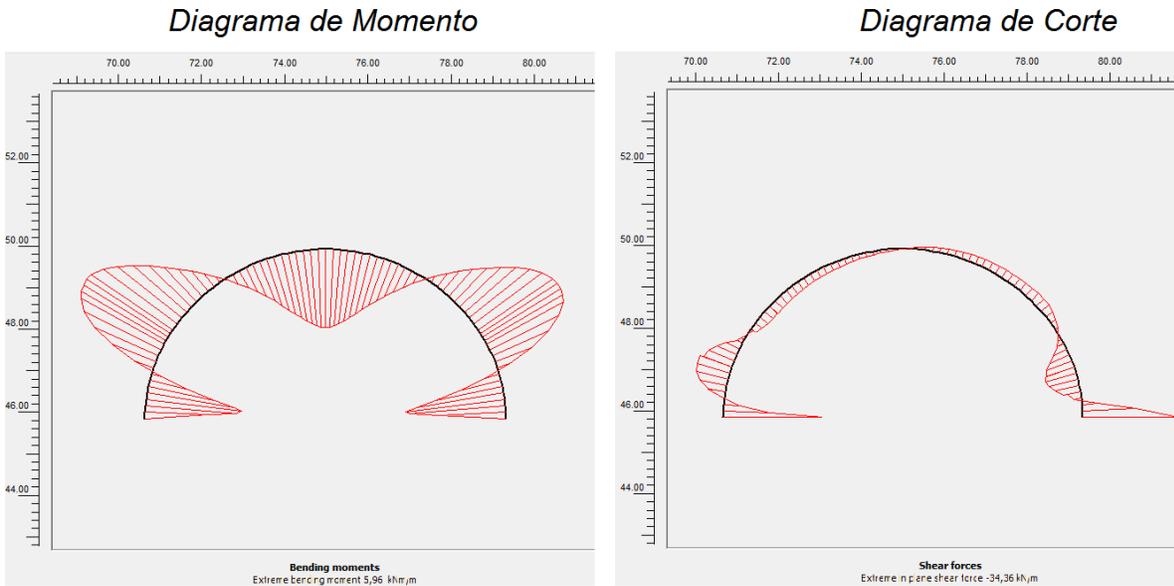


Figura 6- 5: Esfuerzos internos. Grava de Santiago, etapa 4



Momento Máximo: 5.96 kN m

Corte Máximo: -34.36 kN

Etapa 5: Excavación, zona 2 (inferior)

Figura 6- 6: Esfuerzos desviadores. Grava de Santiago, etapa 5

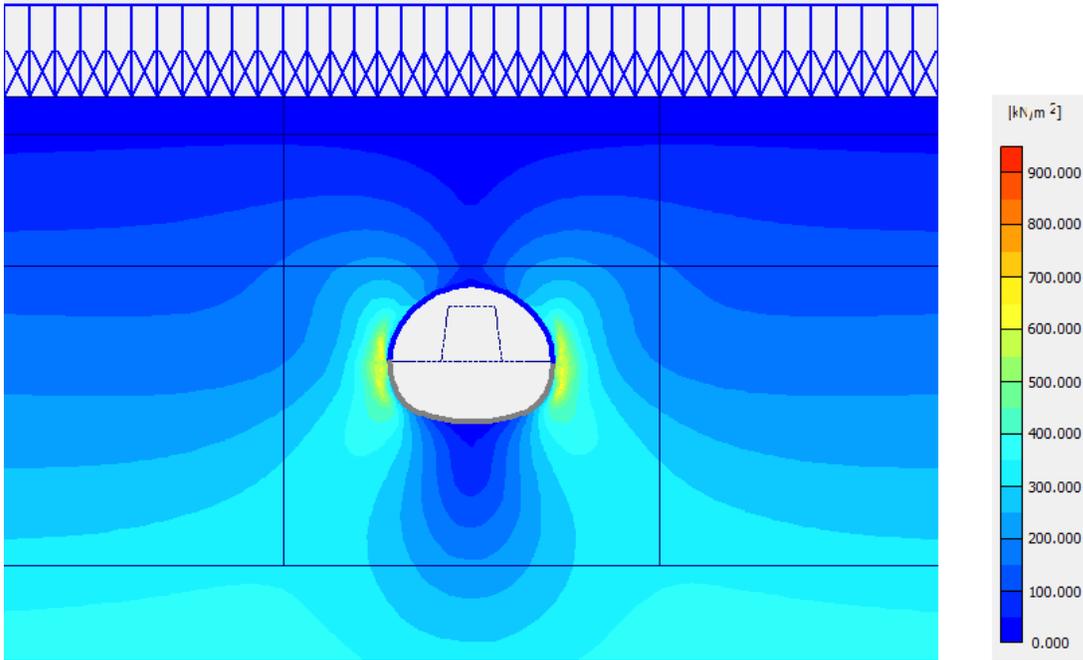
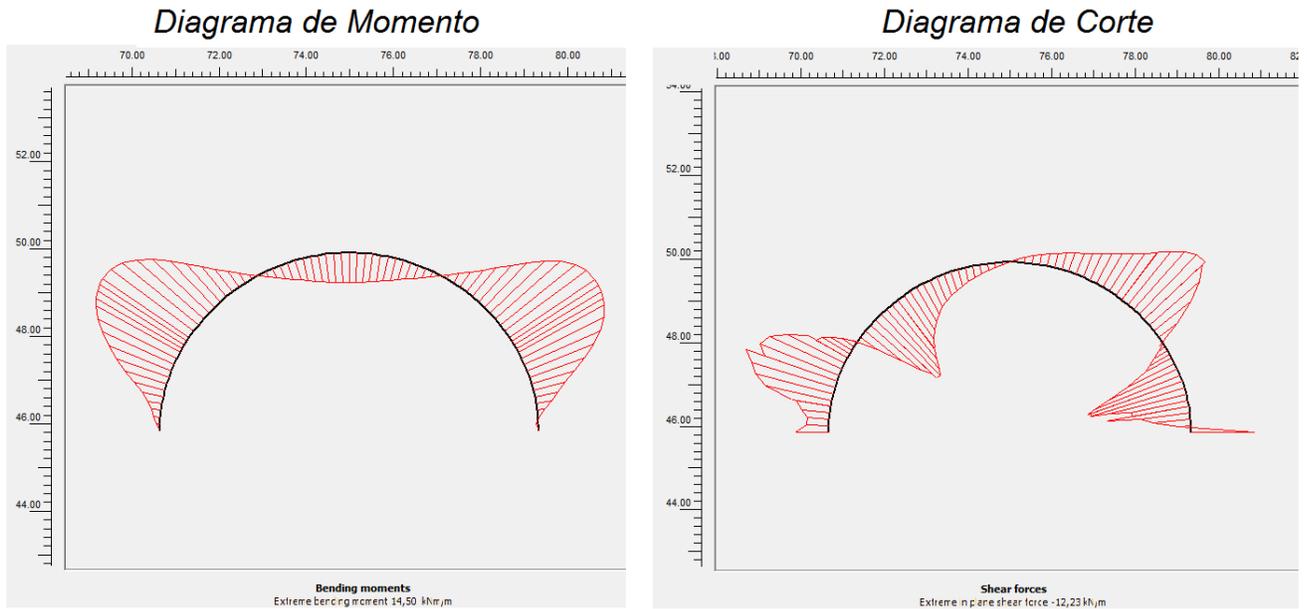


Figura 6- 7: Esfuerzos internos. Grava de Santiago, etapa 5



Momento Máximo: 14.5 kN m

Corte Máximo: -12.23 kN

Etapa 6: Recubrimiento primario 62% de resistencia, zona inferior (e=21 cm).

Figura 6- 8: Esfuerzos desviadores. Grava de Santiago, etapa 6

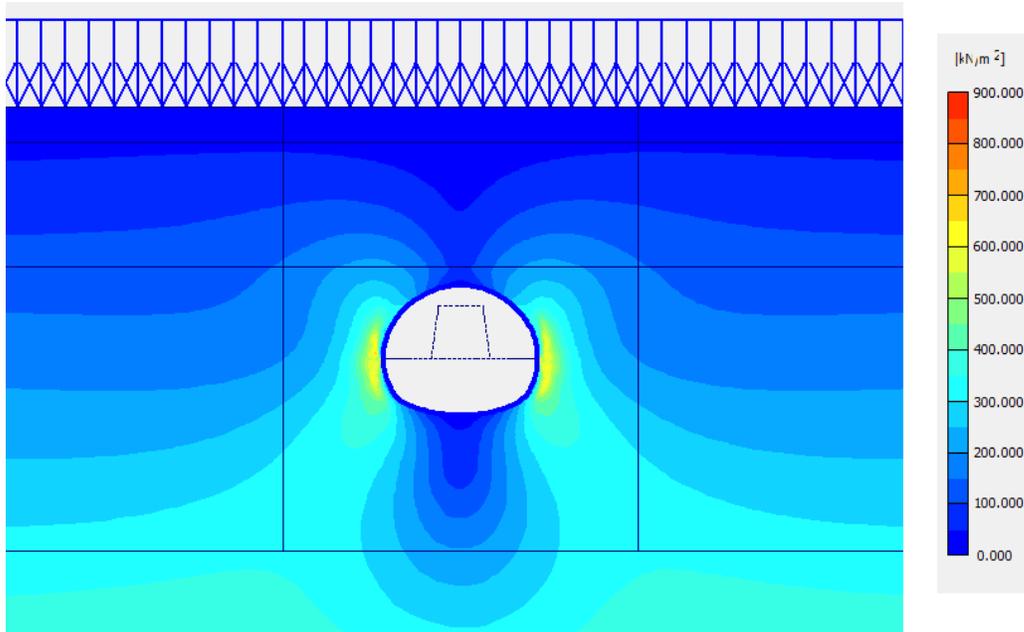
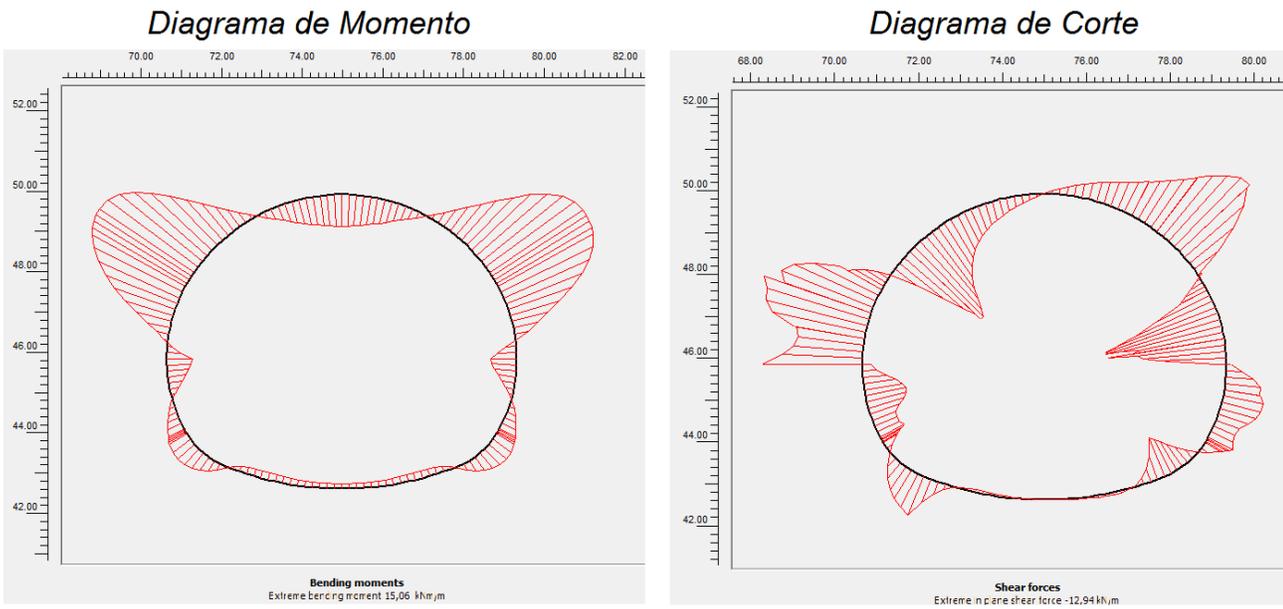


Figura 6- 9: Esfuerzos internos. Grava de Santiago, etapa 6



Momento Máximo: 15.06 kN m

Corte Máximo: -12.94 kN

Etapa 7: Recubrimiento primario 100% de resistencia, zona inferior (e=21 cm).

Figura 6- 10: Esfuerzos desviadores. Grava de Santiago, etapa

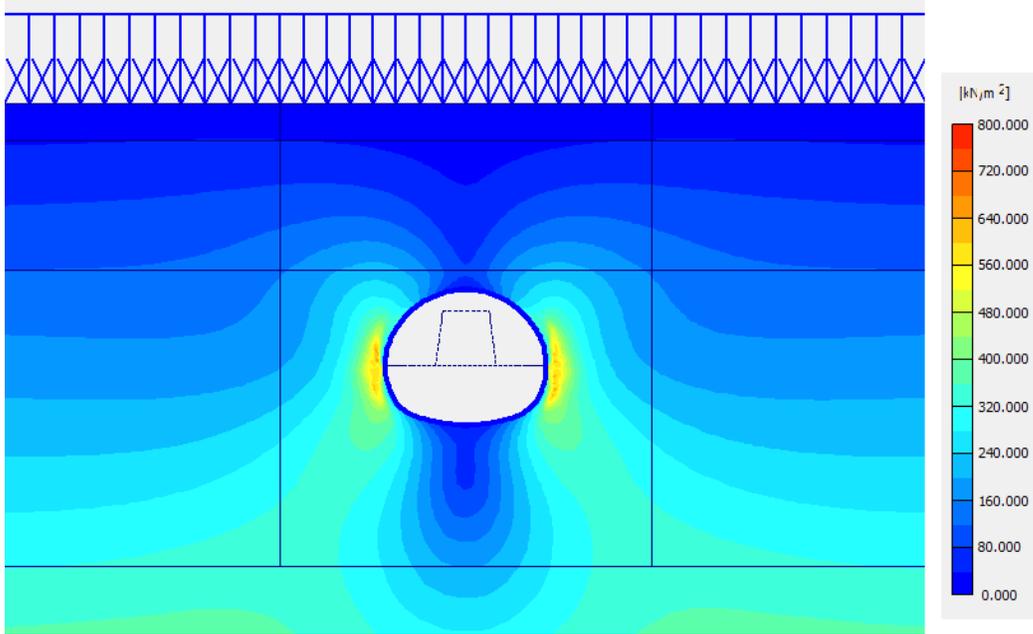
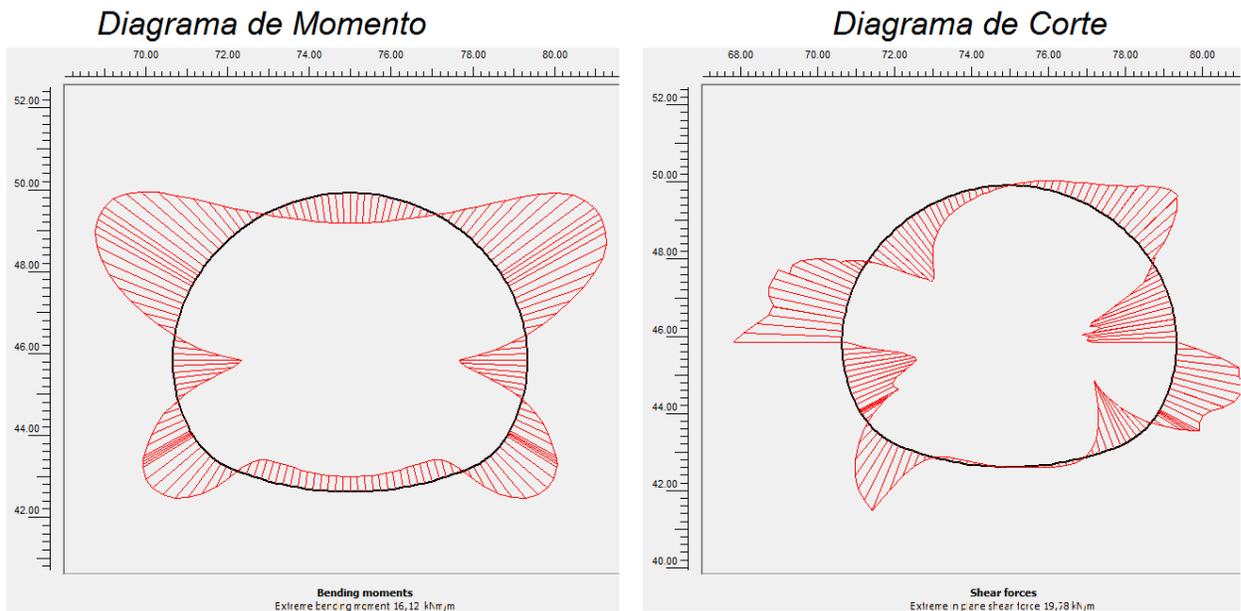


Figura 6- 11: Esfuerzos internos. Grava de Santiago, etapa 7



Momento Máximo: 16.12 kN m

Corte Máximo: 19.78 kN

Etapa 8: Recubrimiento secundario aplicado a la totalidad de la sección (e=30 cm)

Figura 6- 12: Esfuerzos desviadores. Grava de Santiago, etapa 8

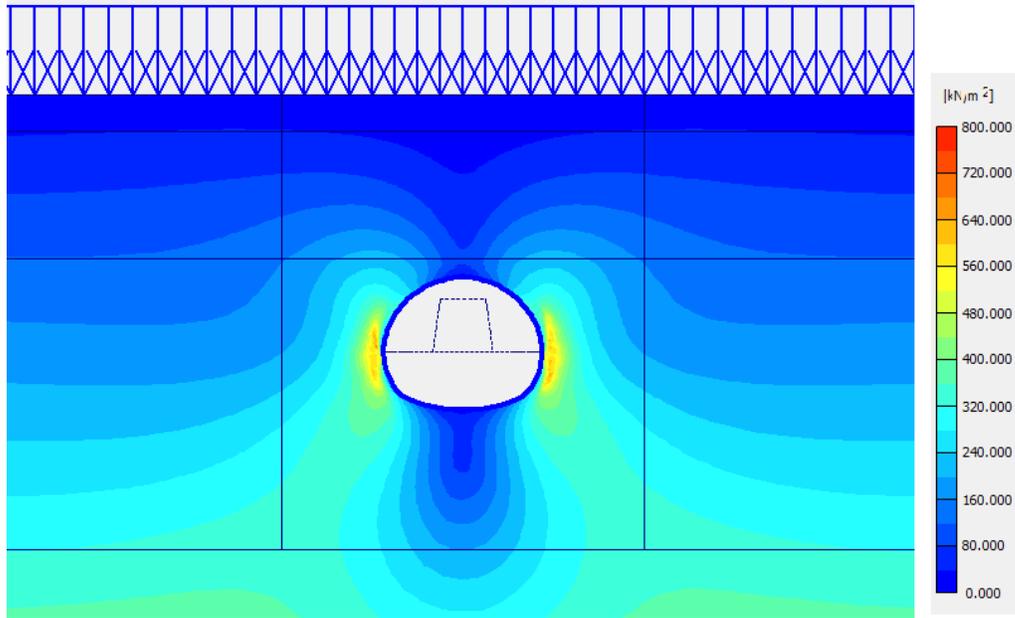
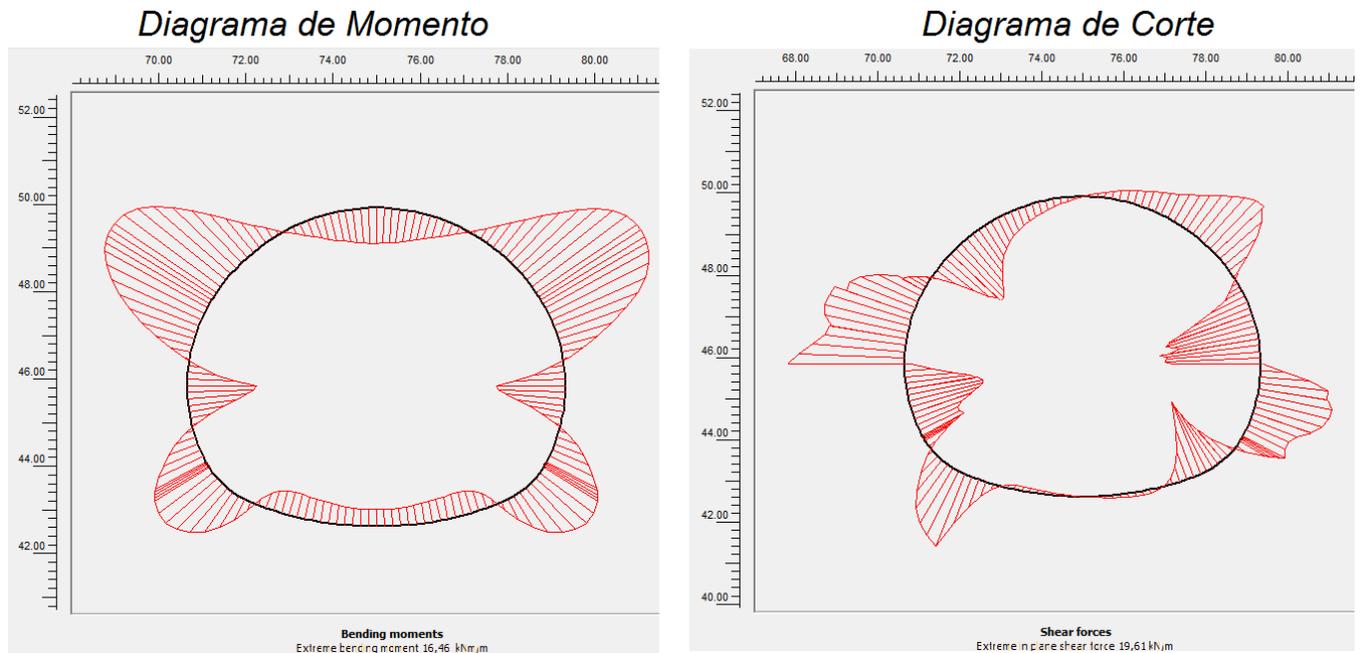


Figura 6- 13: Esfuerzos internos. Grava de Santiago, etapa 8



Momento Máximo: 16.46 kN m

Corte Máximo: 19.61 kN

Etapa 9: Desangulación

Figura 6- 14: Esfuerzos desviadores. Grava de Santiago, etapa 9 (desangulación)

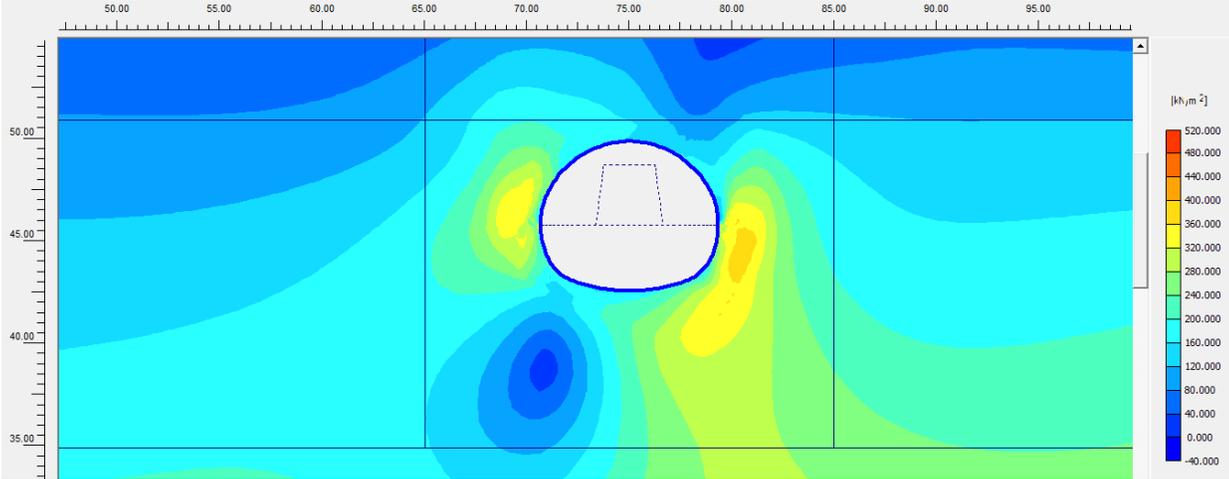
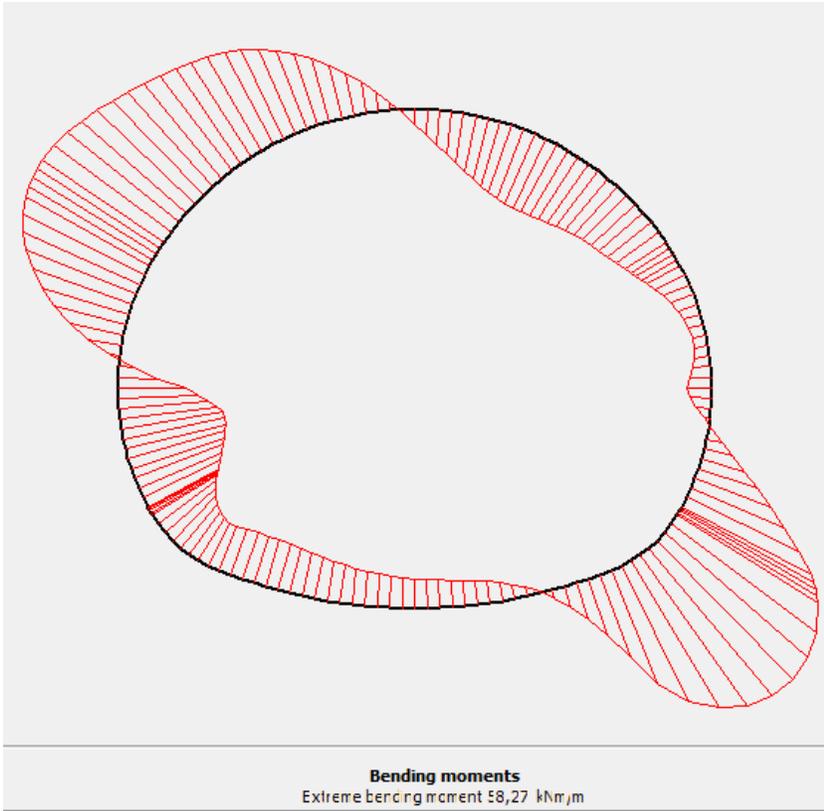
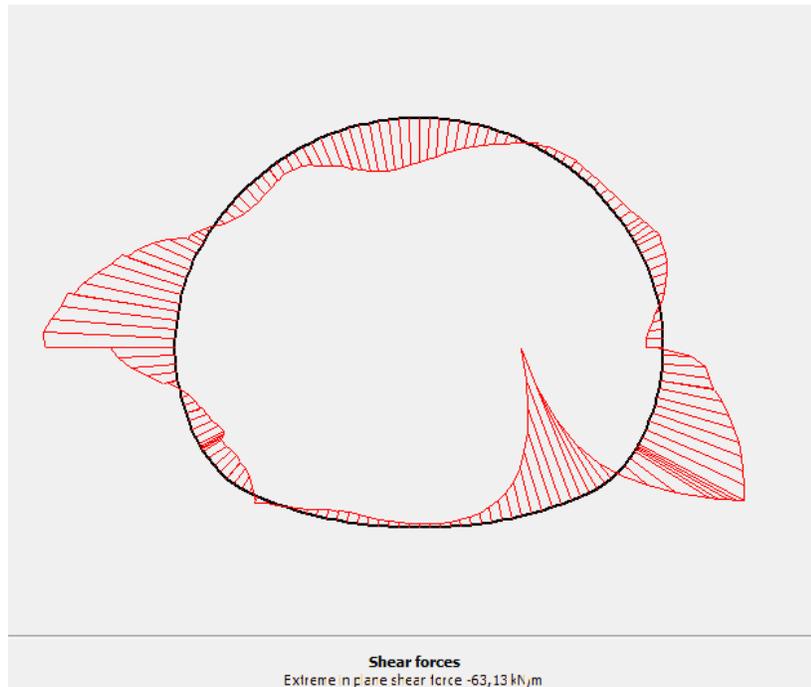


Figura 6- 15: Diagrama de momento. Grava de Santiago, etapa 9 (desangulación)



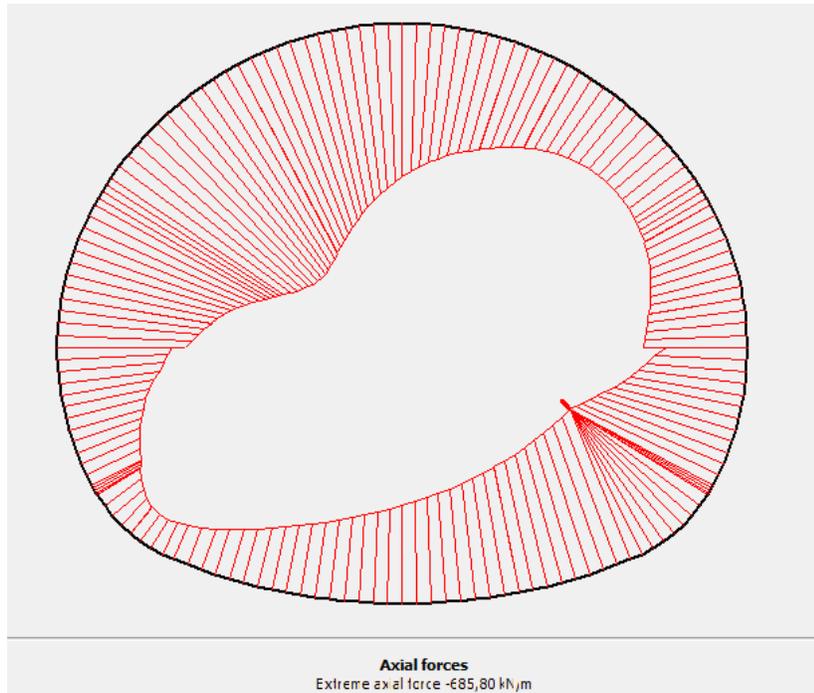
Momento Máximo = 58.27 kN m

Figura 6- 16: Diagrama de Corte. Grava de Santiago, etapa 9 (desangulación)



Corte Máximo = -63.13 kN

Figura 6- 17: Diagrama de esfuerzos Axiales. Grava de Santiago, etapa 9 (desangulación)



Esfuerzo axial máximo = -685.80 kN

A continuación se resumen los resultados obtenidos para las magnitudes de los esfuerzos internos en las distintas etapas constructivas, incluyendo el análisis sísmico con un modelo cinemático en la grava de Santiago:

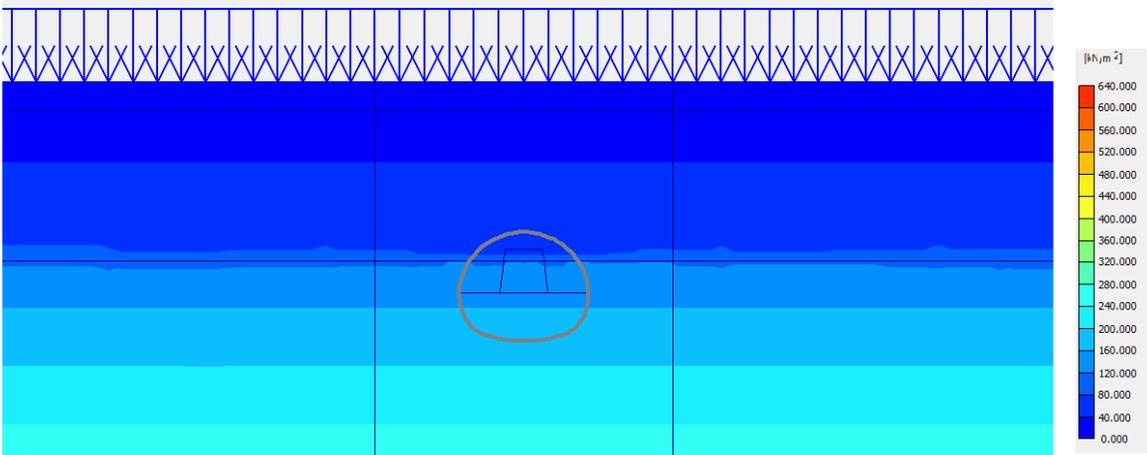
Tabla 6- 1: Resumen de resultados obtenidos para análisis cinemático, Grava de Santiago

Grava de Santiago				
Etapa		Momento máximo [kN m]	Corte Máximo [kN]	Esfuerzo axial [kN]
1	Sobre carga	No aplica.	No aplica.	No aplica.
2	Excavación superior	No aplica.	No aplica.	No aplica.
3	Revestimiento primario superior, 62% de resistencia	2,51	16,33	122,92
4	Revestimiento primario superior, 100% de resistencia	5,96	34,36	277,29
5	Excavación inferior	14,5	12,23	255,33
6	Revestimiento primario inferior, 62% de resistencia	15,06	12,94	258,26
7	Revestimiento primario inferior, 100% de resistencia	16,12	19,78	263,22
8	Revestimiento secundario	16,46	19,61	271,23
9	Desangulación	58,27	-63,13	-685,8

6.1.2 Modelos Hardening Soil en los suelos finos del noroeste

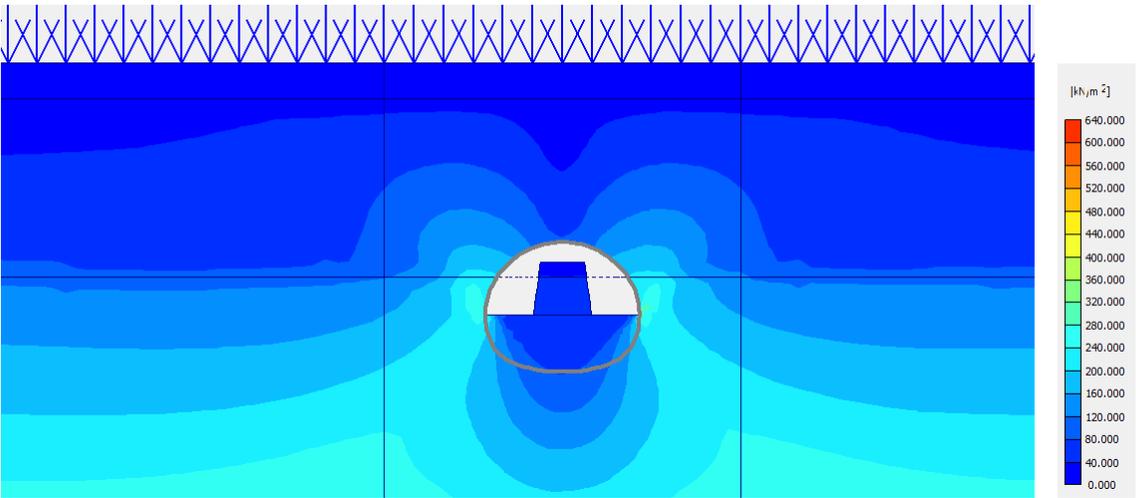
Etapa 1: Sobrecarga

Figura 6- 18: Diagrama de esfuerzos desviadores. Finos del noroeste. Etapa 1.



Etapa 2: Excavación zona 1 (superior)

Figura 6- 19: Diagrama de esfuerzos desviadores. Finos del noroeste. Etapa 2.



Etapa 3: Aplicación recubrimiento primario, 62% de resistencia, zona superior (e=21 cm).

Figura 6- 20: Diagrama de esfuerzos desviadores. Finos del noroeste. Etapa 3.

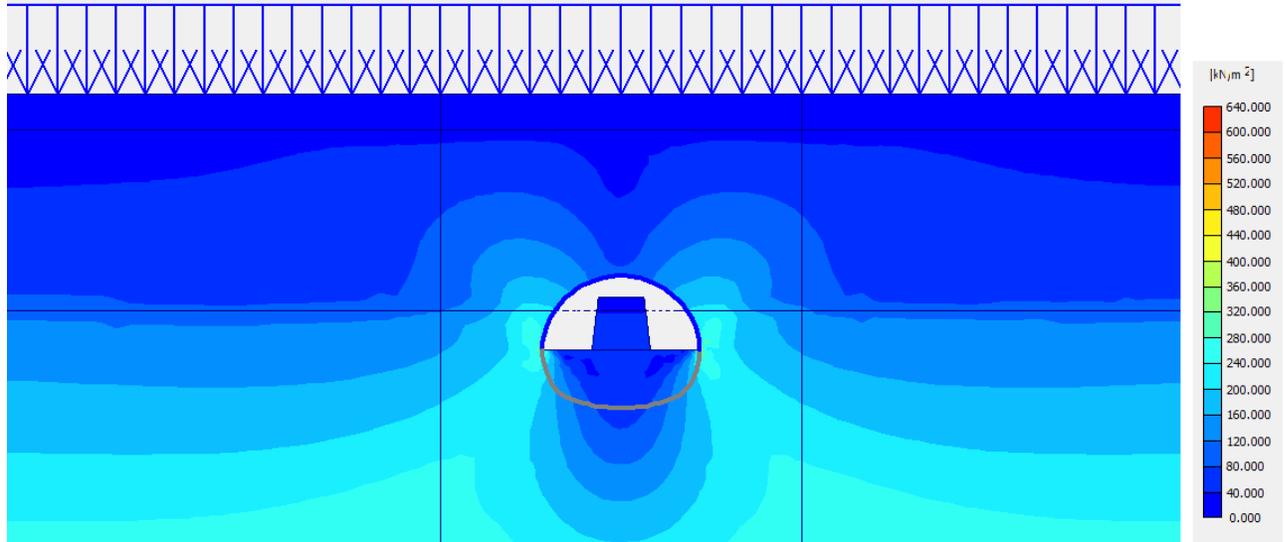
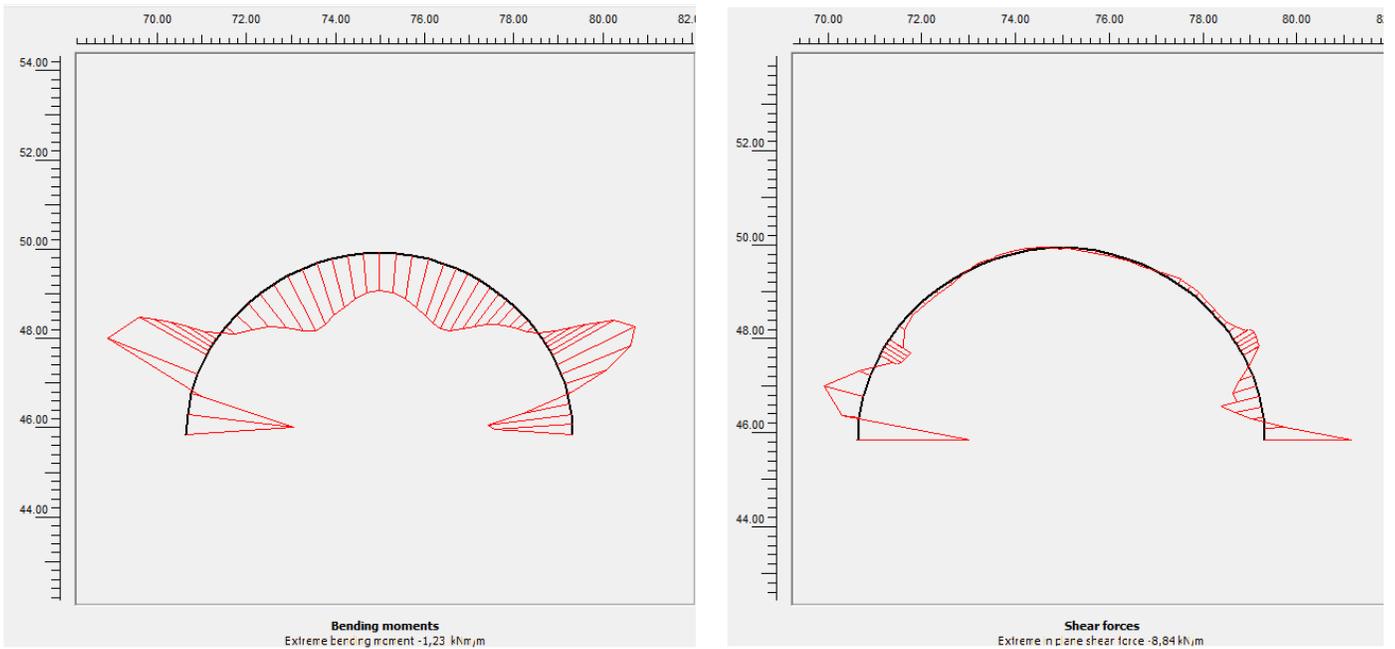


Figura 6- 21: Diagramas de esfuerzos internos. Finos del noroeste. Etapa 3



Momento Máximo: -1.23 kN m

Corte Máximo: -8.84 kN

Etapa 4: Aplicación recubrimiento prim., 100% de resistencia, zona superior (e=21 cm).

Figura 6- 22: Diagrama de esfuerzos desviadores. Finos del noroeste. Etapa 4.

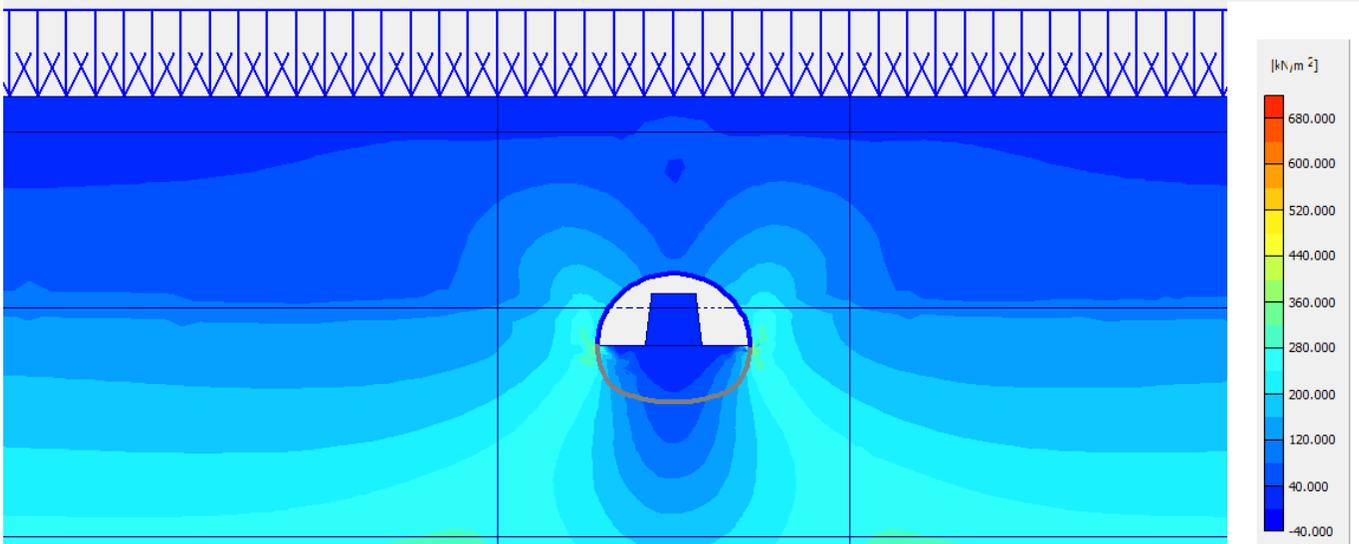
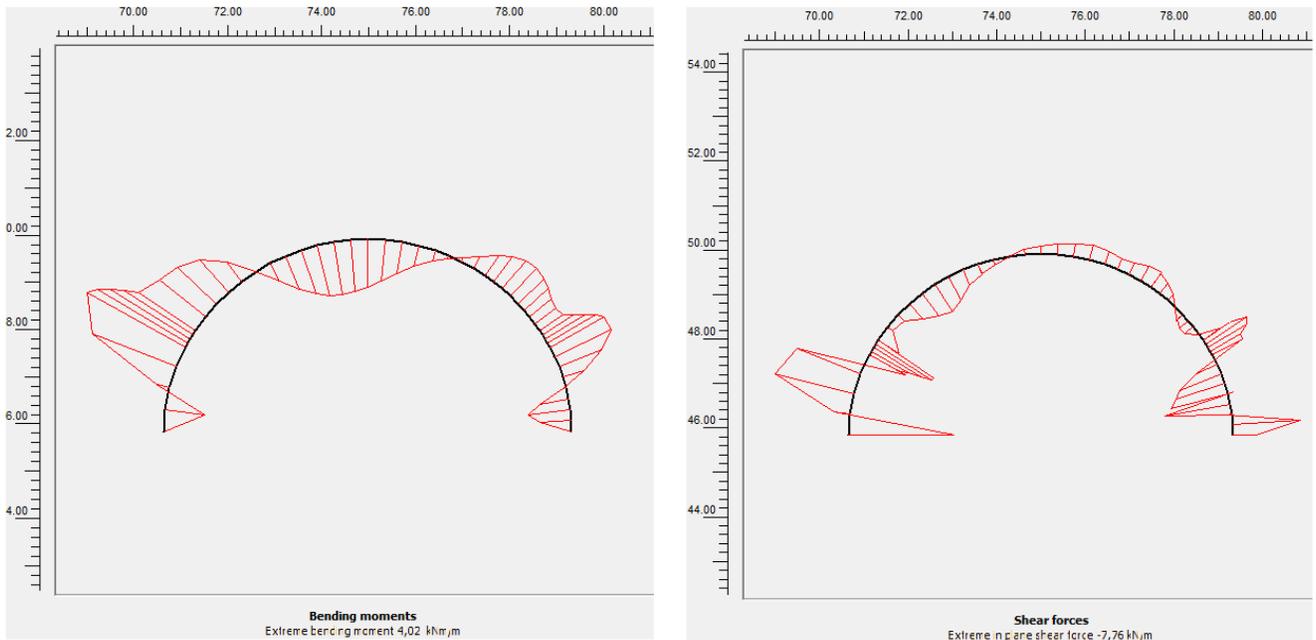


Figura 6- 23: Diagramas de esfuerzos internos. Finos del noroeste. Etapa 4.



Momento Máximo: 4.02 kN m

Corte Máximo: -7.76 kN

Etapa 5: Excavación, zona 2 (inferior)

Figura 6- 24: Diagrama de esfuerzos desviadores. Finos del noroeste. Etapa 5

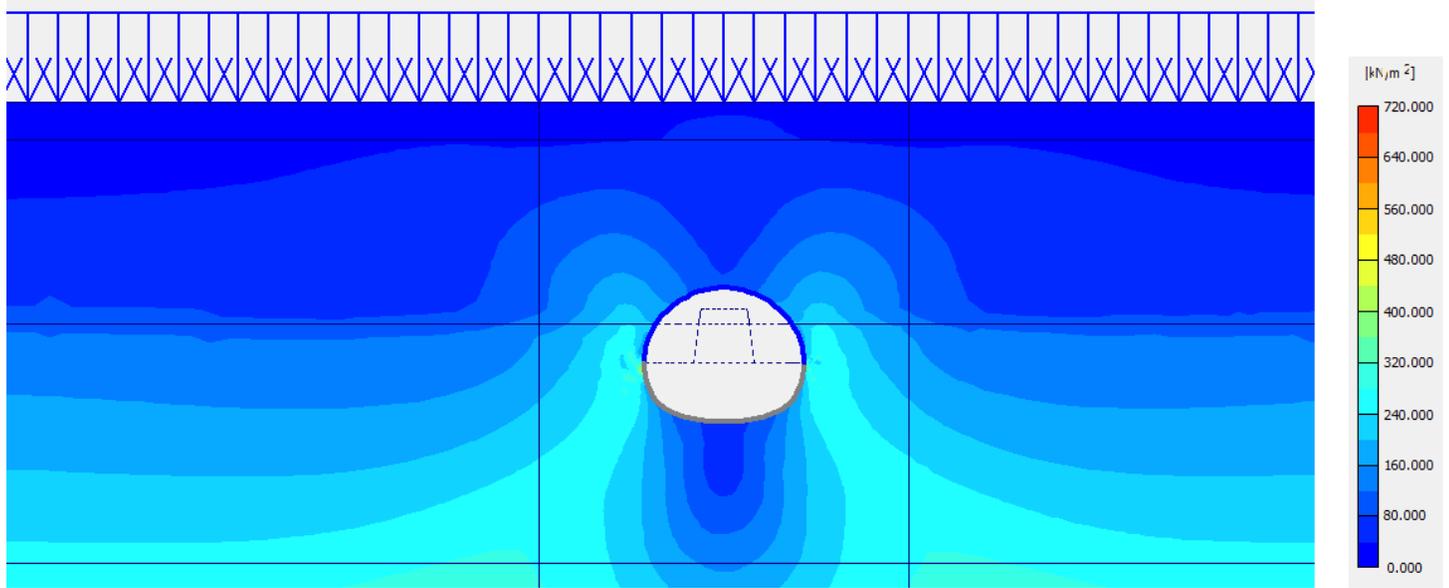
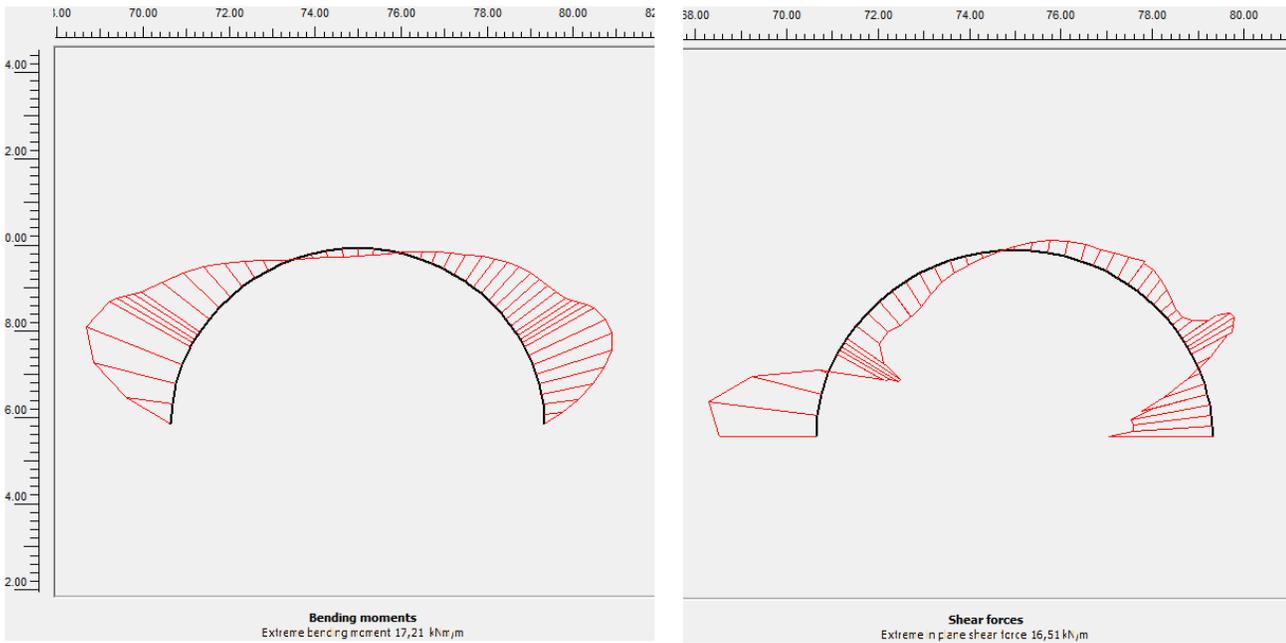


Figura 6- 25: Diagramas de esfuerzos internos. Finos del noroeste. Etapa 5



Momento Máximo: 17.21 kN m

Corte Máximo: 16.51 kN

Etapla 6: Recubrimiento primario 62% de resistencia, zona inferior (e=21 cm).

Figura 6- 26: Diagrama de esfuerzos desviadores. Finos del noroeste. Etapla 6

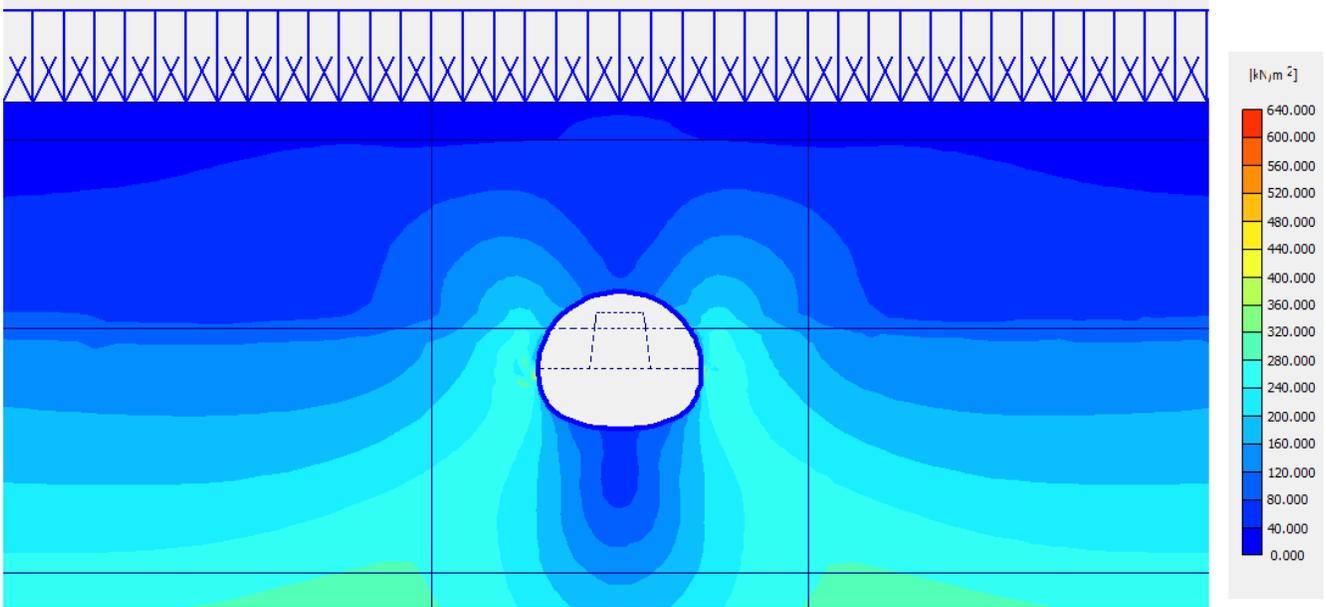
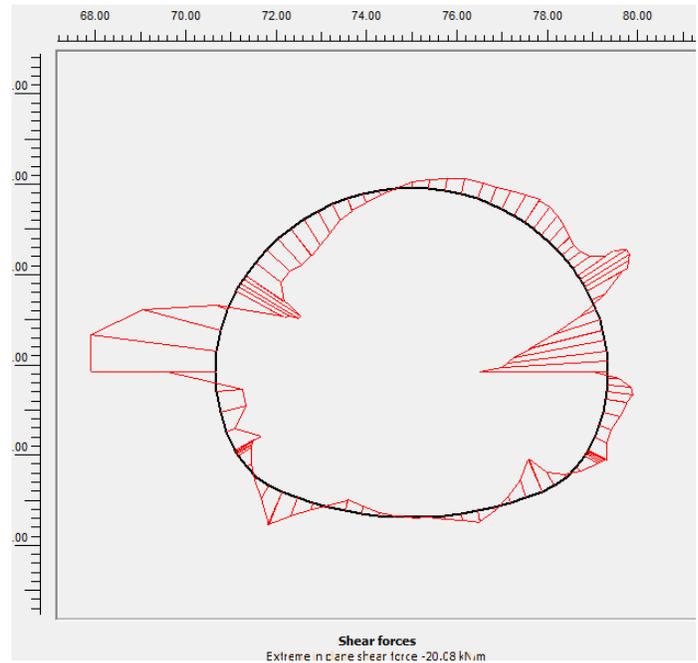
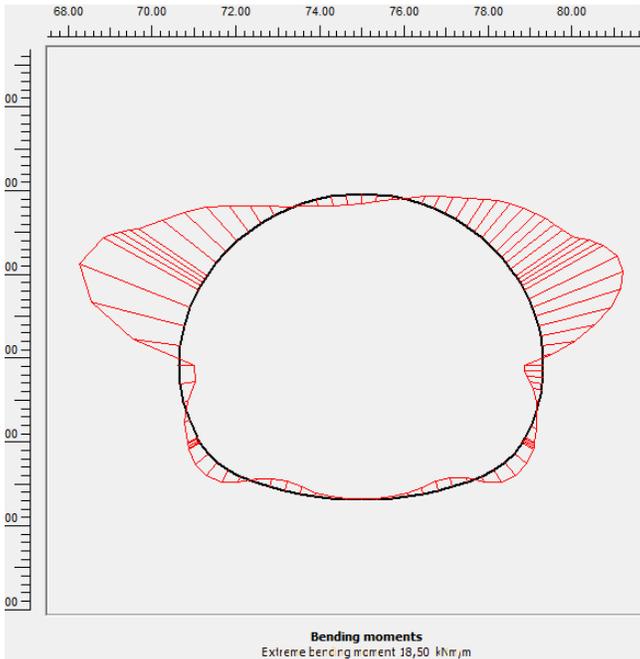


Figura 6- 27: Diagramas de esfuerzos internos. Finos del noroeste. Etapla 6



Momento Máximo: 18.5 kN m

Corte Máximo: -20.08 kN

Etapa 7: Recubrimiento primario 100% de resistencia, zona inferior (e=21 cm).

Figura 6- 28: Diagrama de esfuerzos desviadores. Finos del noroeste. Etapa 7

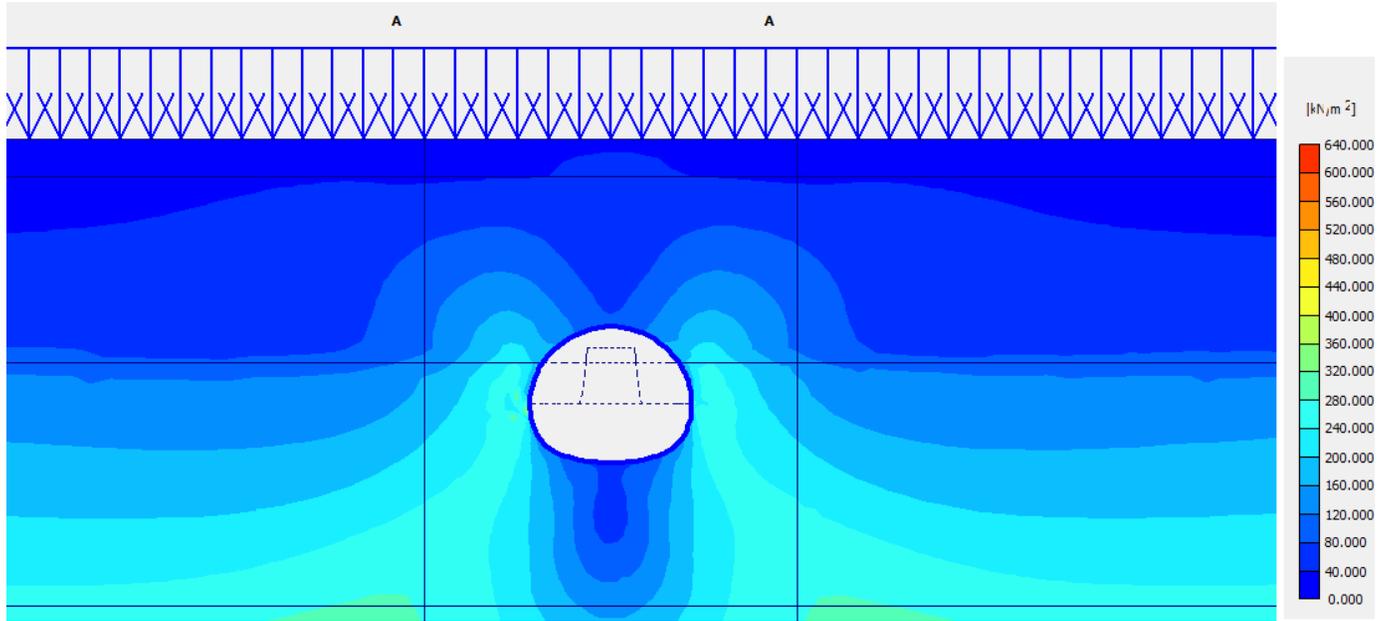
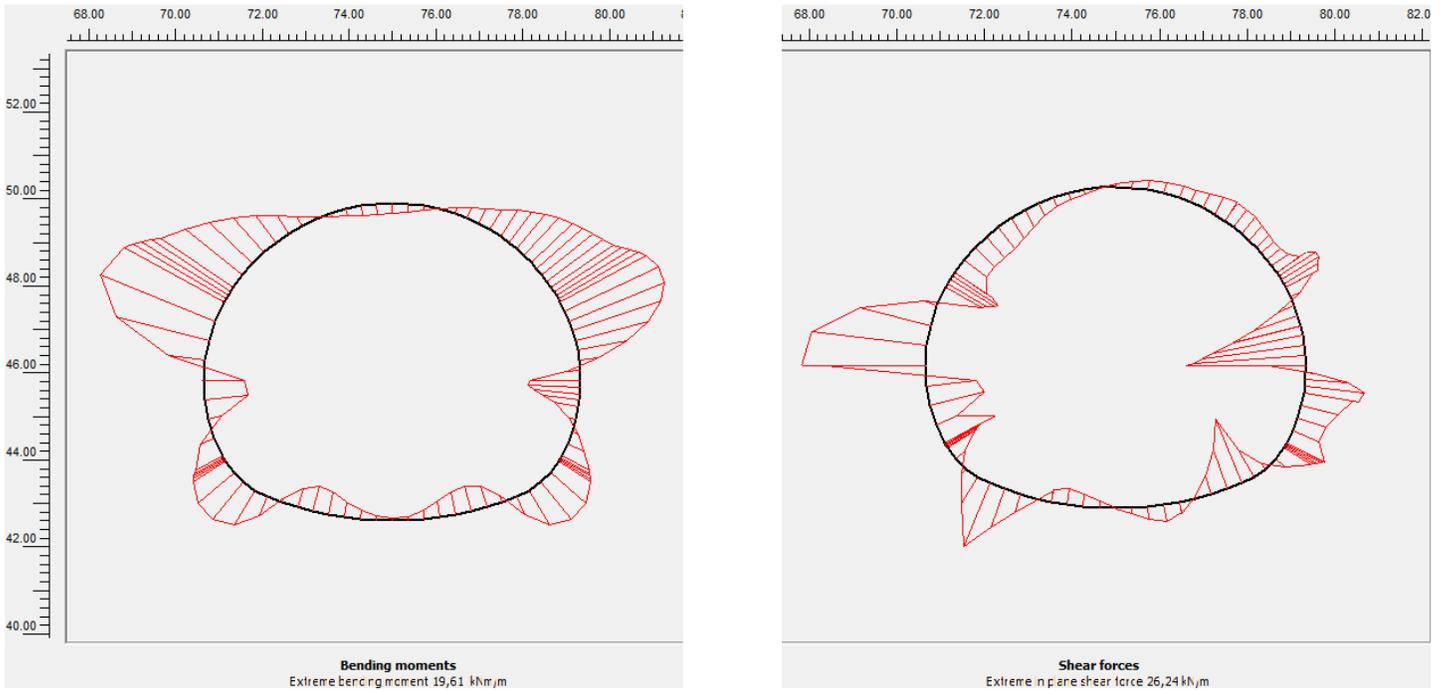


Figura 6- 29: Diagramas de esfuerzos internos. Finos del noroeste. Etapa 7



Momento Máximo: 19.61 kN m

Corte Máximo: 26.24 kN

Etapa 8: Recubrimiento secundario aplicado a la totalidad de la sección (e=30 cm)

Figura 6- 30: Diagrama de esfuerzos desviadores. Finos del noroeste. Etapa 8

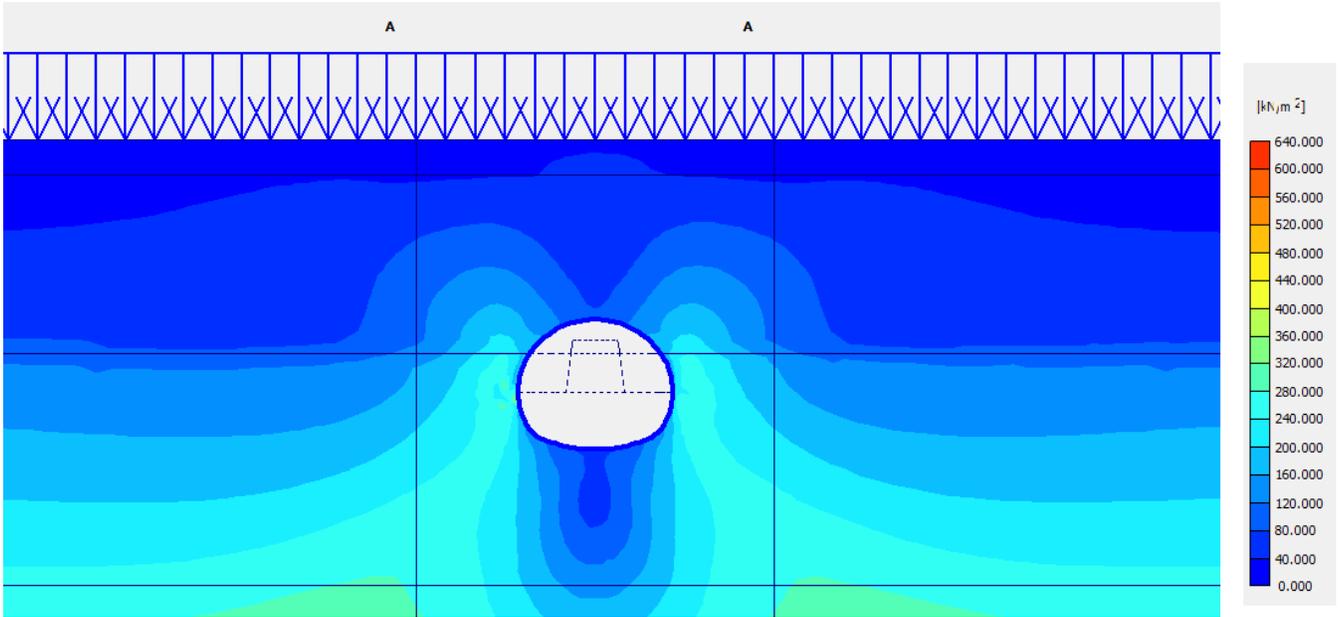
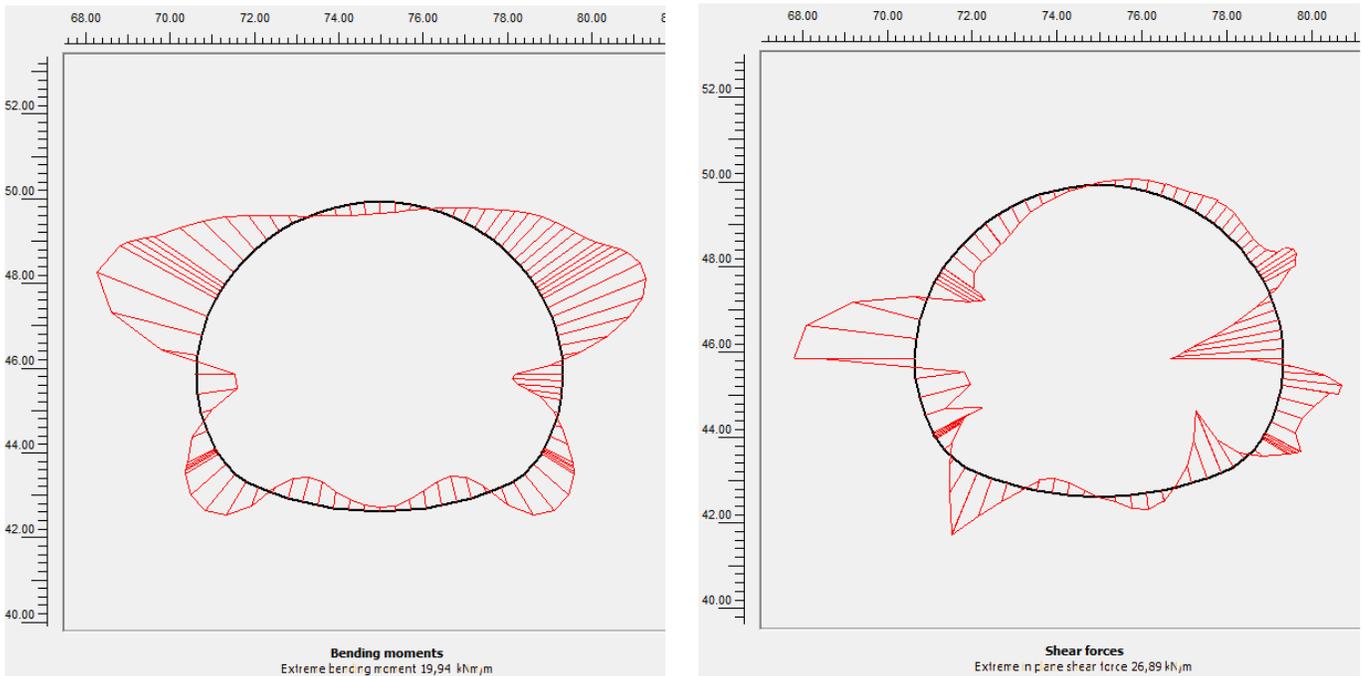


Figura 6- 31: Diagramas de esfuerzos internos. Finos del noroeste. Etapa 8



Momento Máximo: 19.94 kN m

Corte Máximo: 26.89 kN

Etapa 9: Desangulación

Figura 6- 32: Diagrama de esfuerzos desviadores. Finos del noroeste. Etapa 9. Desangulación

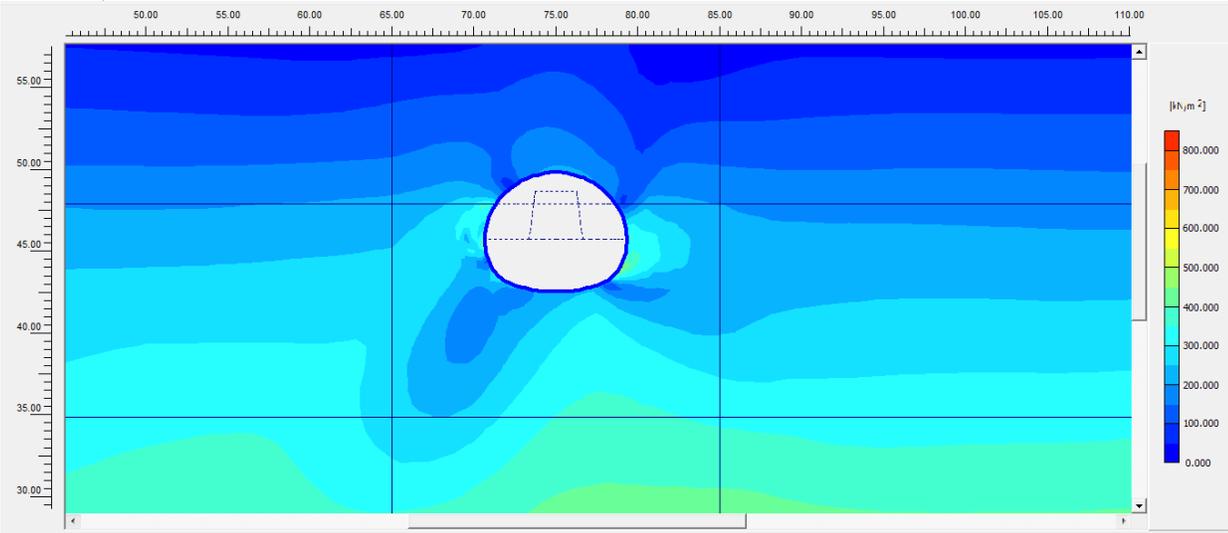
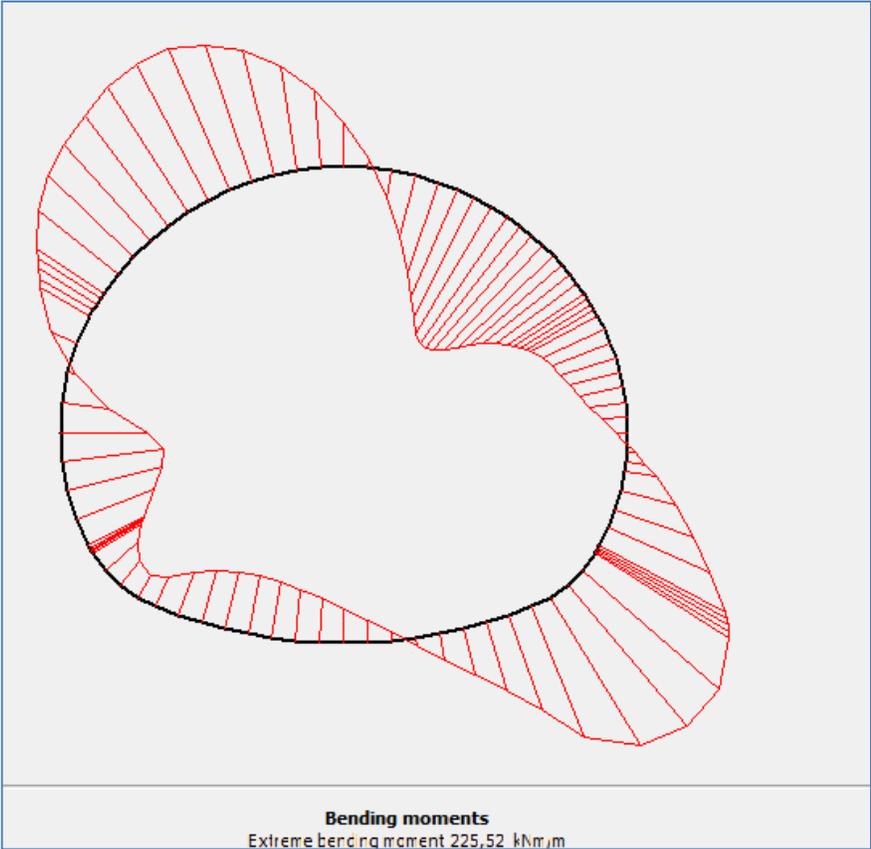
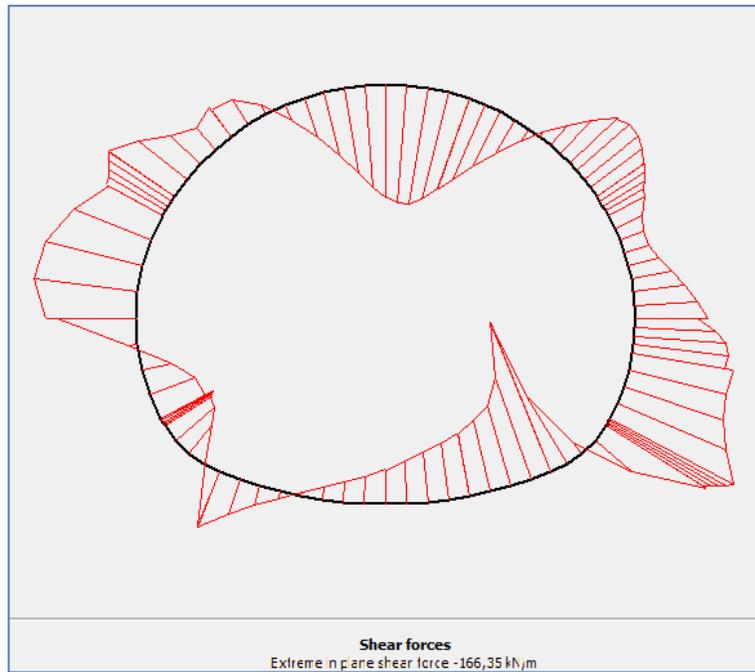


Figura 6- 33: Diagrama de Momento. Finos del noroeste. Etapa 9. Desangulación



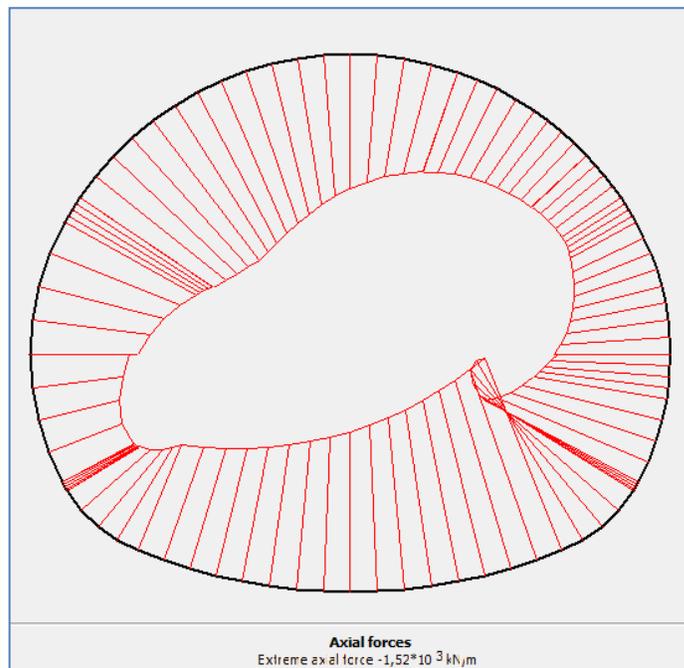
Momento Máximo = 225.52 kN m

Figura 6- 34: Diagrama de Corte. Finos del noroeste. Etapa 9. Desangulación



$$\text{Corte máximo} = -166.35 \text{ kN}$$

Figura 6- 35: Diagrama de esfuerzos Axiales. Finos del noroeste. Etapa 9. Desangulación



$$\text{Esfuerzo axial máximo} = -1520 \text{ kN}$$

A continuación se resumen los resultados obtenidos para las magnitudes de los esfuerzos internos para las distintas etapas constructivas, incluyendo el análisis sísmico con un modelo cinemáticos, para los modelos realizados en los finos del noroeste:

Tabla 6- 2: Resumen de resultados obtenidos para análisis cinemático, Finos del noroeste.

Finos del Noroeste				
Etapa	Momento máximo [kN m]	Corte Máximo [kN]	Esfuerzo axial [kN]	
1	Sobre carga	No aplica.	No aplica.	No aplica.
2	Excavación superior	No aplica.	No aplica.	No aplica.
3	Revestimiento primario superior, 62% de resistencia	1,23	8,84	141,45
4	Revestimiento primario superior, 100% de resistencia	4,02	7,76	351,79
5	Excavación inferior	17,21	16,51	378,83
6	Revestimiento primario inferior, 62% de resistencia	18,5	20,08	382,5
7	Revestimiento primario inferior, 100% de resistencia	19,61	26,24	384,7
8	Revestimiento secundario	19,94	26,89	390,8
9	Desangulación	225,52	-166,35	-1520,0

6.2 Análisis dinámicos

A continuación se presentan los diagramas de las envolventes de Momento, Corte, y esfuerzos Axiales obtenidos para la última etapa, pero ahora para el caso sísmico desarrollado con la incorporación de un registro en la base del modelo. A diferencia de los gráficos expuestos hasta ahora (etapas 1-8 estáticas, y etapa 9 con el modelo cinemático), los siguientes diagramas presentan los esfuerzos máximos tanto positivos, como negativos, debido a que por ser un análisis dinámico, se presenta una condición solicitante en función del tiempo, por lo cual los gráficos consisten en la envolvente máxima de los esfuerzos internos (tanto positivos como negativos) obtenidos durante el sismo.

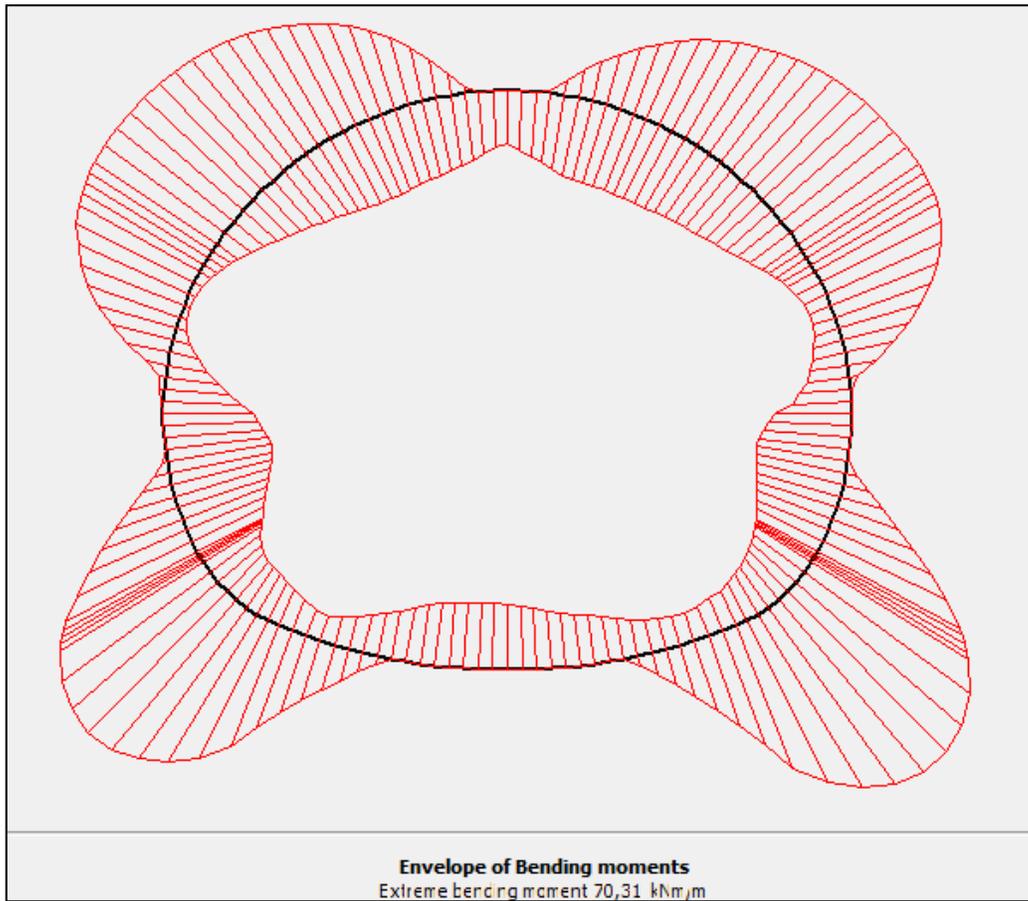
6.2.1 Grava de Santiago

En este caso, se han realizado 2 análisis dinámicos, uno con el registro obtenido de la estación ubicada en el cerro Santa Lucía, y otro de la facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile. Como se ha mencionado anteriormente, solo este último registro fue deconvolucionado, obteniendo así las historias de aceleraciones en profundidad detalladas en el capítulo 4. Los resultados obtenidos se presentan a continuación.

6.2.1.1 Sismo registrado en la Facultad de Ciencias físicas y matemáticas

Diagrama de Momento

Figura 6- 36: Diagrama de Momento modelo dinámico. Sismo U de Chile Grava de Santiago

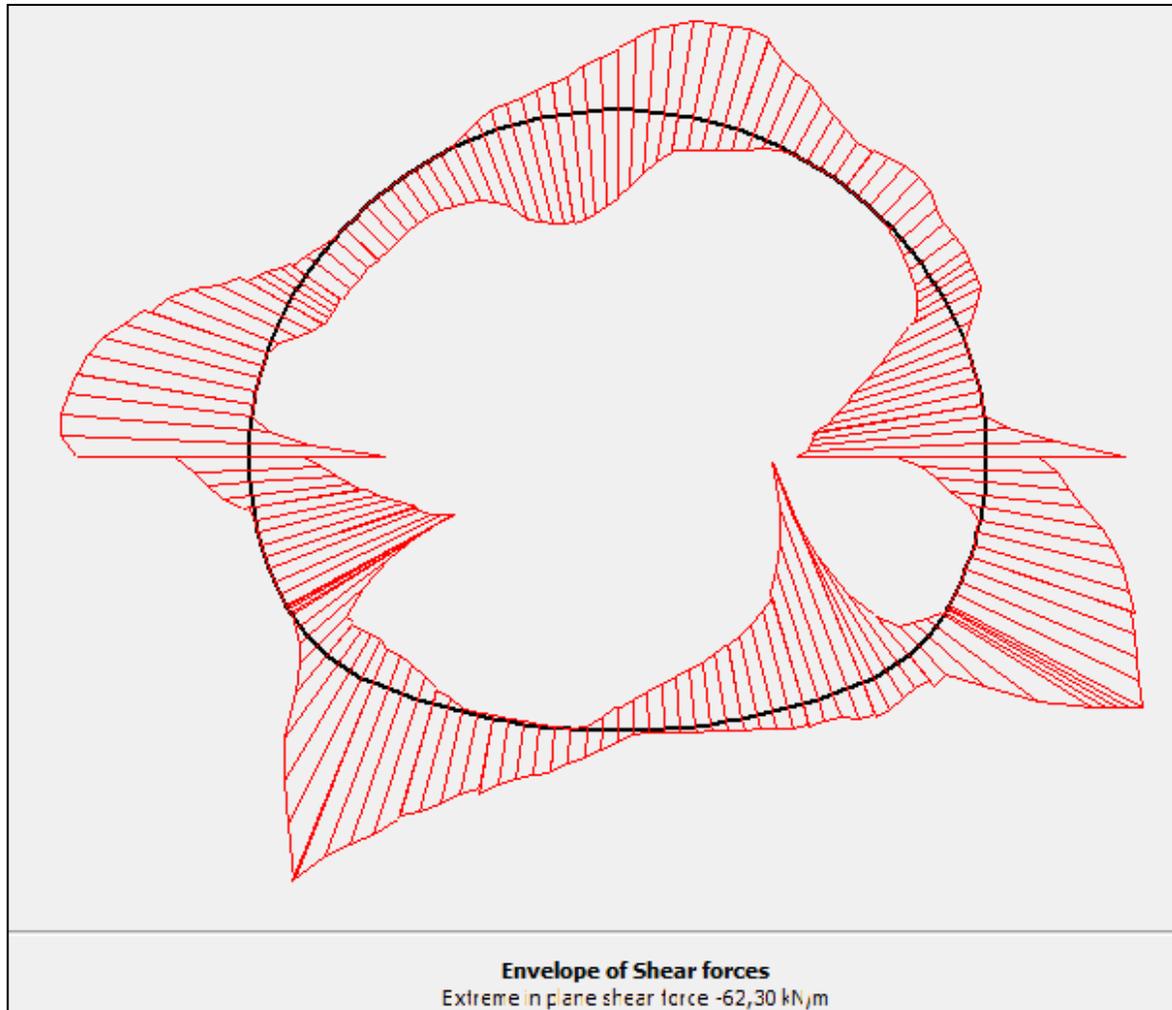


Como se observa en la figura anterior, el Momento máximo registrado es de:

$$M_{MAX} = 70.31 \text{ Kn m}$$

Diagrama de Corte

Figura 6- 37: Diagrama de Corte modelo dinámico. Sismo U de Chile. Grava de Santiago

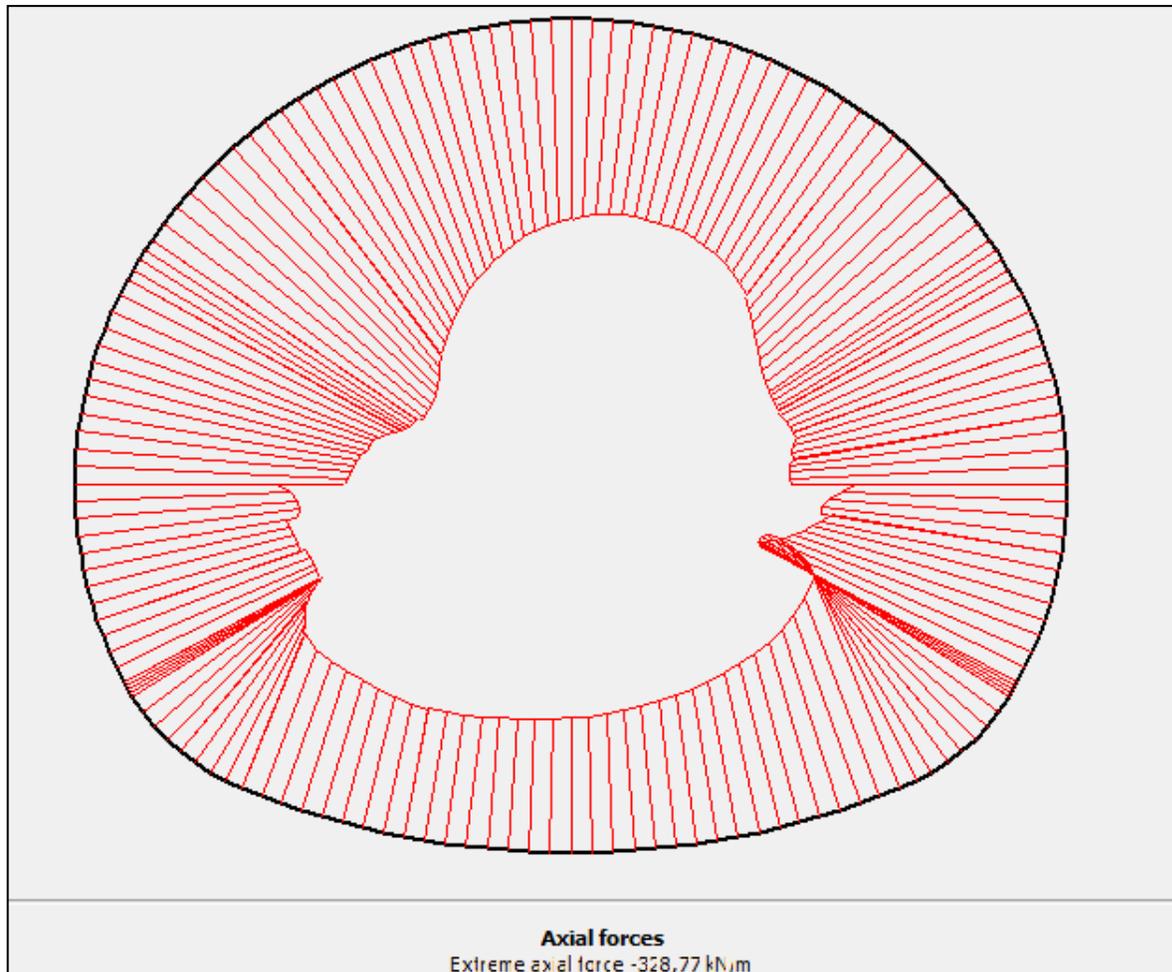


Como se observa en la figura anterior, el corte máximo registrado es de:

$$Q_{MAX} = -62.30 \text{ Kn m}$$

Diagrama de esfuerzo Axial

Figura 6- 38: Diagrama esfuerzos axiales, modelo dinámico. Sismo U de Chile. Grava de Santiago



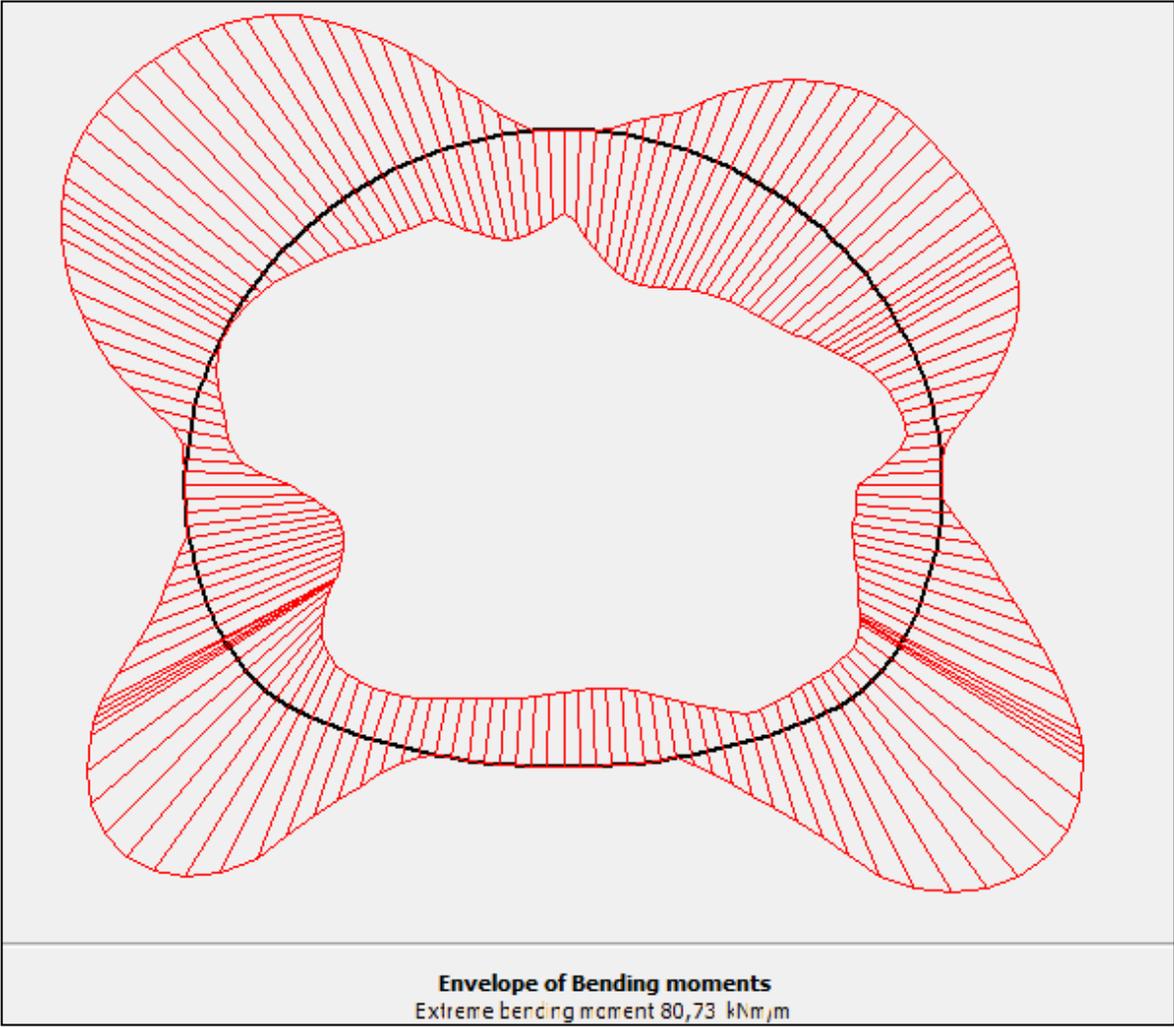
Como se observa en la figura anterior, el esfuerzo Axial máximo registrado es de:

$$N_{MAX} = -328.77 \text{ kN}$$

6.2.1.2 Sismo registrado en el cerro Santa Lucía

Diagrama de Momento

Figura 6- 39: Diagrama de Momento, modelo dinámico.Sismo cerro Santa Lucía. Grava de Santiago

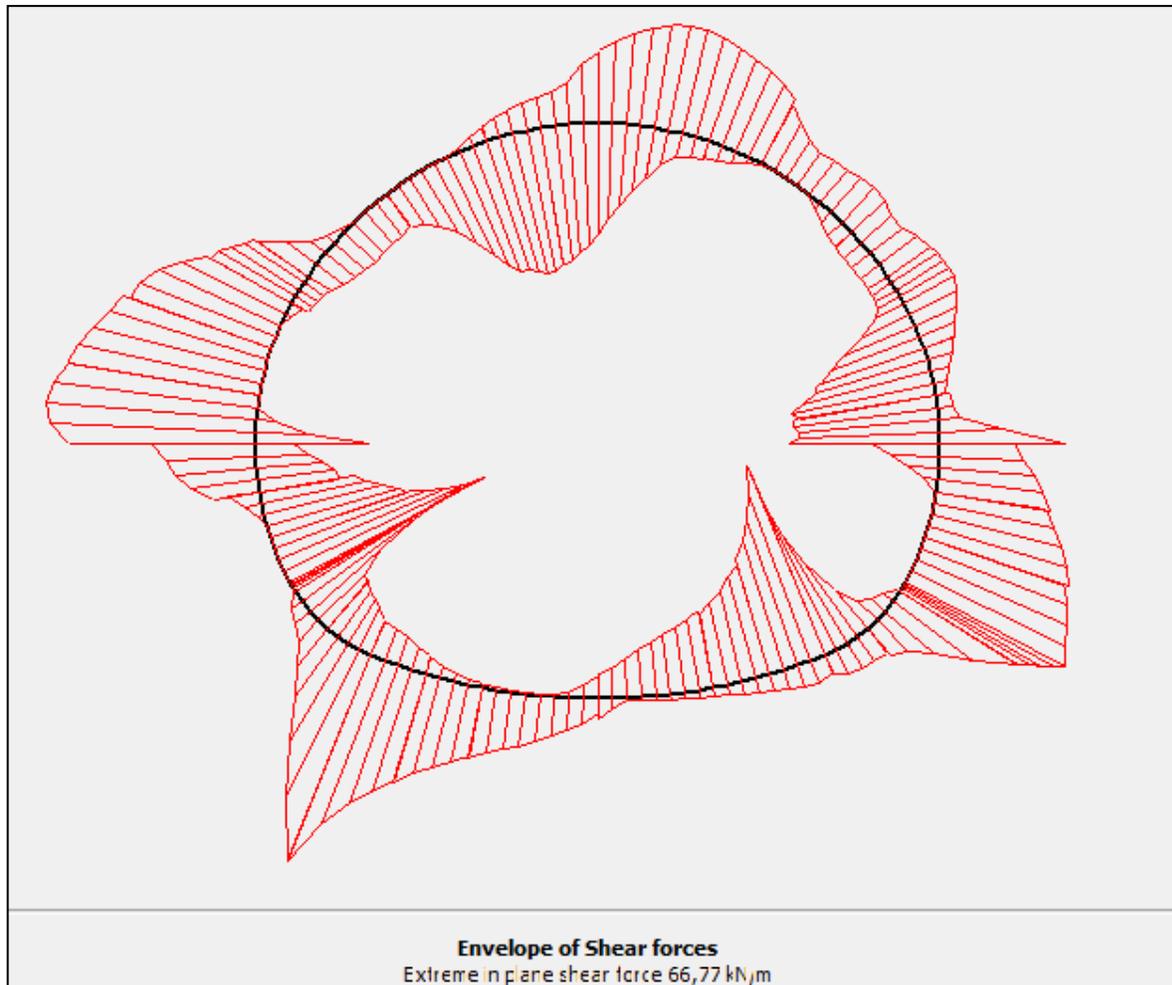


Como se observa en la figura anterior, el momento máximo registrado es de:

$$M_{MAX} = 80.73 \text{ Kn m}$$

Diagrama de Corte

Figura 6- 40: Diagrama de Momento, modelo dinámico.Sismo cerro Santa Lucía. Grava de Santiago

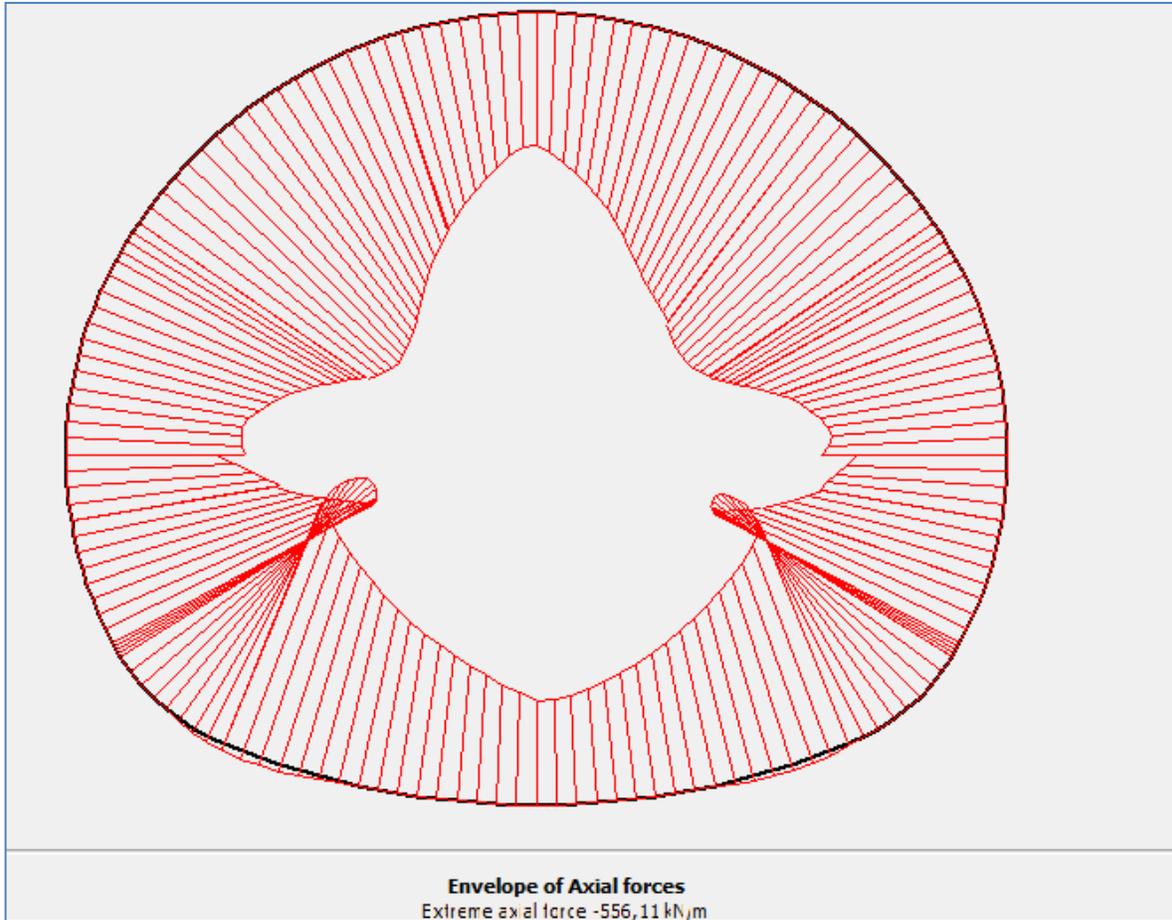


Como se observa en la figura anterior, el corte máximo registrado es de:

$$Q_{MAX} = 66.77 \text{ Kn}$$

Diagrama de esfuerzo Axial

Figura 6- 41: Diagrama esfuerzo axial modelo dinámico. Sismo cerro Santa Lucía.Grava de Santiago



Como se observa en la figura anterior, el esfuerzo Axial máximo registrado es de:

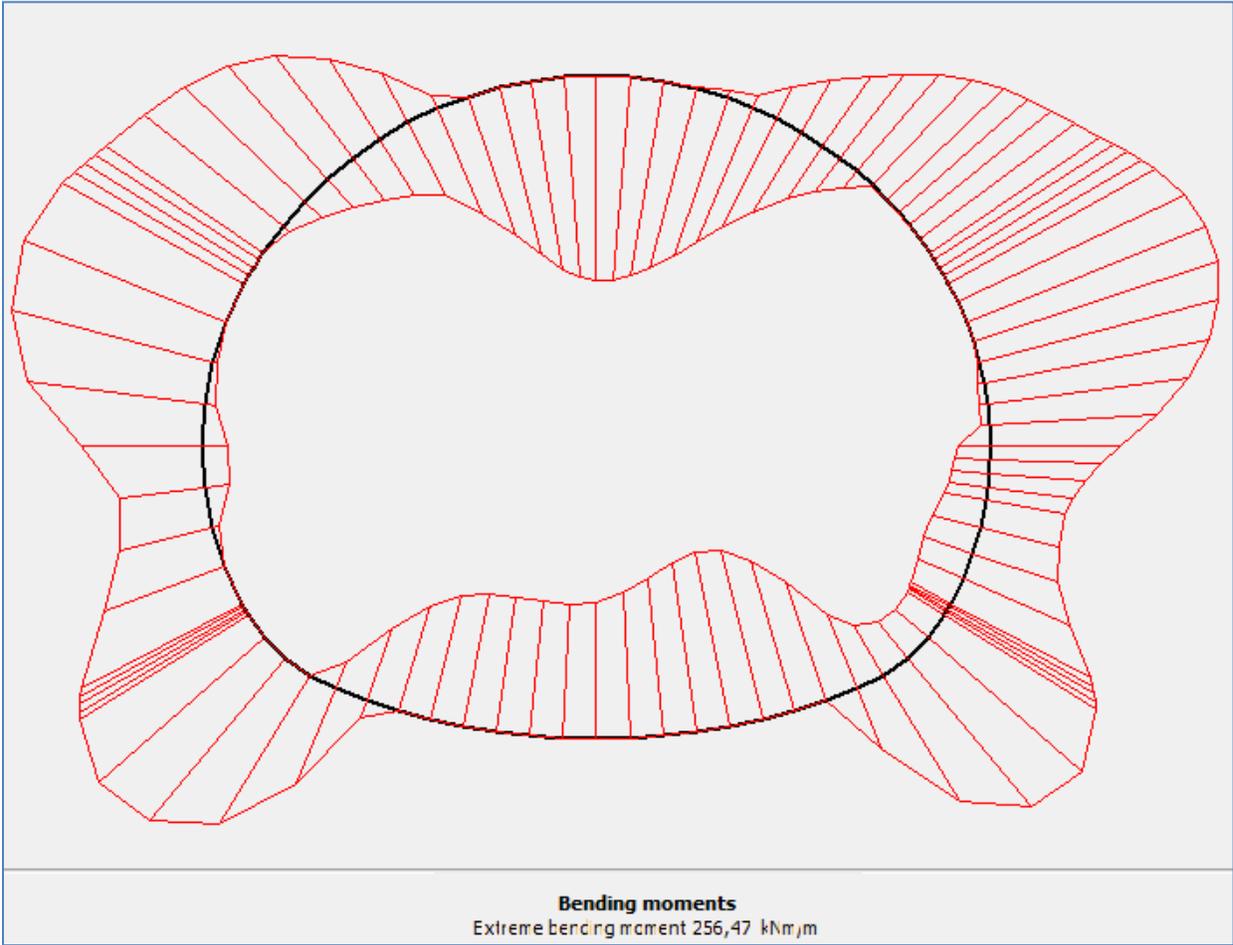
$$N_{MAX} = -556.11 \text{ kN}$$

6.2.2 Suelos finos

En este caso, se ha desarrollado solo un modelo dinámico, utilizando exclusivamente el sismo registrado en roca, en el cerro Santa Lucía, pues a diferencia de la grava de Santiago que cuenta con el sismo registrado en suelo en la facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile, no se tiene un registro del sismo del 27 de febrero de 2010 que se ubique en la zona norte de Santiago. Los resultados obtenidos, se presentan a continuación.

Diagrama de Momento

Figura 6- 42: Diagrama de Momento, modelo dinámico. Sismo Cerro Santa Lucía. Finos noroeste

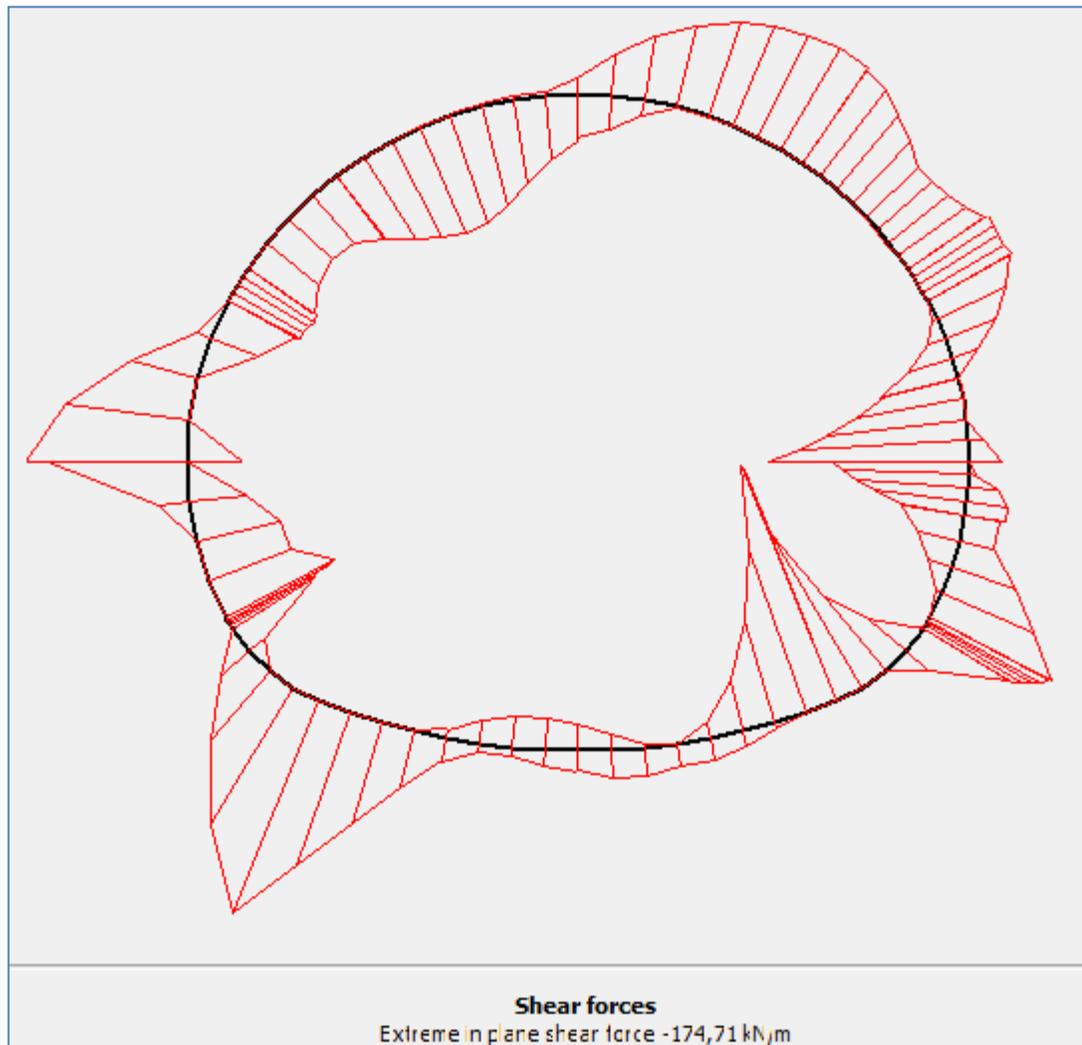


Como se observa en la figura anterior, el momento máximo registrado es de:

$$M_{MAX} = 256.47 \text{ kN m}$$

Diagrama de Corte

Figura 6- 43: Diagrama de Corte, modelo dinámico. Sismo Cerro Santa Lucía. Finos del noroeste

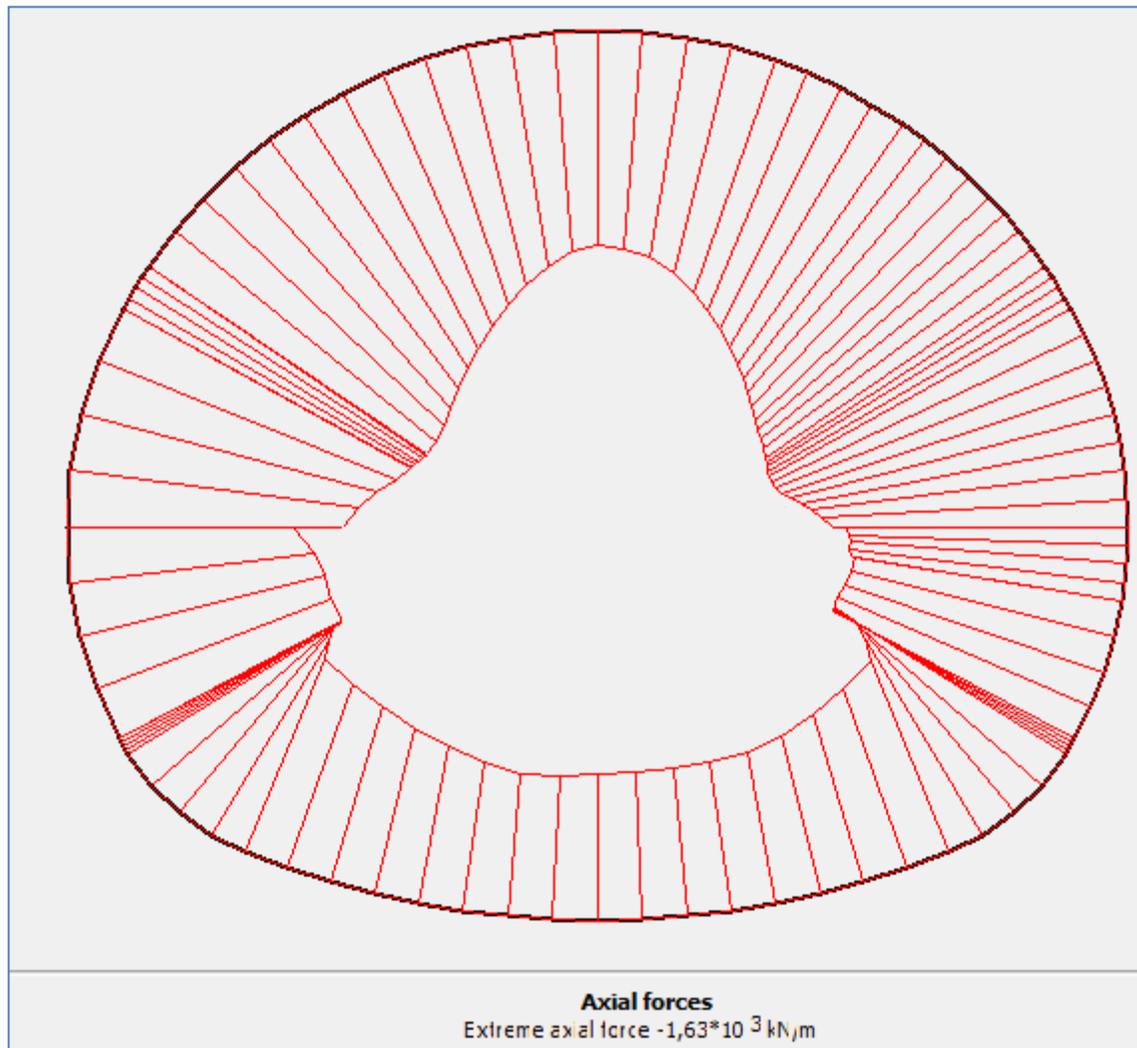


Como se observa en la figura anterior, el corte máximo registrado es de:

$$Q_{MAX} = -174.71 \text{ kN}$$

Diagrama de Axial

Figura 6- 44: Esfuerzos Axiales, modelo dinámico. Sismo Cerro Santa Lucía. Finos del noroeste



Como se observa en la figura anterior, el esfuerzo axial máximo registrado es de:

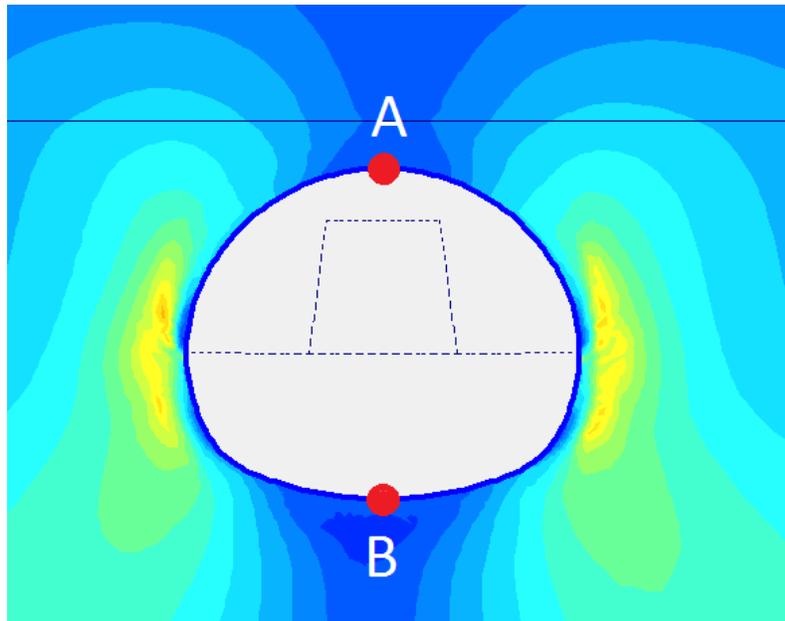
$$N_{MAX} = -1630.0 \text{ Kn}$$

6.2.3 Desangulaciones generadas en los modelos dinámicos

Con motivo de establecer comparaciones entre los resultados de los modelos cinemáticos y dinámicos, se han calculado las desangulaciones máximas que se producen en cada uno de los modelos dinámicos. Para ello, se han estudiado en función del tiempo los desplazamientos de 2 puntos del túnel: uno en la base del modelo, y otra en la zona superior, para obtener así la magnitud máxima de las diferencias de las deformaciones horizontales, que será la que generará la distorsión angular máxima.

A continuación se presenta una figura explicitando los puntos analizados para el estudio de la distorsión angular:

Figura 6- 45: Puntos de control estudio de desangulaciones obtenidas en los modelos dinámicos



Con lo cual, la desangulación registrada se calcula de la siguiente forma:

$$\theta = \text{atan}\left(\frac{\Delta_a - \Delta_b}{H}\right)$$

Donde:

- Δ_a : Desplazamiento horizontal del punto A, en m.
- Δ_b : Desplazamiento horizontal del punto B, en m.
- H: Altura del túnel (diferencia vertical de los puntos A y B), en m.
- θ : Desangulación, expresada en radianes.

Es así, que las desangulaciones máximas registradas en cada sismo son las siguientes:

Tabla 6- 3: Desangulaciones máximas registradas en los análisis dinámicos.

Caso	Desangulación [rad]
Grava – sismo FCFM	$6.19 \cdot 10^{-4}$
Grava – sismo Santa Lucía	$6.58 \cdot 10^{-4}$
Finos – sismo Santa Lucía	$4.71 \cdot 10^{-3}$

Se puede que en particular los valores de los 2 análisis efectuados en la grava de Santiago son bastante similares para ambos sismos.

6.3 Resumen de resultados obtenidos

A continuación se presentan una tabla resumen con la totalidad de los esfuerzos internos calculados para la etapa sísmica, tanto para el procedimiento realizado con el método Cinemático, como para el dinámico:

Tabla 6- 4: Resumen de resultados obtenidos mediante ambos métodos analizados.

Tipo de suelo	Caso	Momento máximo [kN m]	Corte máximo [kN]	Esfuerzo axial máximo [kN]
Grava de Santiago	Cinemático	58.27	-63.13	-685.80
	Sismo FCFM	70.31	-62.30	-328.77
	Sismo Santa Lucía	80.73	66.77	-556.11
Suelos finos del Noroeste	Cinemático	225.52	-166.35	-1520.00
	Sismo Santa Lucía	256.47	-174.74	-1630.00

Se puede observar que los esfuerzos internos calculados a partir del método dinámico son siempre mayores a los obtenidos del método Cinemático, exceptuando el esfuerzo axial para el sismo registrado en la FCFM, que es menor al esfuerzo axial del caso cinemático modelado en la grava de Santiago.

En general, estas diferencias son del orden de un 40 a 70%, por lo cual se considera que la magnitud de la diferencia de los esfuerzos obtenidos en cada método es relevante.

Capítulo 7

Comparación y Análisis de Resultados
Obtenidos

7.1 Comparación de resultados

En total, se han analizado 5 modelos:

Modelos Cinemáticos:

- Modelo cinemático para túnel emplazado en los Finos del noroeste.
- Modelo cinemático, para túnel emplazado en la grava de Santiago.

Modelos Dinámicos:

- Modelo dinámico con sismo registrado en cerro Santa Lucía, para túnel emplazado en la grava de Santiago.
- Modelo dinámico con sismo registrado en facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas de la Universidad de Chile, para túnel emplazado en la grava de Santiago.
- Modelo dinámico con sismo registrado en cerro Santa Lucía, para túnel emplazado en los Finos del noroeste.

Como se ha expuesto anteriormente, los datos obtenidos son los siguientes:

Tabla 7- 1: Resumen de resultados obtenidos mediante ambos métodos analizados.

Tipo de suelo	Caso	Momento máximo [kN m]	Corte máximo [kN]	Esfuerzo axial máximo [kN]
Grava de Santiago	Cinemático	58.27	-63.13	-685.8
	Sismo FCFM	70.31	-62.30	-328.77
	Sismo Santa Lucía	80.73	66.77	-556.11
Suelos finos del Noroeste	Cinemático	225.52	-166.35	-1520.00
	Sismo Santa Lucía	256.47	-174.71	-1630.00

Tabla 7- 2: Desangulaciones máximas registradas en los análisis dinámicos.

Caso	Desangulación [rad]
Grava – sismo FCFM	$4.19 \cdot 10^{-4}$
Grava – sismo Santa Lucía	$4.58 \cdot 10^{-4}$
Finos – sismo Santa Lucía	$3.71 \cdot 10^{-3}$

Tabla 7- 3: Desangulaciones máximas impuestas en los análisis cinemáticos

Caso	Desangulación [rad]
Gravas de Santiago	$3.5 \cdot 10^{-4}$
Finos del noroeste	$2.3 \cdot 10^{-3}$

Comparando los resultados de las tablas 7-2 y 7-3, se aprecia que en los análisis dinámicos se producen desangulaciones mayores a las impuestas mediante el método Cinemático, lo cual implica de forma implícita que los esfuerzos internos debieran ser mayores en los análisis dinámicos.

7.2 Análisis de resultados

Como es de esperarse, hay una clara relación entre la magnitud de la desangulación a la que se ve sometido el túnel, y los esfuerzos internos que se generan en el mismo. En esta misma línea, y debido a que las desangulaciones máximas registradas en los modelos dinámicos son superiores a las impuestas en los modelos cinemáticos, los valores de los esfuerzos internos son superiores en los modelos dinámicos.

Como se ha mencionado, las desangulaciones fueron impuestas en los modelos cinemáticos, siguiendo lo establecido por el Manual de Carreteras, mientras que en los modelos dinámicos, estas fueron registradas (y no impuestas) definiendo puntos de control en la base y techo del túnel.

Debido a que las líneas existentes del Metro de Santiago han sido diseñadas utilizando el método Cinemático, y teniendo en consideración que han tenido un desempeño estructural excelente durante los sismos de los años 1985 y 2010, se considera que las diferencias de los resultados dinámicos con los cinemáticos podría estar relacionada con la magnitud del sismo del 2010, que fue considerablemente mayor a la esperada. Debido a que las diferencias entre ambos métodos no son excesivas, se considera que el método cinemático es una representación adecuada de los casos dinámicos.

Capítulo 8

Conclusiones

8.1 Ventajas y limitaciones de cada método

A continuación se exponen las ventajas y limitaciones principales de los 2 análisis realizados en el presente trabajo de titulación:

Método dinámico

Ventajas:

- Potencialmente más realista, pues se trabaja directamente con la sollicitación (sismo), con lo cual la deformada es un output del problema, y no un input.

Desventajas:

- Requiere de mayores recursos para su implementación (computador más potente, mayor tiempo de procesamiento y de generación del modelo).
- Debido a que no ha sido utilizado en el diseño del Metro de Santiago, no ha podido ser validado de forma empírica y práctica en Chile, a diferencia del método cinemático.

Método cinemático

Ventajas:

- Análisis más sencillo en cuanto a su implementación
- Requiere menor tiempo de procesamiento y de elaboración del modelo.
- Método ya validado con respecto a su desempeño en sismos anteriores de importancia.

Desventajas:

- Reduce y simplifica la física del problema, no pudiendo incorporar variables decisivas, como las definidas por las curvas de degradación del suelo, y el resto de los efectos dinámicos.

8.2 Conclusiones generales

La principal motivación para el desarrollo del presente trabajo de título, consistió en estudiar un posible sobredimensionamiento del revestimiento de diseño que nace de la aplicación del método cinemático, sin embargo, los resultados de los modelos dinámicos analizados indicarían que los esfuerzos internos han sido levemente sub dimensionados, y no sobre dimensionados, al menos para las características particulares de los modelos analizados, como la profundidad de enterramiento y la geometría del túnel, además los sismos de diseño considerados.

En el presente trabajo de título se ha trabajado con un total de 3 modelos dinámicos, lo cual si bien sienta una base y también un precedente, no es suficiente para establecer conclusiones decisivas respecto a si un análisis dinámico generará siempre esfuerzos internos mayores a los asociados a las desangulaciones para modelaciones cinemáticas según lo indicado en el Manual de Carreteras, por lo cual se concluye que para establecer de forma definitiva cual de los 2 métodos analizados es el que mejor representa la interacción suelo – estructura, se requiere de investigaciones adicionales.

Una forma de lograr lo anterior, y que podría ser parte de otra memoria de titulación, sería la inclusión de un análisis estadístico mediante un número considerablemente mayor de sismos, los cuales podrían ser eventualmente normalizados introduciendo el concepto de la intensidad de Arias, para de esta forma tener un piso en común y no uno arbitrario, debido a las diferencias de intensidad de los hipotéticos diversos sismos analizados. Se propone la realización de un análisis que incluya diversos registros sísmicos, los cuales podrían ser modelados para diversas intensidades de Arias, estudiando además una variable fundamental del problema, que es la profundidad de enterramiento del túnel.

8.3 Conclusiones finales

Respecto a las modelaciones computacionales realizadas en Plaxis mediante los métodos cinemático y dinámico, se concluye lo siguiente:

- El método cinemático, está basado netamente en el concepto de desangulación angular. En la misma línea de lo anterior, se verificó que en los modelos dinámicos se cumple siempre que a mayor desangulación, mayores son los esfuerzos internos.
- Los resultados obtenidos mediante el método dinámico son entre un 10% y 30% superiores a los del método cinemático.
- La gran magnitud del sismo de 2010 podría ser una de las razones para justificar la magnitud de los esfuerzos obtenidos del método dinámico. Se considera que las desangulaciones indicadas por el manual de carreteras debieran ser sometidas a un estudio que involucre sismos de magnitudes similares a las del sismo de febrero de 2010, las que al menos en los modelos analizados, generaron desangulaciones mayores a las establecidas por dicho manual.
- Mediante los modelos analizados, no es posible validar la hipótesis inicial consistente en un sobredimensionamiento del revestimiento asociado al diseño cinemático. Por el contrario, y como se ha mencionado, los resultados indican que para los modelos analizados, los esfuerzos internos son mayores para los análisis dinámicos.
- Se considera que se requieren estudios adicionales para establecer de manera definitiva cual de los 2 métodos representa de mejor forma la interacción suelo-estructura, y que por ende, es más realista. En el contexto anterior, se considera que un análisis probabilístico que incluya un amplio número de sismos, para diferentes intensidades de Arias sería de gran utilidad.

Capítulo 9

Bibliografía y Referencias

Bibliografía

Bard, E., Leon, R., & Anabalón M. 2004. “Análisis dinámico de túneles en gravas de Santiago”. *En*: V congreso Chileno de Geotecnia. Santiago, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y matemáticas.

Kort, I., Musante, H., 1978. “Ensayos triaxiales in situ en la gravas de Santiago”.

Valenzuela, G. 1978. “Suelo de fundación del gran Santiago”. *Ed. Universitaria*.

Kramer, S. 1996. “Geotechnical Earthquake Engineering”. *Ed. Prentice Hall*.

Hashash, M., Jeffery, J., Schmidt, B., I-Chiang, J. 2001.” Seismic design and analysis of underground structures”. *Tunnelling and underground space technology (ITA)*.

Kuesel, T., Asce, F. 1969. “Earthquake design criteria for subways. *Journal of the structural division, proceeding of the american society of civil engineers*”.

Manual de carreteras, volumen 3, parte 3. 2012. Instrucciones y criterios de diseño. *Dirección de vialidad. Ministerio de obras públicas*.

Musante, H. 1980. “Criterios para evaluar presiones inducidas por sismos sobre estructuras de contención de suelos”. *Revista del IDIEM*.

Wang, J. 1993. “Seismic design of tunnels, a simple state of the art design approach”.

Szechy, K. 1967. “The art of tunneling”. *Ed. Akademiai Kiado*.

Bardet, P., Ichill, K. 2000. EERA: “A computer program for equivalent-linear earthquake site response analyses of layered soil deposits”. *Department of civil engineering. University of southern California*.

Boroschek, R. 2012. “Apuntes de Clase, Dinámica de estructuras”.

Gomez, A. 2012. “Apunte de Clase, Introducción a la construcción de túneles”.

EFE. 2005. Desalojados en Barcelona 50 edificios tras derrumbarse un inmueble por las obras de metro. [en línea]. El País en Internet. 27 de enero, 2005.
<http://elpais.com/elpais/2005/01/27/actualidad/1106817420_850215.html> [consulta 15 diciembre 2013]

ARIAS, J. 2007. Un socavón gigante en las obras del metro de Sao Paulo deja ocho desaparecidos. El País en Internet. [en línea]. 14 de enero de 2007.
<http://elpais.com/diario/2007/01/14/internacional/1168729209_850215.html> [consulta 15 diciembre 2013]

GOOGLE INC. Google maps. [En línea]. Datos del mapa @2013. Google Inav/Geosistemas SRL Mapcity. [Consulta 3 de agosto de 2013] < <https://www.google.cl/maps/preview>>

Rollins, K. 1998. “Shear modulus and damping relation for gravels, 1998”

Servicio Nacional de Geología y Minería. 2003. “Mapa geológico de Chile: Versión Digital”. Santiago de Chile. Esc. 1:1.000.000

Plaxis 2d: Tutorial Manual Version 9.0. Plaxis Company. Computerlaan 14, The Netherlands 2011

Plaxis 2d: Tutorial Manual Version 8.0. Plaxis Company. Computerlaan 14, The Netherlands 2002

Consortio Arcadis – sener – Ara worley (2012). “Obtención de parámetros de relajación del suelo para modelamiento numérico bidimensional”.