



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

ANÁLISIS SÍSMICO Y CURVAS DE FRAGILIDAD EN TÚNELES

MEMORIA PARA OPTAR AL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

JORGE IGNACIO ORELLANA NAVARRETE

PROFESOR GUÍA:
FELIPE OCHOA CORNEJO

MIEMBROS DE LA COMISIÓN:
CÉSAR PASTEN PUCHI
FRANCISCO HERNÁNDEZ PRADO
RODRIGO ASTROZA EULUFÍ

SANTIAGO DE CHILE

2019

RESUMEN DE LA MEMORIA PARA OPTAR
AL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL
POR: JORGE IGNACIO ORELLANA NAVARRETE
FECHA: 22 ABRIL 2019
PROF. GUÍA: Sr. FELIPE OCHOA CORNEJO

ANÁLISIS SÍSMICO Y CURVAS DE FRAGILIDAD EN TÚNELES

Este trabajo presenta curvas de fragilidad para túneles en suelos de categoría A, C y E, según la clasificación de la Norma Chilena NCh433 y DS61, utilizando el método de diseño dinámico, lo cual sienta una base para estudios de riesgo en el área de estructuras subterráneas. La ocurrencia reciente y futura de terremotos en Chile enfatizan la necesidad de contar con una estimación de la probabilidad de daño de estructuras de carácter crítico como túneles de metro. En este contexto, lo anterior se realiza utilizando modelos computacionales bidimensionales en base al software de elementos finitos PLAXIS 2D versión 2015.

En lo que respecta a diseño sísmico, existen dos metodologías para su desarrollo. La primera considera el análisis cinemático, el cual impone una desangulación a la sección transversal del túnel debido al frente de ondas sísmicas que lo atraviesan, determinadas a través de métodos analíticos. La segunda considera la incorporación de métodos numéricos iterativos, imponiendo un registro de aceleraciones a la base del modelo utilizando un software como PLAXIS, especialmente diseñado para ello. Los análisis son realizados modelando las características geotécnicas de tres tipos de suelos A, C y E. Los registros sísmicos utilizados son aceleraciones medidas, en estaciones ubicadas sobre afloramiento rocoso, durante el terremoto del Maule 2010. Para el estudio se utilizan las componentes de los registros N-S y E-O

De cada una de las metodologías estudiadas, se obtienen los esfuerzos, axiales y de momento, en el revestimiento del túnel, y para cada etapa del método constructivo. Luego de contrastar los resultados de ambos métodos, se realiza un análisis dinámico incremental, para poder estudiar su respuesta frente a excitaciones mayores. A partir de estos resultados se definen cuatro estados de daño: 1) Menor, 2) Moderado, 3) Alto, y 4) Colapso. Estos permiten categorizar el comportamiento del túnel y obtener parámetros para la elaboración de las curvas de fragilidad, para la distribución de probabilidad log-normal. Esta distribución permite representar de mejor manera las incertidumbres en los parámetros que caracterizan la capacidad y demanda estructural. Además de los costos de daños o pérdidas esperadas, es decir, todas las componentes del concepto riesgo.

Los resultados de la comparación de ambos métodos presentan variaciones que van desde un 26% hasta 72% en el caso del esfuerzo axial y un 29% hasta 86% para el caso de los momentos. Para las curvas de fragilidad se confirma que la respuesta sísmica del túnel depende de las características del suelo. El suelo tipo A es, probabilísticamente, el más seguro frente al sismo, con menor daño. En cuanto al suelo tipo C, como es de esperar, la probabilidad de daño aumenta, en sus tres categorías de daño, a menor PGA. Por último, el revestimiento de túnel ubicado en el suelo tipo E es el que se ve más afectado con probabilidades de daño mayores a los otros dos suelos.

Los resultados presentados en esta memoria son una referencia realizada para análisis dinámico, con un software específico, y en condiciones ideales de túnel circular, pudiendo presentar diferencias con configuraciones y condiciones de suelo diferentes. El estudio presentado no reemplaza un diseño ni trabajo de detalle de ingeniería.

“Supongo que ustedes no están preparados para esta música. Pero a sus hijos les encantará”

Marty McFly

A mis padres, hermana y abuela. Mi familia querida.

Agradecimientos

A mi mamá, papá, hermana y abuela que sin su amor y constante apoyo nunca hubiera logrado ser lo que soy hoy. Los amo.

A mis queridos amigos de la Universidad que han hecho inolvidable mi paso por esta facultad, animándome y viviendo bellos momentos juntos.

A mi polola por brindarme su amor, cariño y comprensión en mi último año de universidad, haciéndolo más ameno y agradable.

Gracias a mi profesor guía, Don Felipe Ochoa, por su incesante apoyo y por darme una oportunidad única de investigar un tema tan interesante como lo son los túneles. A mis compañeros de 4to piso y pecera, que si bien compartimos un período corto de tiempo juntos, siempre me brindaron su cariño constante, amistad y cafecito.

A todos los que aportaron y contribuyeron de alguna manera a la elaboración de esta memoria y a los profesores de la comisión por sus valiosos aportes en la etapa final.

Tabla de Contenido

1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. MOTIVACIÓN.....	1
1.2. OBJETIVO GENERAL.....	2
1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.4. ESTRUCTURA DE LA MEMORIA.....	3
2. DISEÑO ESTÁTICO.....	4
2.1. INTRODUCCIÓN	4
2.2. ANÁLISIS DE ESFUERZOS.....	4
2.2.1. Ecuaciones diferenciales de equilibrio	4
2.2.2. Ecuaciones Constitutivas	5
2.2.3. Ecuaciones de Compatibilidad	5
2.3. ANÁLISIS ESTÁTICO EN TÚNELES.....	6
2.3.1. Ecuaciones de Kirsch.....	9
2.3.2. Interacción Túnel – Sostenimiento	13
2.3.3. Determinación de Curva Característica	17
2.3.4. Determinación de Curva de Confinamiento o Sostenimiento	22
3. DISEÑO SÍSMICO MÉTODO CINEMÁTICO	25
3.1. INTRODUCCIÓN	25
3.2. SOLUCIÓN UTILIZANDO MODELOS NUMÉRICOS PARA EL DISEÑO POR DESANGULACIÓN	26
3.3. SOLUCIONES ANALÍTICAS PARA EL DISEÑO POR DESANGULACIÓN.....	30
3.3.1. Método de Wang (1993).....	31
3.3.2. Método de Penzien (2000).....	31
3.3.3. Método de Park (2000).....	32
3.3.4. Método de Bobet (2010).....	33
4. DISEÑO SÍSMICO MÉTODO DINÁMICO	35
4.1. INTRODUCCIÓN	35
4.2. TRATAMIENTO DE REGISTROS.....	37
5. PARÁMETROS Y CARACTERÍSTICAS DE LA MODELACIÓN EN PLAXIS 2D.....	38
5.1. CLASIFICACIÓN SÍSMICA DEL TERRENO	38
5.2. TIPOS DE SUELOS SEGÚN CLASIFICACIÓN SÍSMICA	39
5.2.1. Suelo Tipo A.....	39
5.2.2. Suelo Tipo B.....	39
5.2.3. Suelo Tipo C.....	39
5.2.4. Suelo Tipo D.....	39
5.2.5. Suelo Tipo E.....	40
5.3. DEFINICIÓN DE LOS PARÁMETROS DE LOS SUELOS A MODELAR	40
5.3.1. Suelo Tipo A.....	40
5.3.2. Suelo Tipo C.....	41
5.3.3. Suelo Tipo E.....	43
5.4. MODELACIÓN.....	44
5.4.1. Geometría y Parámetros Generales del Modelo	44
5.4.2. Interfaz del Programa	45
5.4.3. Materiales	45
5.4.4. Estratigrafía del depósito de suelo	47
5.4.5. Condiciones de Borde.....	48

5.4.6.	Geometría del Túnel	50
5.4.7.	Propiedades Mecánicas del recubrimiento	52
5.4.8.	Malla de Elementos Finitos	53
5.4.9.	Parámetros Fase Dinámica	54
5.4.10.	Fenómeno de Relajación de Tensiones	54
5.4.11.	Proceso Constructivo	56
6.	CURVAS DE FRAGILIDAD.....	62
6.1.	INTRODUCCIÓN	62
6.2.	ANÁLISIS INCREMENTAL DINÁMICO	62
6.3.	DEFINICIÓN DE ESTADOS DE DAÑO EN TÚNELES	63
6.4.	DISTRIBUCIÓN DE PROBABILIDAD Y PARÁMETROS DE CURVA DE FRAGILIDAD	65
7.	RESULTADOS Y ANÁLISIS.....	67
7.1.	DISTRIBUCIÓN DE ESFUERZOS DEBIDO A EXCAVACIONES	67
7.1.1.	Suelo Tipo A.....	67
7.1.2.	Resumen	75
7.2.	RESULTADOS MÉTODO CINEMÁTICO Y DINÁMICO.....	79
7.2.1.	Suelo Tipo A.....	84
7.2.2.	Suelo Tipo C.....	86
7.2.3.	Suelo Tipo E.....	89
7.3.	PARÁMETROS SMI Y BTOT.....	91
7.4.	CURVAS DE FRAGILIDAD.....	96
8.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	102
8.1.	CONCLUSIONES	102
8.2.	RECOMENDACIONES.....	106
9.	BIBLIOGRAFÍA	107
ANEXO A: OBTENCIÓN DE LA DEFORMACIÓN ANGULAR Y DESPLAZAMIENTO MEDIANTE DEEPSOIL.....		110
OBTENCIÓN DE LA DEFORMACIÓN ANGULAR Y DESPLAZAMIENTOS MEDIANTE DEEPSOIL		110
Etapa 1: Definición del tipo de Análisis		110
Etapa 2a: Definición del Perfil de Suelo		111
Etapa 2b: Resumen del Estrato		113
Etapa 2c: Definición de Roca Basal.....		113
Etapa 3: Ingreso de registros sísmicos y estratos a utilizar		114
Etapa 5: Control de Análisis		115
Etapa 6: Resultados Análisis.....		116
ANEXO B: REGISTROS SÍSMICOS UTILIZADOS.....		119
Registros Convento Viejo		120
Registros Melado		121
Registros Rapel		122
Registros Roble.....		123
Registros Santa Lucía		124
Registro Tórtolas.....		125
Registros Valparaíso UTFSM.....		126
ANEXO C: PLAXIS 2D SOFTWARE UTILIZADO PARA LA MODELACIÓN DEL SUELO E INTERACCIÓN SUELO-ESTRUCTURA		127
SOFTWARE COMPUTACIONAL PLAXIS 2D		127
SUB PROGRAMA PLAXIS 2D.....		127
MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS CON PLAXIS 2D.....		127
TIPO DE ELEMENTOS FINITOS		128
MODELO MOHR-COULOMB		128
TIPO DE COMPORTAMIENTO DE SUELO.....		129

ANEXO D: RESULTADOS DEBIDO A MÉTODO CONSTRUCTIVO PARA SUELOS C Y E	130
Suelo Tipo C	130
Suelo Tipo E	139

1. Introducción

1.1. Motivación

El diseño sísmico de túneles, y obras subterráneas 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 (Antonio Bobet, 2010a; Einsten & Schwartz, 1979; Hashash, Hook, Schmidt, & Yao, 2001). En este contexto, la importancia de las características y comportamiento del terreno es vital para las obras subterráneas, como lo es la rigidez relativa, 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 subterráneas, es el de la rigidez relativa entre el suelo y la estructura. Para suelos altamente rígidos, como lo es la roca, la estructura tiene poca o nula influencia sobre la deformada experimentada por el suelo que la confina (Sandoval & Bobet, 2017), 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 (Antonio Bobet, 2010b). Es por esto que es de importancia la preocupación por la construcción y diseño del revestimiento del túnel.

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 (Hashash, Park, & Yao, 2005), generalmente mediante el uso de un modelo de elementos finitos. Este método de diseño ha demostrado su éxito con los terremotos de Algarrobo el 3 de Marzo de 1985 ($M_w = 8.0$) y del Maule el 27 de Febrero de 2010 ($M_w = 8.8$) ocurridos en Chile, donde las estructuras, como por ejemplo del Metro de Santiago, se desempeñaron de manera adecuada, sin presentar niveles de daño importantes (Saragoni, 2010). Además de los anterior, este método es bastante simple, y una de sus principales ventajas es que no requiere dar un tiempo de procesamiento importante, alrededor de 10 minutos por modelo (Rivera, 2014).



Figura 1.1: Túnel Línea 3 Metro de Santiago (Metro de Santiago, 2018)

Sin embargo, se cree que este método por su metodología más simple podría estar ligado a un sobre dimensionamiento de los elementos estructurales (Rivera, 2014). En este 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 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, Cinemáticos y Dinámicos, a fin de realizar comparaciones, y de esta forma evaluar ventajas y desventajas de incorporar este tipo de análisis y diseño al diseño de túneles en Chile. Además, y como meta final, se realizan las primeras curvas de fragilidad para túneles, lo cual marca una base para el estudio de riesgos y daños para este tipo de estructuras frente a la acción sísmica.

Para el análisis se empleará el software computacional PLAXIS 2D, versión 2015. Los análisis son realizados modelando los diferentes suelos según la clasificación sísmica según la norma NCh 433 para los suelos A, C y E, y caracterizados según el criterio Mohr-Coulomb, de Chile. Usando 14 registros sísmicos pertenecientes al terremoto del Maule 2010 ($M_w=8.8$), los cuales serán escalados para ver el comportamiento del túnel frente a una mayor intensidad sísmica y así generar las curvas de fragilidad.

1.2. Objetivo General

El objetivo general de este trabajo consiste en comparar ventajas y desventajas del uso de un análisis dinámico en el diseño de los túneles frente al uso del método cinemático. Además, poder identificar los índices de daño de túneles frente a la acción sísmica y así poder generar curvas de fragilidad a partir de registros de aceleración para tres tipos de suelos, clasificados sísmicamente según la norma NCh433 y DS61.

1.3. Objetivos Específicos

- Establecer diferencias en las magnitudes de los esfuerzos internos en el revestimiento final del túnel de acuerdo con métodos de diseño sísmico.
- Modelar el comportamiento de un túnel en diferentes tipos de suelos, según la clasificación sísmica de la norma NCh433 y DS61.
- Poder establecer índices de daño en túneles y generar curvas de fragilidad a partir de registros sísmicos.

1.4. Estructura de la Memoria

Esta memoria se compone de 8 capítulos además de la introducción. El capítulo 2 describe como se realiza el análisis de esfuerzos en los suelos. Aquí se presenta el desarrollo de las ecuaciones de Kirsch, las cuales nos muestran la influencia y redistribución de esfuerzos y desplazamientos al excavar en un suelo ideal en un estado de tensiones isótropo. Una vez explicado cómo se comporta el suelo en su estado ideal, se procede a realizar el análisis estático ya con la presencia de un revestimiento en la excavación y un modelo constitutivo de Mohr-Coulomb.

Se describe cómo se comporta y toma carga el revestimiento a partir de las deformaciones del suelo a su alrededor confeccionando así las curvas características del túnel, las cuales incluyen el comportamiento del túnel y del sostenimiento en cuanto a esfuerzos y deformaciones.

El capítulo 3 describe el primer método de diseño sísmico, llamado método cinemático. Se explica la metodología de cómo se aplica el método para los 3 casos de suelos a estudiar utilizando DEEPSOIL, software utilizado para hacer un análisis con el método lineal equivalente.

El capítulo 4 describe el segundo método de análisis sísmico llamado método dinámico. El cual consta de la aplicación directa de un registro sísmico a mi software de modelamiento en PLAXIS 2D, después de haber sido procesado. Aquí, además, se explica y presenta el análisis dinámico incremental, el cual se utiliza posteriormente para realizar curvas de fragilidad.

El capítulo 5 se presenta todos los parámetros referentes a los suelos y al revestimiento para efectuar la modelación. Como, por ejemplo: densidades, velocidades, rigideces, módulos de Poisson, entre otros. Además, se presenta la metodología para introducir estos coeficientes en el software, y poder definir las condiciones de borde dentro de la modelación.

En el capítulo 6 se presentan como se definen las curvas de fragilidad, se presenta la distribución de probabilidad adoptada y se explican cada uno de los coeficientes involucrados para poder generarlas.

En el capítulo 7 se muestran los resultados, junto con un análisis detallado, obtenidos en cada una de las etapas constructivas, aplicando cada método de análisis sísmico y finalmente las curvas de fragilidad.

Finalmente, en el capítulo 8 incluye las principales conclusiones de este trabajo y recomendaciones para investigaciones futuras.

2. Diseño Estático

2.1. Introducción

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 como lo hace (A Bobet, 2003; Antonio Bobet, 2010a; Penzien, 3AD; Sandoval & Bobet, 2017), por ejemplo, estimaciones mediante clasificaciones geotécnicas, o estimación mediante el método de convergencia confinamiento o también conocido como curvas características. 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 (A Bobet & Nam, 2007; Hashash et al., 2005). 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 computaciones de elementos finitos (como PLAXIS), o diferencias finitas (como FLAC), permiten además considerar la secuencia de construcción, en otros términos, la excavación por etapas. Una vez se obtiene el equilibrio de la excavación y el soporte, se procede al diseño estructural tradicional, esto es, se emplean los mismos principios del hormigón armado, las combinaciones de cargas y los factores de mayoración entre otros. En general, se respetan las recomendaciones de la normativa ACI-318.

2.2. Análisis de Esfuerzos

Para analizar los esfuerzos σ_x , σ_y y σ_z , sobre nuestro estrato y posteriormente sobre el túnel, es necesario poder conocer las condiciones de borde, como lo son las tracciones y compresiones, desplazamientos en puntos clave y esfuerzos en el campo lejano del túnel.

2.2.1. Ecuaciones diferenciales de equilibrio

Las ecuaciones de equilibrio de resistencia de materiales relacionan los esfuerzos internos con las fuerzas exteriores aplicadas. Las ecuaciones de equilibrio para elementos lineales y elementos bidimensionales son el resultado de escribir las ecuaciones de equilibrio elástico en términos de los esfuerzos en lugar de las tensiones.

Las ecuaciones de equilibrio para el campo de tensiones generales de la teoría de la elasticidad lineal en 2 dimensiones son:

$$\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} = 0 \quad (2.1)$$

$$\frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yx}}{\partial y} = 0 \quad (2.2)$$

Escribiendo de otra forma, se tiene:

$$\frac{\partial^2 \sigma_{xy}}{\partial x \partial y} = -\frac{\partial^2 \sigma_{xx}}{\partial x^2} = -\frac{\partial^2 \sigma_{yy}}{\partial y^2} \quad (2.3)$$

2.2.2. Ecuaciones Constitutivas

Las ecuaciones constitutivas son una relación entre las variables mecánicas de un sistema físico. En la mecánica de sólidos y en ingeniería estructural, las ecuaciones constitutivas son igualdades que relacionan el campo de tensiones con la deformación. Para un material elástico lineal, según la suposición de nuestro revestimiento, las ecuaciones constitutivas son las siguientes:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} (\sigma_{xx} - \nu \sigma_{yy}) \quad (2.4)$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} (\sigma_{yy} - \nu \sigma_{xx}) \quad (2.5)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{1}{G} \sigma_{xy} = \frac{2(1+\nu)}{E} \sigma_{xy} \quad (2.6)$$

Donde:

- E : Módulo de Young [MPa]
- G : Módulo de Corte [MPa]
- ν : Módulo de Poisson [-]

2.2.3. Ecuaciones de Compatibilidad

Una ecuación de compatibilidad es una ecuación adicional a un problema mecánico de equilibrio necesario para asegurar que la solución buscada es compatible con las condiciones de borde o para poder asegurar la integrabilidad del campo de deformaciones. Estas ecuaciones permiten poder establecer la compatibilidad entre el suelo y la estructura soportante.

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_{yy}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varepsilon_{xx}}{\partial y^2} = \frac{\partial^2 \gamma_{xy}}{\partial x \partial y} \quad (2.7)$$

Las ecuaciones de equilibrio, constitutivas y de compatibilidad juntas nos entregan una solución para un sólido, para obtenerla es necesario reemplazar las ecuaciones (2.4), (2.5) y (2.6) en la ecuación (2.7), obteniendo:

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{1}{E} (\sigma_{xx} - \nu \sigma_{yy}) \right) + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \left(\frac{1}{E} (\sigma_{yy} - \nu \sigma_{xx}) \right) = \frac{\partial^2}{\partial x \partial y} \left(\frac{2(1+\nu)}{E} \sigma_{xy} \right) \quad (2.8)$$

$$\frac{\partial^2 \sigma_{yy}}{\partial x^2} - \nu \frac{\partial^2 \sigma_{xx}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \sigma_{xx}}{\partial y^2} - \nu \frac{\partial^2 \sigma_{yy}}{\partial y^2} = 2 \frac{\partial^2 \sigma_{xy}}{\partial x \partial y} + 2\nu \frac{\partial^2 \sigma_{xy}}{\partial x \partial y} \quad (2.9)$$

Luego se reemplaza (2.2) y (2.3) en (2.9)

$$\frac{\partial^2 \sigma_{yy}}{\partial x^2} - \nu \frac{\partial^2 \sigma_{xx}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \sigma_{xx}}{\partial y^2} - \nu \frac{\partial^2 \sigma_{yy}}{\partial y^2} = 2 \frac{\partial^2 \sigma_{xy}}{\partial x \partial y} + 2\nu \frac{\partial^2 \sigma_{xy}}{\partial x \partial y} \quad (2.10)$$

$$\frac{\partial^2 \sigma_{yy}}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \sigma_{xx}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \sigma_{xx}}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 \sigma_{yy}}{\partial y^2} = 0 \quad (2.11)$$

Obteniendo finalmente la ecuación en coordenadas cartesianas.

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} \right) (\sigma_{xx} + \sigma_{yy}) = 0 \quad (2.12)$$

2.3. Análisis Estático en Túneles

Para partir con el análisis de un túnel, es necesario entender cómo se comportan los esfuerzos en el caso más fácil, este es considerando las hipótesis de elasticidad y material isotrópico. Por lo que se presenta en la siguiente figura una placa de un material ideal con un agujero en su centro, además se encuentra sometida a esfuerzos verticales y horizontales sin presencia de gravedad.

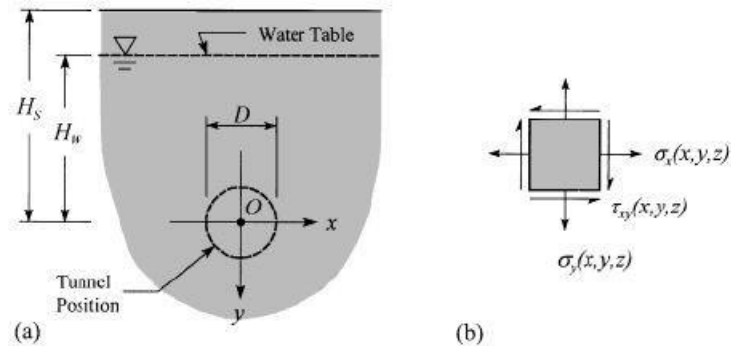


Figura 2.1: (a) Perfil de suelo (b) Porción diferencial de suelo (Nam & Bobet, 2006).

Por otro lado, como se trata de un agujero circular, todo el análisis es mejor hacerlo con las coordenadas polares. Tomaremos una radio, en particular el segmento OP y denotaremos a la mitad de cada lado de cuadrado infinitesimal con los números del 1 al 4.

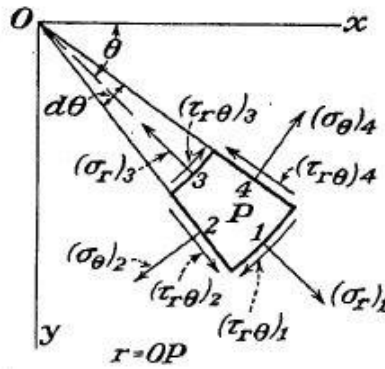


Figura 2.2: Esquema de esfuerzos en una porción de terreno en coordenadas polares (Timoshenko & Goodier, 1994)

La componente radial del esfuerzo se denota como σ_r la componente tangencial se denota como, $\tau_{r\theta}$. Los radios en los lados 3 y 1 son denotados como r_1 y r_3 .

Sumando las fuerzas en la dirección radial, se obtiene la ecuación de equilibrio:

$$(\sigma_r)_1 d\theta - (\sigma_r)_3 d\theta - (\sigma_\theta)_2 dr(d\theta/2) + [(\tau_{r\theta})_2 - (\tau_{r\theta})_4] dr = 0 \quad (2.13)$$

Dividiendo por $dr d\theta$ tenemos,

$$\frac{(\sigma_r)_1 - (\sigma_r)_3}{dr} - \frac{1}{2} [(\sigma_\theta)_2 + (\tau_{r\theta})_2] + \frac{(\tau_{r\theta})_2 - (\tau_{r\theta})_4}{d\theta} = 0 \quad (2.14)$$

Si las dimensiones del elemento se hacen cada vez más pequeñas, tomando límite a cero, el primer término de la ecuación en el límite se convierte en $\frac{\partial(\sigma_r)}{\partial r}$, el segundo término se convierte en σ_r y

el tercero en $\frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta}$. La ecuación de equilibrio en la dirección tangencial se hace de la misma manera, obteniendo las ecuaciones de equilibrio para las componentes radial (2.15) y tangencial (2.16).

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (2.15)$$

$$\frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{r\theta}}{\partial r} + \frac{2\tau_{r\theta}}{r} = 0 \quad (2.16)$$

La solución de estas ecuaciones se encuentra al reemplazarlas en (2.9), obteniendo:

$$\sigma_r = \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial^2 \phi}{\partial \theta^2} \quad (2.17)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} \quad (2.18)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{1}{r^2} \frac{\partial \phi}{\partial \theta} - \frac{1}{r} \frac{\partial^2 \phi}{\partial r \partial \theta} = -\frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial \theta} \right) \quad (2.19)$$

Donde ϕ es el esfuerzo como función de r y θ . Estas ecuaciones también se pueden obtener con las siguientes relaciones.

$$r^2 = x^2 + y^2 \quad (2.20)$$

$$\theta = \arctan\left(\frac{y}{x}\right) \quad (2.21)$$

Obteniendo:

$$\frac{\partial r}{\partial x} = \frac{x}{r} = \cos(\theta); \quad \frac{\partial \theta}{\partial x} = \frac{y}{r} = \sin(\theta) \quad (2.22)$$

$$\frac{\partial \theta}{\partial x} = -\frac{y}{r^2} = -\frac{\sin(\theta)}{r}; \quad \frac{\partial \theta}{\partial y} = \frac{x}{r^2} = \frac{\cos(\theta)}{r} \quad (2.23)$$

Esto para cualquier función $f(x, y)$ en coordenadas polares $f(r \cos(\theta), r \sin(\theta))$, tenemos.

$$\frac{\partial f}{\partial x} = \frac{\partial f}{\partial r} \frac{\partial r}{\partial x} + \frac{\partial f}{\partial \theta} \frac{\partial \theta}{\partial x} = \cos(\theta) \frac{\partial f}{\partial r} - \frac{\sin(\theta)}{r} \frac{\partial f}{\partial \theta} \quad (2.24)$$

Para poder obtener $\frac{\partial^2 f}{\partial x^2}$, repetimos la operación hecha en (2.24), entonces:

$$\frac{\partial^2 f}{\partial x^2} = \cos^2(\theta) \frac{\partial^2 f}{\partial r^2} + \sin(\theta) \left(\frac{1}{r} \frac{\partial f}{\partial x} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 f}{\partial \theta^2} \right) - 2 \sin(\theta) \cos(\theta) \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{\partial f}{\partial \theta} \right) \quad (2.25)$$

Haciendo lo mismo para $\frac{\partial^2 f}{\partial y^2}$, se tiene

$$\frac{\partial^2 f}{\partial y^2} = \sin^2(\theta) \frac{\partial^2 f}{\partial r^2} + \cos(\theta) \left(\frac{1}{r} \frac{\partial f}{\partial x} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 f}{\partial \theta^2} \right) + 2 \sin(\theta) \cos(\theta) \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial f}{\partial \theta} \right) \quad (2.26)$$

Entonces podemos sustituir f por ϕ (la función de esfuerzos en coordenadas polares) obteniendo la ecuación de análisis de esfuerzos planos en coordenadas polares.

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2}{\partial \theta^2} \right) \left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{1}{r^2} \frac{\partial^2 \phi}{\partial \theta^2} \right) = 0 \quad (2.27)$$

2.3.1. Ecuaciones de Kirsch

Las ecuaciones de Kirsch son la resolución de la distribución de esfuerzos y desplazamientos alrededor de un orificio de radio a en un material isótropo, lineal y elástico frente a un estado de cargas uniformes tomando como suposición que el túnel no posee gravedad debido a que se encuentra a una gran profundidad (Bobet, 2010a).

2.3.1.1. Esfuerzos

Para comenzar con el análisis, se hace necesario considerar la mitad del túnel, debido a la simetría que presenta. Para empezar con la solución del problema se deben establecer las condiciones de borde en cuanto a los esfuerzos.

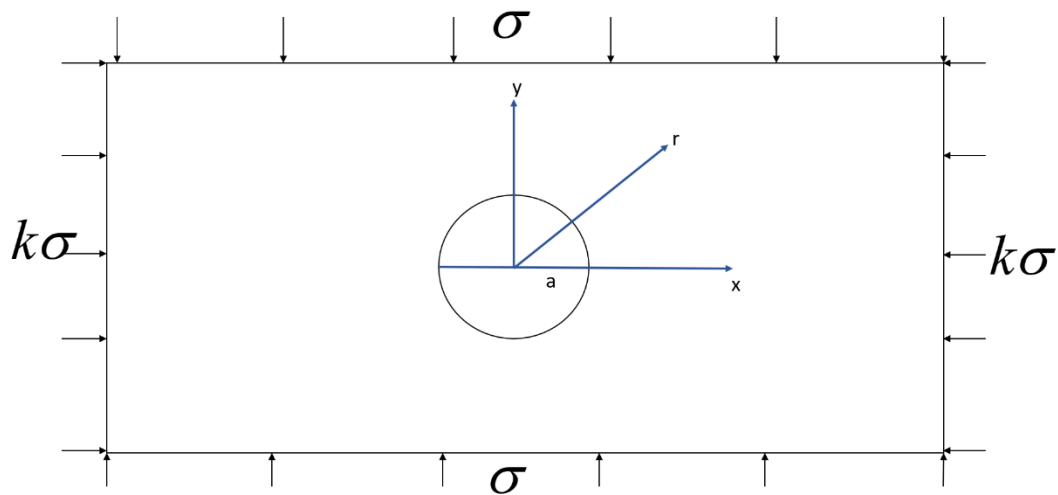


Figura 2.3: Esquema de túnel de radio a .

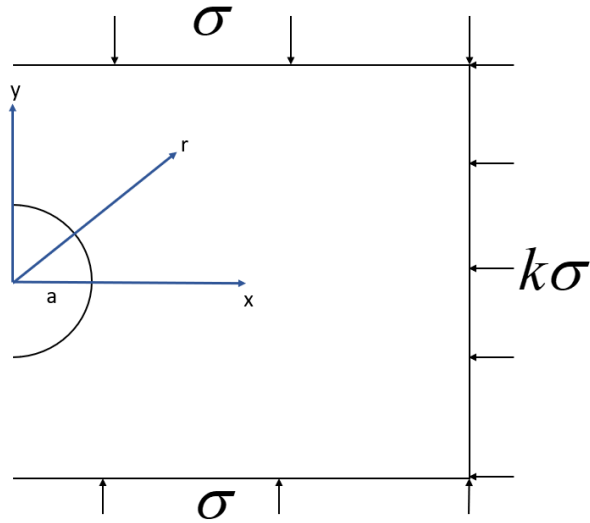


Figura 2.4: Esquema de mitad de túnel de radio a .

$$\begin{aligned} r &= a \\ \sigma_r &= \tau_{r\theta} = 0 \end{aligned} \quad (2.28)$$

$$\begin{aligned} r &\rightarrow \infty \\ \sigma_r &= \frac{\sigma}{2} [(1+K) - (1-K)\cos(2\theta)] \end{aligned} \quad (2.29)$$

$$\begin{aligned} r &\rightarrow \infty \\ \tau_{r\theta} &= \frac{\sigma}{2} [(1-K)\sin(2\theta)] \end{aligned} \quad (2.30)$$

Dadas las condiciones anteriores se desarrolla la ecuación diferencial biarmónica (2.27) y para eso, se utiliza la función de esfuerzo de Airy, que propone una función ϕ de la siguiente forma:

$$\phi(r, \theta) = f(r) \cos(2\theta) \quad (2.31)$$

La cual separa las variables r y θ . Al substituir esta función en la ecuación (2.27) resulta la siguiente ecuación diferencial.

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial}{\partial r} - \frac{4}{r^2}\right) \left(\frac{\partial^2 f}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial f}{\partial r} - \frac{4}{r^2} f\right) = 0 \quad (2.32)$$

Que tiene como solución, según Realpe et al. (2017), la función $f(r) = Cte \cdot r^m$, por lo que resulta la siguiente ecuación para m .

$$(m-4)(m-2)m(m+2) = 0 \quad (2.33)$$

Las raíces que satisfacen la ecuación son $m=4$, $m=2$, $m=0$ y $m=-2$. Por lo tanto, la solución está dada por:

$$f(r) = Ar^2 + Br^4 + C\frac{1}{r^2} + D \quad (2.34)$$

La función ϕ queda reescrita como:

$$\phi(r, \theta) = [Ar^2 + Br^4 + C\frac{1}{r^2} + D]\cos(\theta) \quad (2.35)$$

Dada la forma que finalmente tiene ϕ , los esfuerzos en coordenadas polares (2.17), (2.18) y (2.19) vienen dados por:

$$\sigma_r = \frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial^2 \phi}{\partial \theta^2} = -(2A + \frac{6C}{r^4} + \frac{4D}{r^2})\cos(2\theta) \quad (2.36)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\partial^2 \phi}{\partial r^2} = (2A + 12Br^2 + \frac{6C}{r^4})\cos(2\theta) \quad (2.37)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{1}{r} \frac{\partial \phi}{\partial \theta} \right) = (2A + 6Br^2 + \frac{6C}{r^4} - \frac{2D}{r^2})\sin(2\theta) \quad (2.38)$$

Al evaluar las condiciones de borde, se determinan los valores de las constantes A, B, C y D.

$$\begin{aligned} A &= -\frac{\sigma K}{2} \\ B &= 0 \\ C &= -\frac{\sigma K a^4}{2} \\ D &= \sigma K a^2 \end{aligned} \quad (2.39)$$

Reemplazando las constantes en las ecuaciones (2.36), (2.37) y (2.38) se obtiene finalmente las Ecuaciones de Kirsch. Las cuales permiten obtener una primera aproximación de la zona de influencia debido a una excavación.

$$\sigma_r = \frac{\sigma}{2} \left[(1+K) \left(1 - \frac{a^2}{r^2} \right) - (1-K) \left(1 - \frac{4a^2}{r^2} + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos(2\theta) \right] \quad (2.40)$$

$$\sigma_\theta = \frac{\sigma}{2} \left[(1+K) \left(1 + \frac{a^2}{r^2} \right) + (1-K) \left(1 + \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos(2\theta) \right] \quad (2.41)$$

$$\tau_{r\theta} = \frac{\sigma}{2} \left[(1-K) \left(1 + \frac{2a^2}{r^2} - \frac{3a^4}{r^4} \right) \cos(2\theta) \right] \quad (2.42)$$

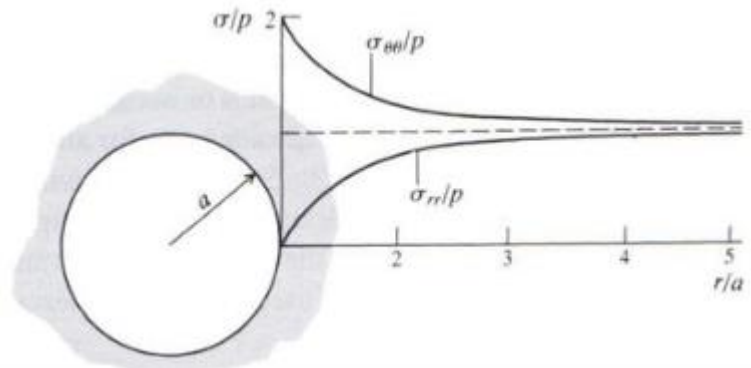


Figura 2.5: Zona de influencia de excavación mediante ecuaciones de Kirsch.

2.3.1.2. Desplazamientos

En consideración a los desplazamientos en coordenadas polares, se denota u y v como las componentes de los desplazamientos radiales y tangenciales respectivamente.

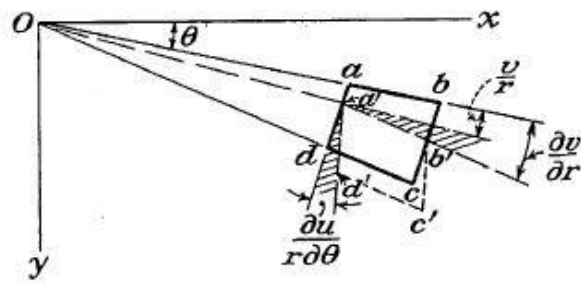


Figura 2.6: Análisis de deformaciones en coordenadas polares (Timoshenko & Goodier, 1994)

Sí u es el desplazamiento radial del segmento ad en la figura del elemento $abcd$, el desplazamiento del lado bc es $(u + \frac{\partial u}{\partial r})$. La unidad de deformación del elemento $abcd$ en la dirección radial es:

$$\epsilon_r = \frac{\partial u}{\partial r} \quad (2.43)$$

La tensión en la dirección tangencial no sólo depende del desplazamiento en la dirección tangencial v , sino también en la dirección radial u . Asumiendo que el lado \overline{ad} , tiene solo un desplazamiento radial u , el nuevo largo del arco $\overline{a'd'}$ es $(r+u)d\theta$, se obtiene.

$$\frac{(r+u)d\theta - rd\theta}{rd\theta} = \frac{u}{r} \quad (2.44)$$

Considerando ahora el esfuerzo de corte, se denota $a'b'c'd'$ como las posiciones del elemento $abcd$ después de la deformación. El ángulo entre la dirección ad y $a'd'$ se debe al desplazamiento

radial u , igual a $r \frac{\partial u}{\partial \theta}$. De la misma manera, el ángulo entre d y $a'b'$ es igual a $\frac{\partial v}{\partial r}$. Debe ser considerado que solo una parte de este ángulo (oscurecido en la Figura 2.4) contribuye al esfuerzo de corte y la otra parte igual a $\frac{v}{r}$, representa el desplazamiento angular debido a la rotación del elemento $abcd$ como cuerpo rígido respecto al punto O . Por lo tanto, el cambio de ángulo $\angle dab$, representado en la deformación angular es:

$$\gamma_{r\theta} = \frac{\partial u}{r \partial \theta} + \frac{\partial v}{\partial r} - \frac{v}{r} \quad (2.45)$$

Substituyendo ahora las expresiones para las deformaciones, se obtiene lo siguiente.

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E}(\sigma_r - \nu \sigma_\theta) \quad (2.46)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{E}(\sigma_\theta - \nu \sigma_r) \quad (2.47)$$

$$\gamma_{r\theta} = \frac{1}{G} \tau_{r\theta} \quad (2.48)$$

Con esto, se tiene las suficientes ecuaciones para determinar \mathbf{U} y \mathbf{V} . Ya que además se tiene los esfuerzos en coordenadas polares en las ecuaciones (2.40), (2.41) y (2.42), obteniendo así.

$$u = -\frac{\sigma a^2}{4Gr} [(1-K) - (1-K)(1-\nu) - \frac{a^2}{r^2} \cos(2\theta)] \quad (2.49)$$

$$\nu = -\frac{\sigma a^2}{4Gr} [(1-K)(2(1-\nu)) + \frac{a^2}{r^2} \sin(2\theta)] \quad (2.50)$$

2.3.2. Interacción Túnel – Sostenimiento

Bajo ciertas condiciones de simetría de carga y geometría regular de la excavación (excavación cilíndrica o esférica) es posible efectuar un análisis simplificado de la interacción terreno-sostenimiento que permita el proyecto de este último. Aunque el análisis es relativamente sencillo, se tienen en cuenta parámetros fundamentales del terreno (módulos elásticos, criterios de rotura, deformabilidad post-rotura) y del sostenimiento (rigidez y carga última). La idea fundamental del procedimiento se esquematiza en la Figura 2.5

Supongamos un túnel con un estado isótropo de tensiones de intensidad P_0 . Además, consideramos el avance de la excavación y cuatro secciones significativas en la Figura 2.5. Lejos del frente, en la roca (Sección AA'), sobre el futuro contorno teórico del túnel actúa la tensión P_0 . Esta sección aún no se ha deformado, de manera que el desplazamiento radial, de los puntos de la sección teórica del túnel es nulo.

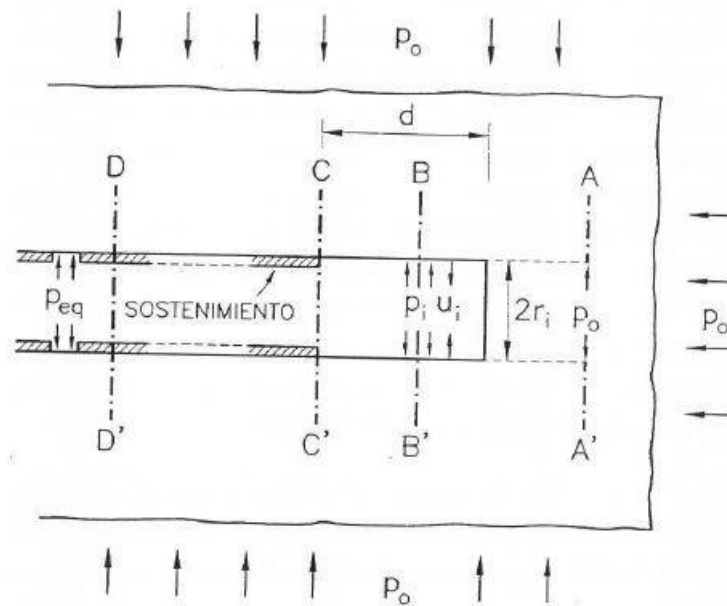


Figura 2.7: Esquema de una sección longitudinal de avance de túnel (Panet, 1995).

En la sección BB' , ya excavada y próxima al frente, la tensión P_0 ha desaparecido y el contorno del túnel ha experimentado un desplazamiento hacia el interior (u_i). Debido a la marcada tridimensionalidad del problema no es posible en principio efectuar un análisis bidimensional en sección plana. De hecho, en estas condiciones (2D, deformación plana) una sección circular sin presión interior se deforma considerablemente, aún más en la sección BB' próxima al frente. Sin embargo, se puede mantener el análisis bidimensional si se supone la existencia de una presión p_i ficticia tal que su aplicación produzca el mismo desplazamiento radial u_i que el caso real tridimensional.

En este caso la variación continua desde $p_i = p_0$ hasta $p_i = 0$ reproduce el complejo proceso de deformación desde una sección AA' , sin alterar por la construcción del túnel hasta la sección del túnel sin revestimiento alguna y alejada del frente, para evitar su efecto 3D.

La relación entre p_i y u_i constituye la denominada curva característica del túnel y sólo depende de las propiedades del terreno (para geometría circular). Esta relación se ha representado, de forma cualitativa en la Figura 2.6. Sin embargo, lo normal es que a una cierta distancia del frente (Sección CC') se coloque un determinado sostenimiento (Shotcrete, marcos de acero, etc.) que inminentemente entra en carga al menos por dos razones:

- El progresivo alejamiento del frente, lo que supone una disminución virtual de la carga p_i y por tanto un incremento de la deformación radial.
- Las deformaciones diferidas del suelo al transcurrir el tiempo.

En primera aproximación, el revestimiento reacciona con una determinada rigidez constante k frente a las deformaciones impuestas.

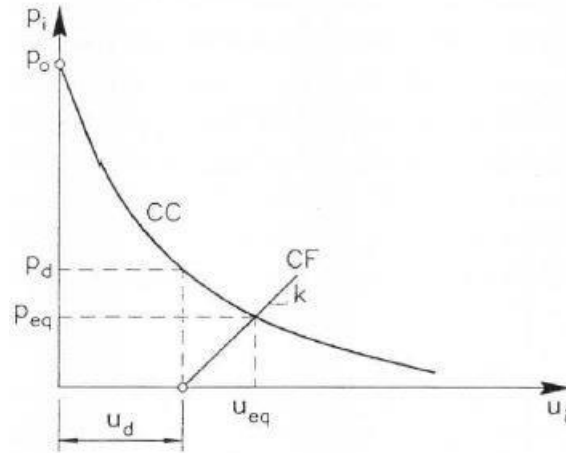


Figura 2.8: Representación de las distintas curvas en un gráfico p_i vs u_i (Panet, 1995).

Teniendo en cuenta que se instala una vez el suelo se ha deformado, una magnitud u_d , la respuesta del revestimiento se puede escribir como:

$$p_i = k(u_i - u_d) \quad (2.51)$$

El desplazamiento u_d corresponde a una determinada presión virtual sobre el túnel p_d . La ecuación (2.51) anterior se denomina curva de confinamiento (CF). En la Figura 2.6.

Finalmente, el túnel y el revestimiento alcanzará una posición única de equilibrio (sección DD') cuando se alcance la presión y desplazamiento (p_{eq} , u_{eq}) comunes a las dos curvas, características del confinamiento.

Para una determinada curva característica, el constructor debe optar por la instalación de un revestimiento muy próximo al frente (u_d) o lejano de él (u_{d2}), en la Figura 2.7. Es posible elegir también la rigidez del revestimiento (rígido k_1 o deformable k_n). En principio, cuanto más rígido sea un sostenimiento y más próximo al frente se instala, mayor es la presión de equilibrio que ha de soportar y menor el desplazamiento radial del túnel.

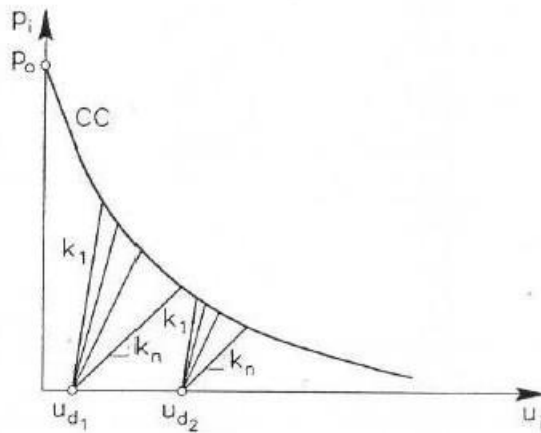


Figura 2.9: Tipos de revestimiento con diferente rigidez. (Panet, 1995).

Para aplicar el método, es necesario:

- Determinar la curva característica (que sólo depende del terreno)
- Determinar la rigidez del revestimiento (k)
- Determinar la deformación del túnel (u_d) correspondiente a la instalación del sostenimiento.

Para determinar la curva característica del terreno se considerará sucesivamente el comportamiento elástico y elastoplástico del terreno. Se presentan soluciones para dos criterios de rotura:

- Criterio Mohr-Coulomb, por ser de uso generalizado, tanto en macizos rocosos como en suelos. Permite de forma natural trabajar con condiciones no drenadas ($c = S_u \cdot \phi = 0$) y puramente friccionales ($c = 0, \phi$).
- Criterio de Hoek-Brown, por su fidelidad para reproducir envolventes de rotura no lineales observadas en rocas.

Las limitaciones se derivan de la hipótesis o condiciones que conducen a la formulación de estos métodos, las más sobresalientes son:

- Estado de tensiones inicial isótropo y homogéneo
- Geometría de túnel circular
- Dificultados para adaptar el comportamiento tridimensional del frente y estimar la deformación u_d .

Como ventaja se señala que es posible obtener soluciones analíticas para variados casos, que la comparación entre otros métodos más avanzados (numéricos) es bastante satisfactoria y que proporciona un buen entendimiento de los fenómenos de interacción entre terreno y sostenimiento.

2.3.3. Determinación de Curva Característica

2.3.3.1. Túnel Circular en deformación Plana. Caso Elástico

El problema clásico se presenta en la Figura 2.8. Es posible conocer las soluciones de elasticidad en función del coeficiente de empuje K_0 . Si $K_0 = 1$ el problema se simplifica, pues la única componente no nula del campo de desplazamientos es el desplazamiento radial, que únicamente depende de r . Para el desarrollo analítico se adopta como valor positivo de u el que sigue la dirección del vector \vec{r} . En coordenadas cilíndricas (r, θ, z) la ecuación de equilibrio en la dirección r es:

$$\frac{d\sigma}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (2.52)$$

Las dos tensiones σ_r y σ_θ son tensiones principales y sus deformaciones correspondientes ε_r y ε_θ adoptan el criterio de los signos correspondientes.

- Deformaciones de compresión: Positiva
- Deformaciones de tracción: Negativa

Se define, por tanto

$$\begin{aligned} \varepsilon_r &= -\frac{du}{dr} \\ \varepsilon_\theta &= -\frac{u}{r} \end{aligned} \quad (2.53)$$

Suponiendo terreno elástico e isótropo, las relaciones de tensión y deformación son:

$$\varepsilon_r = \frac{1}{E}(\sigma_r - \nu(\sigma_\theta + \sigma_z)) \quad (2.54)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{E}(\sigma_\theta - \nu(\sigma_r + \sigma_z)) \quad (2.55)$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E}(\sigma_z - \nu(\sigma_r + \sigma_\theta)) \quad (2.56)$$

Teniendo en cuenta que $\varepsilon_z = 0$ (deformación plana), las ecuaciones (2.54) y (2.55) pasan a quedar escritas como:

$$\varepsilon_r = \frac{1-\nu^2}{E}\left(\sigma_r - \frac{\nu}{1-\nu}\sigma_\theta\right) \quad (2.57)$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1-\nu^2}{E}\left(\sigma_\theta - \frac{\nu}{1-\nu}\sigma_r\right) \quad (2.58)$$

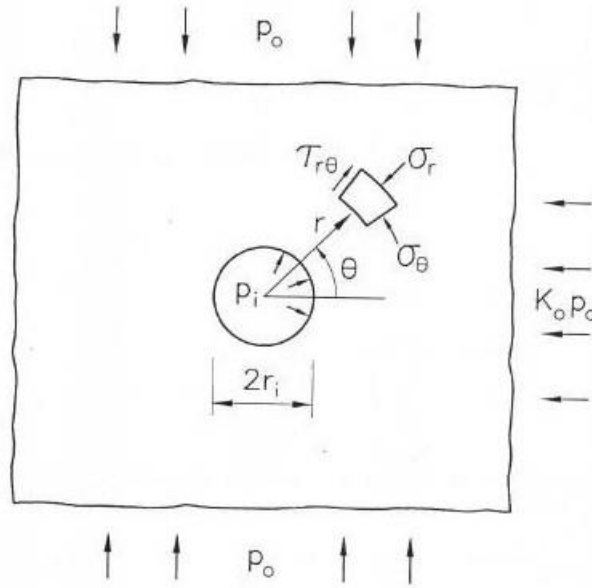


Figura 2.10: Túnel circular en deformación plana (Panet, 1995).

A partir de las ecuaciones (2.53), (2.57) y (2.58) es posible obtener una expresión para los esfuerzos a partir de las deformaciones.

$$\sigma_r = \frac{E}{1-\nu_1^2} (\varepsilon_r + \nu_1 \varepsilon_\theta) = -\frac{E_1}{1-\nu_1^2} \left(\frac{du}{dr} + \nu_1 \frac{u}{r} \right) \quad (2.59)$$

$$\sigma_\theta = \frac{E}{1-\nu_1^2} (\varepsilon_\theta + \nu_1 \varepsilon_r) = -\frac{E_1}{1-\nu_1^2} \left(\frac{u}{r} + \nu_1 \frac{du}{dr} \right) \quad (2.60)$$

Sustituyendo estas expresiones en la ecuación (2.52), se obtiene:

$$r^2 \frac{d^2 u}{dr^2} + r \frac{du}{dr} = 0 \quad (2.61)$$

Que es la ecuación de equilibrio en función del desplazamiento radial. Esta ecuación no depende de las constantes elásticas y tiene como solución.

$$u = Ar + \frac{B}{r} \quad (2.62)$$

Donde A y B son constantes que se determinan de las condiciones de borde

$$\begin{aligned} r &= r_i \\ \sigma_r &= p_i \end{aligned} \quad (2.63)$$

$$r \rightarrow \infty \quad (2.64)$$

$$\sigma_r = p_0$$

Por lo que finalmente se obtiene la expresión para las tensiones, que se explica cualitativamente en la Figura 2.9.

$$\sigma_r = p_0 - \left(\frac{r_i}{r}\right)^2 (p_0 - p_i) \quad (2.65)$$

$$\sigma_\theta = p_0 + \left(\frac{r_i}{r}\right)^2 (p_0 - p_i) \quad (2.66)$$

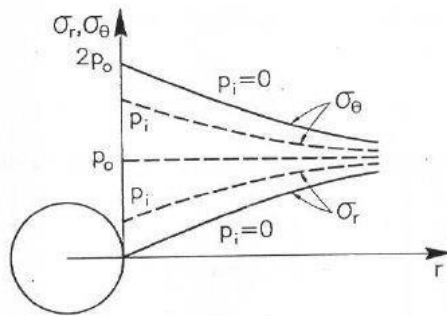


Figura 2.11: Relación de tensiones en función del radio del túnel.

La tensión σ_θ se mantiene por encima de σ_r y alcanza un máximo en el contorno de la excavación. El valor de σ_r por el contrario, crece continuamente con el radio hasta alcanzar la tensión P_0 .

2.3.3.2. Deformaciones y Desplazamientos en Caso Elástico

Si se adopta como estado de referencia (movimientos nulos) el correspondiente a la equicompresión inicial, las deformaciones están inducidas por los cambios experimentados en las tensiones.

$$\varepsilon_\theta = \frac{1+\nu}{E} \left(\frac{r_i}{r}\right)^2 (p_0 - p_i) \quad (2.67)$$

$$\varepsilon_r = -\frac{1+\nu}{E} \left(\frac{r_i}{r}\right)^2 (p_0 - p_i) \quad (2.68)$$

Se produce que, en la pared del túnel, es decir $r = r_i$:

$$\varepsilon_\theta = -\frac{u}{r_i} = \frac{1+\nu}{E} (p_0 - p_i) = \frac{p_0 - p_i}{2G} \quad (2.69)$$

La ecuación (2.69) proporciona la curva característica del túnel en régimen elástico, representada en la Figura 2.10 como relación entre P_i y el desplazamiento radial u_i normalizado con relación al radio del túnel.

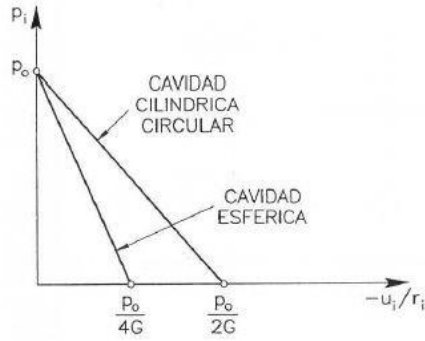


Figura 2.12: Curva característica de túnel en régimen elástico.

2.3.3.3. Túnel Circular en deformación plana Caso Elástico

El descenso de P_i puede provocar la plastificación del contorno del túnel y la formación de una corona plástica de espesor $e = r_e - r_i$ creciente en el contorno del túnel.

- Zona Elástica ($r > r_e$)

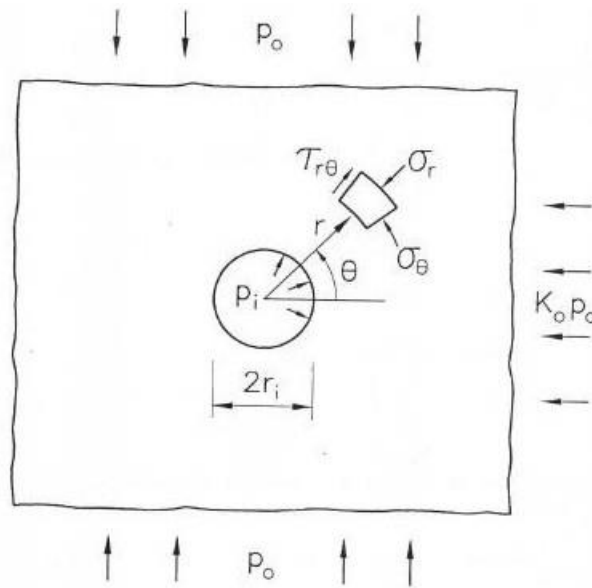


Figura 2.13: Esquema problema elastoplástico.

Es válido realizar el desarrollo anterior modificando las condiciones de borde (2.65) y (2.66), que ahora pasan a ser:

$$r = r_e \tag{2.70}$$

$$\sigma_r = \sigma_{re}$$

$$r \rightarrow \infty \tag{2.71}$$

$$\sigma_r = p_0$$

Donde σ_{re} es la tensión radial en el contacto entre las zonas elásticas y plásticas. Obteniendo de esta manera:

$$\sigma_r = p_0 - \left(\frac{r_e}{r}\right)^2 (p_0 - \sigma_{re}) \quad (2.72)$$

$$\sigma_\theta = p_0 + \left(\frac{r_e}{r}\right)^2 (p_0 - \sigma_{re}) \quad (2.73)$$

Procediendo de forma similar, se calculan las deformaciones

$$\varepsilon_\theta = -\frac{u_{ie}}{r_e} = \frac{p_0 - \sigma_{re}}{2G} \quad (2.74)$$

- Zona Elastoplástica ($r_i < r < r_e$)

Si σ_1 y σ_2 son las tensiones principales mayor y menor, el criterio de rotura de Mohr-Coulomb se escribe como:

$$\sigma_1 = K\sigma_3 + 2c\sqrt{K} \quad (2.75)$$

Donde $K = \frac{1 + \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)}$

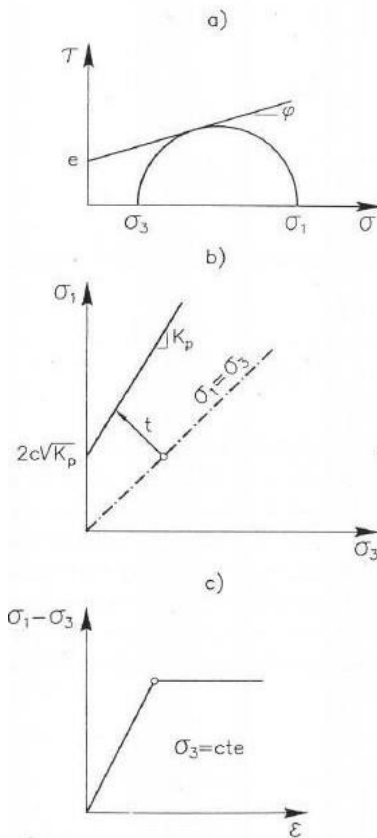


Figura 2.14: Trayectoria de tensiones Mohr-Coulomb.

2.3.4. Determinación de Curva de Confinamiento o Sostenimiento

Al obtener la curva característica, que depende únicamente de las propiedades del terreno y la geometría del túnel. Se hace necesario conocer por otro lado, cómo se comporta el sostenimiento a aplicar al túnel. Es por eso que consideremos un revestimiento continuo elástico de radio r_i y espesor e , pequeño en comparación a r_i , y sometido a una presión uniforme en el contorno, de intensidad P_i . La carga T que soporta el anillo se obtiene a través del equilibrio de fuerzas en la Figura 2.15.

$$T = p_i \cdot r_i \quad (2.76)$$

Es por esto, que la deformación radial del revestimiento vendrá dada por:

$$\varepsilon_\theta = -\frac{u_i}{r_i} = \frac{\sigma_\theta}{E} = \frac{p_i r_i}{k} \quad (2.77)$$

Donde $K = \frac{Ee}{r_i}$ que tiene las dimensiones de un módulo de deformación, reúne propiedades del material de revestimiento y propiedades geométricas (e y r_i) y puede considerarse la rigidez del revestimiento, tal como se aprecia en la Figura 2.16. Una vez conocida la constante k , sólo basta una operación para determinar la convergencia relativa $\frac{u_i}{r_i}$ y por tanto obtener la curva de confinamiento.

La expresión anterior se puede generalizar a los tipos de sostenimientos y revestimiento generalmente utilizados en la construcción de túneles: anillos de hormigón, revestimiento prefabricado por dovelas, marcos de acero, etc.

Por otra parte, el revestimiento puede alcanzar una carga de rotura P_{max} . En definitiva, la curva de sostenimiento se determina si se conoce k y P_{max} y la convergencia relativa previa a la instalación u_d .

Si actúan varios tipos de revestimiento simultáneamente con rigideces k_j diferentes cada uno de ellos, responderá a la deformación común ε_θ con una presión de sostenimiento.

$$p_i^j = k_j \varepsilon_\theta \quad (2.78)$$

Y, por tanto, la carga total del revestimiento queda escrita como:

$$p_i = \sum p_i^j = (\sum k_j) \varepsilon_\theta = k \varepsilon_\theta \quad (2.79)$$

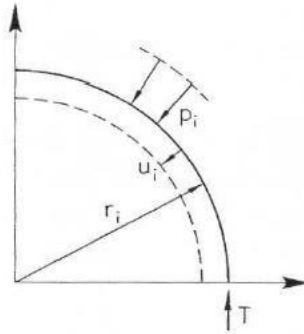


Figura 2.15: Carga T que soporta el revestimiento.

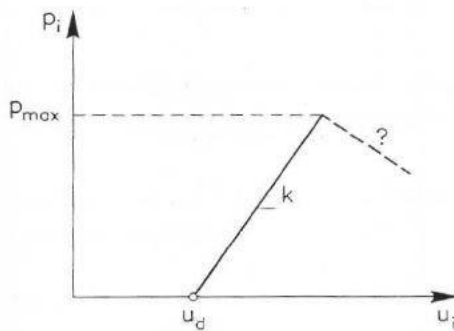


Figura 2.16: Rigidez del revestimiento.

Si los sostenimientos actúan en tiempos o distancia al frente diferente, como es el caso representado en la Figura 2.15, su composición debe tener en cuenta este hecho, como ahí se indica.

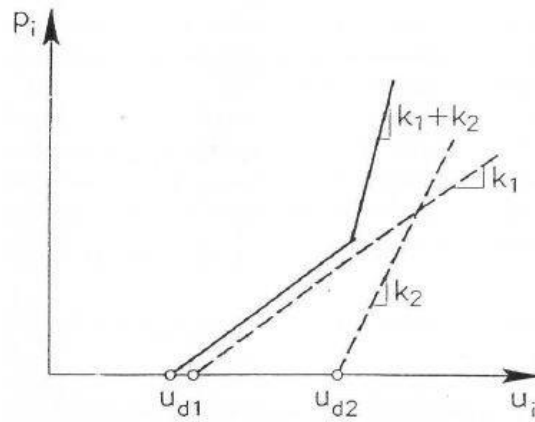


Figura 2.17: Acción conjunta de distintos tipos de sostenimientos.

Es decir, siempre que actúen simultáneamente, la rigidez conjunta es la suma de las rigideces individuales.

3. Diseño Sísmico Método Cinemático

3.1. Introducción

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.

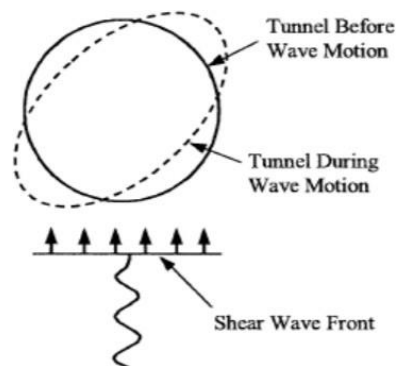


Figura 3.1: Distorsión del suelo por el paso de las ondas sísmicas (Hashash et al., 2005)

El método consiste en la aplicación de una desangulación al túnel debido a la distorsión por corte y de campo libre del terreno (Sedarat, Kozak, Hashash, Shamsabadi, & Krimotat, 2009). La distorsión por corte del suelo se puede obtener de la siguiente expresión:

$$\gamma_{campo_libre} = d / H \quad (3.1)$$

Donde:

- γ : Distorsión por ondas de corte.
- H : Espesor de los estratos de suelo desde la superficie de la roca basal.
- d : Desplazamiento lateral del terreno.

El factor importante para el método cinemático es la desangulación angular que sufre el terreno γ_{max} , sin embargo, para obtenerlo es necesario analizar el terreno utilizando un software de análisis de respuesta equivalente 1D, asumiendo un comportamiento elástico y lineal.

3.2. Solución utilizando modelos numéricos para el diseño por desangulación

La aplicación del método cinemático se basa en las recomendaciones del Manual de Carreteras (2014), que se sustentan en la propuesta de Kuesel (1969) para el diseño sísmico del metro de San Francisco. En este estudio se utiliza el Software DEEPSOIL V6.1 para la obtención de desplazamientos.

PLAXIS 2D no permite la aplicación directa de una desangulación al estrato de suelo a estudiar. Sin embargo, es posible aplicar unos desplazamientos a ambos lados del modelo, lo cual permite inducir la desangulación deseada (Kolymbas, 2005), y así generar los esfuerzos dentro del revestimiento del túnel.

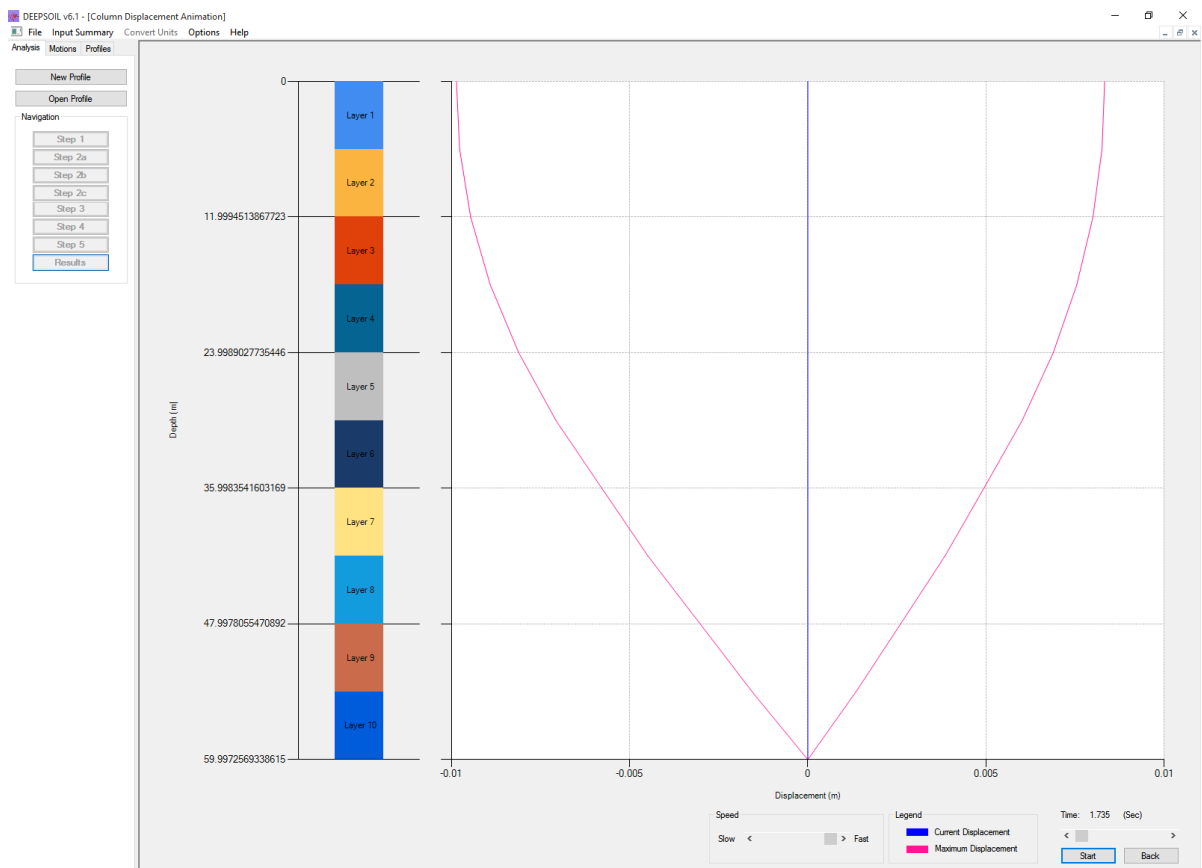


Figura 3.2: Desplazamientos DEEPSOIL.

Es por esto, que se utiliza la envolvente de desplazamientos (Figura 3.2), obtenida en como se muestra en el Anexo A de DEEPSOIL, la cual se modela como un desplazamiento lineal en PLAXIS 2D, como es posible apreciar, en este caso para un estrato en la Figura 3.3.

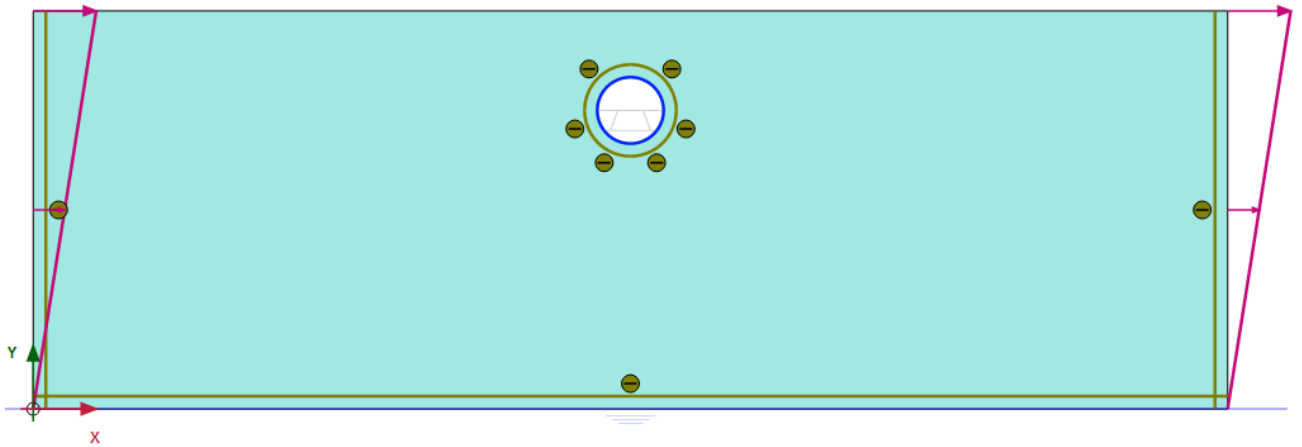


Figura 3.3: Aplicación de desplazamientos en PLAXIS 2D.

Estos desplazamientos son presentados, al analizar cada tipo de suelo (A, C y E) a partir de los diferentes registros sísmicos, en Tabla 3.1 se presentan las principales características de los registros, como nivel de PGA, intensidad de arias y potencial destructivo.

Tabla 3.1: Sismos a utilizar para modelación con método cinemático

Registro	Componente	PGA [g]	Intensidad de Arias [cm/s]	Potencial Destructivo [cm-s]
Convento Viejo	E-O	0.186	174,21	2,27
Convento Viejo	N-S	0.141	170,06	2,38
Convento Viejo	Z	0.162	163,66	1,53
Melado	E-O	0.113	91,01	0,47
Melado	N-S	0.138	81,03	0,38
Melado	Z	0.138	104,15	0,47
Rapel	E-O	0.18	102,07	1,08
Rapel	N-S	0.195	188,49	1,31
Rapel	Z	0.117	73,07	0,49
Roble	E-O	0.182	80,26	0,80
Roble	N-S	0.132	154,27	2,15
Roble	Z	0.103	35,01	0,23
Santa Lucía	E-O	0.32	211,54	1,98
Santa Lucía	N-S	0.224	256,23	3,57
Santa Lucía	Z	0.22	244,83	3,05
Tórtolas	E-O	0.164	156,92	2,70
Tórtolas	N-S	0.142	147,49	2,48
Tórtolas	Z	0.121	79,17	0,97
Valparaíso UTFSM	E-O	0.095	48,68	0,72
Valparaíso UTFSM	N-S	0.3	26,79	0,30
Valparaíso UTFSM	Z	0.07	15,65	0,18

Y en la Tabla 3.2, Tabla 3.3 y Tabla 3.4 se presentan los desplazamientos, obtenidos a partir del análisis realizado en Deepsoil, que son aplicados a los diferentes estratos de suelos.

Tabla 3.2: Desplazamientos aplicados a modelos en PLAXIS 2D para suelo tipo A, según registros analizados en DEEPSOIL.

Registro	Desplazamiento Aplicado [m]
Convento Viejo E-O	0.001
Convento Viejo N-S	0.0008
Melado E-O	0.0014
Melado N-S	0.0011
Rapel E-O	0.001
Rapel N-S	0.0011
Roble E-O	0.0009
Roble N-S	0.00062
Santa Lucía E-O	0.0012
Santa Lucía N-S	0.007
Tórtolas E-O	0.00013
Tórtolas N-S	0.0009
Valparaíso UTFSM E-O	0.000055
Valparaíso UTFSM N-S	0.00027

Tabla 3.3: Desplazamientos aplicados a modelos en PLAXIS 2D para suelo tipo C, según registros analizados en DEEPSOIL.

Registro	Desplazamiento Aplicado [m]
Convento Viejo E-O	0.042
Convento Viejo N-S	0.05
Melado E-O	0.05
Melado N-S	0.025
Rapel E-O	0.036
Rapel N-S	0.047
Roble E-O	0.041
Roble N-S	0.061
Santa Lucía E-O	0.043
Santa Lucía N-S	0.11
Tórtolas E-O	0.05
Tórtolas N-S	0.057
Valparaíso UTFSM E-O	0.021
Valparaíso UTFSM N-S	0.023

Tabla 3.4: Desplazamientos aplicados a modelos en PLAXIS 2D para suelo tipo E, según registros analizados en DEEPSOIL.

Registro	Desplazamiento Aplicado [m]
Convento Viejo E-O	0.148
Convento Viejo N-S	0.12
Melado E-O	0.08
Melado N-S	0.07
Rapel E-O	0.1
Rapel N-S	0.18
Roble E-O	0.103
Roble N-S	0.0062
Santa Lucía E-O	0.23
Santa Lucía N-S	0.15
Tórtolas E-O	0.13
Tórtolas N-S	0.07
Valparaíso UTFSM E-O	0.05
Valparaíso UTFSM N-S	0.045

3.3. Soluciones Analíticas para el Diseño por Desangulación

La forma más simple de estimar la deformación que sufre el túnel es asumir que esta sea igual a la deformación de campo libre, de este modo se ignora la interacción suelo-estructura. Esta suposición es apropiada cuando la rigidez del revestimiento del túnel es similar a la del suelo que lo rodea.

La distorsión angular se calcula a partir de la modelación de un medio continuo, es decir, sin la presencia del túnel en el suelo.

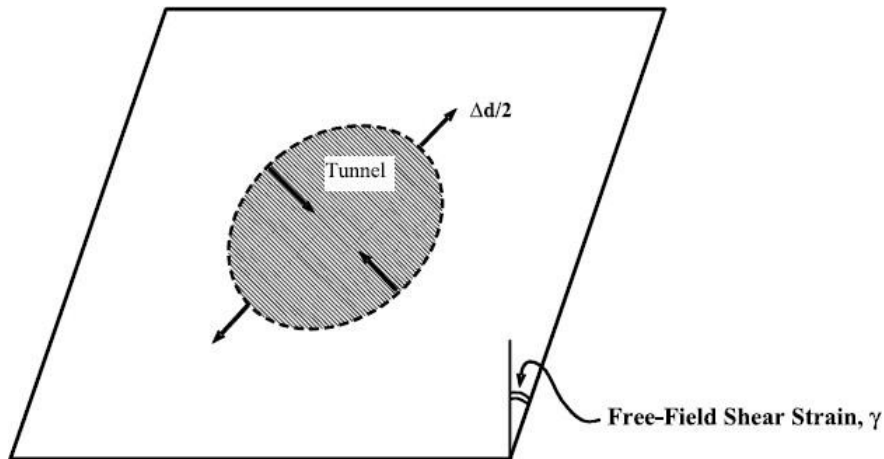


Figura 3.4: Distorsión angular de un estrato de suelo, sin contar con la presencia del túnel.

En muchos casos la interacción de túnel-revestimiento es tomada en cuenta, como primer paso, la rigidez relativa entre el suelo y el revestimiento se ve cuantificada por los valores de los coeficientes de compresibilidad (C) y flexibilidad (F).

$$C = \frac{E_m(1-v^2)r}{E_t t(1+v_m)(1-2v_m)} \quad (3.2)$$

$$F = \frac{E_m(1-v_l^2)r^2}{6E_t I(1+v_m)} \quad (3.3)$$

Donde:

- E_m ; Módulo elástico del suelo.
- E_t ; Módulo de Young de revestimiento.
- I ; Inercia del revestimiento del túnel por unidad de ancho.
- r ; Radio del túnel.
- t ; Espesor del revestimiento del túnel.
- v_m ; Coeficiente de Poisson del suelo.
- v_l ; Coeficiente de Poisson de revestimiento.

A partir de este análisis diversos autores han desarrollado diferentes ecuaciones para poder estimar el esfuerzo axial (T), esfuerzo de momento (M) que sufre el revestimiento del túnel. Para esto existen dos casos que se analizan:

1. Full-Slip: No hay interacción suelo-estructura.
2. No-Slip: Es el caso opuesto, el suelo y revestimiento trabajan de manera conjunta.

A partir de estos dos casos, se presentan ecuaciones, desarrolladas por académicos entendidos en el área, que toman en cuenta la siguiente notación, donde E_m y E_l son los módulos elásticos del medio (suelo) y revestimiento, ν_m y ν_l son los coeficientes de Poisson del suelo y revestimiento respectivamente, r es el radio del túnel, t es el espesor del revestimiento, θ es la posición del revestimiento con respecto a un ángulo, I es la inercia del revestimiento y γ_{max} es la máxima distorsión angular en el nivel del túnel.

3.3.1. Método de Wang (1993)

- Full-Slip

$$M = -\frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+\nu_m)} r^2 \gamma_{max} \cos 2(\theta + \frac{\pi}{4}) \quad (3.4)$$

$$T = -\frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+\nu_m)} r \gamma_{max} \cos 2(\theta + \frac{\pi}{4}) \quad (3.5)$$

$$K_1 = \frac{12(1+\nu_m)}{(2F + 5 - 6\nu_m)} \quad (3.6)$$

- No-Slip

$$T = -K_2 = \frac{E_m}{2(1+\nu_m)} r \gamma_{max} \cos 2(\theta + \frac{\pi}{4}) \quad (3.7)$$

$$K_2 = 1 + \frac{F(1-2\nu_m)(1-C) - \frac{1}{2}(1-2\nu_m)^2 + 2}{F((3-2\nu_m) + (1-2\nu_m)C) + C(\frac{5}{8} - 8\nu_m + 6\nu_m^2) + 6 + 8\nu_m} \quad (3.8)$$

3.3.2. Método de Penzien (2000)

Penzien a diferencia de los autores anteriores, propone sólo el cálculo del esfuerzo de momento para el caso Full-Slip.

- Full-Slip

$$M = -\frac{3E_l I R^n r \gamma_{\max}}{2r^2(1-\nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (3.9)$$

$$\alpha^n = \frac{3E_l I (5-6\nu_m)}{2r^3 G_m (1-\nu_l^2)} \quad (3.10)$$

$$R^n = \pm \frac{4(1+\nu_m)}{(\alpha^n + 1)} \quad (3.11)$$

- No-Slip

$$T = \frac{3E_l I R \Delta d_{\text{campo_libre}}}{r^3(1-\nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (3.12)$$

$$M = \frac{3E_l I R \Delta d_{\text{campo_libre}}}{2r^2(1-\nu_l^2)} \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (3.13)$$

$$\alpha^n = \frac{3E_l I (3-4\nu_m)}{r^3 G_m (1-\nu_l^2)} \quad (3.14)$$

$$R^n = \pm \frac{4(1-\nu_m)}{\alpha + 1} \quad (3.15)$$

3.3.3. Método de Park (2000)

Park et al. (2000) introduce el coeficiente de flexibilidad al corte (D) en orden de mejorar el modelamiento entre el revestimiento y el suelo. Las ecuaciones que propone para el cálculo de los esfuerzos axiales y de momento están dados en relación con este coeficiente, con $D = 0$ y $D \rightarrow \infty$ representando los casos de Full-Slip y No-Slip respectivamente.

$$T = -\frac{(1-\nu_m)E_m \gamma_{\max} r}{(1+\nu_m \Delta'')} (2F + (1-2\nu_m)C + 4D \frac{4E}{r(1+\nu_m)}) \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (3.16)$$

$$M = -\frac{(1-\nu_m)E_m \gamma_{\max} r^2}{(1+\nu_m \Delta'')} ((1-2\nu_m)C + 2 + D \frac{4E}{r(1+\nu_m)}) \cos 2\left(\theta + \frac{\pi}{4}\right) \quad (3.17)$$

$$\Delta'' = CG(1+2\nu_m) + F(3-2\nu_m) + C(2.5-8\nu_m + 6\nu_m^2) + 6-8\nu_m + 2D \frac{(2F+5-6\nu_m)E_m}{r(1+\nu_m)} \quad (3.18)$$

3.3.4. Método de Bobet (2010)

- Full-Slip Caso Drenado

$$T = -\frac{12(1-\nu_m)}{3(5-6\nu_m) + (1-\nu_m)F'} G_m \gamma_{\max} r \sin(2\theta) \quad (3.19)$$

$$F' = \frac{E_m r^3 (1-\nu_m^2)}{E_l I (1-\nu_l^2)} \quad (3.20)$$

$$U_r = \frac{1+\nu_m}{E_m} (1+4(1-\nu_m)C_1 + C_2) G_m \gamma_{\max} r \sin(2\theta) \quad (3.21)$$

$$C_1 = -\frac{3-(1-\nu_m)F'}{3(5-6\nu_m) + (1-\nu_m)F'} \quad (3.22)$$

$$C_2 = -\frac{3(1-2\nu_m)F' + (1-\nu_m)}{3(5-6\nu_m) + (1-\nu_m)F'}$$

- No-Slip Caso Drenado

$$T = -(1-C_2) G_m \gamma_{\max} r \sin(2\theta) \quad (3.23)$$

$$M = -\frac{1}{2} (1+C_1+C_2) G_m \gamma_{\max} r^2 \sin(2\theta) \quad (3.24)$$

$$C_1 = -2 \frac{(1-\nu_m)^2 C' + (1+\nu_m) - ((1-\nu_m)C' + 4) \frac{3}{F'}}{(1-\nu_m^2)C' + (1+\nu_m)(3-2\nu_m) + ((1-\nu_m)(5-6\nu_m)C' + 4(3-4\nu_m)) \frac{3}{F'}} \quad (3.25)$$

$$C_2 = \frac{1}{3} \frac{(1-\nu_m)C' - 2 - C_1((1-\nu_m)C' + 4\nu_m)}{(1-\nu_m)C' + 2} \quad (3.26)$$

$$C' = \frac{E_m r (1-\nu_m^2)}{E_l 4(1-\nu_l^2)} \quad (3.27)$$

$$F' = \frac{E_m r^3 (1-\nu_m^2)}{E_l I (1-\nu_l^2)} \quad (3.28)$$

- Full-Slip Caso No Drenado

$$T = -\frac{6}{6+(1-\nu_m)F'} G_m \gamma_{\max} r \sin(2\theta) \quad (3.29)$$

$$M = Tr \quad (3.30)$$

- No-Slip Caso No Drenado

$$T = -(1-2C_2)G_m \gamma_{\max} r \sin(2\theta) \quad (3.31)$$

$$M = -\frac{1}{2}(1+2C_1+2C_2)G_m \gamma_{\max} r^2 \sin(2\theta) \quad (3.32)$$

$$C_1 = -\frac{(1-\nu_m)^2 C' + (1+\nu_m - ((1-\nu_m)C' + 4) \frac{3}{F'})}{(2+(1-\nu_m)C')((1-\nu_m) + \frac{6}{F'})} \quad (3.33)$$

$$C_2 = \frac{1}{2} \frac{(1-\nu_m)^2 C' - \frac{12}{F'}}{(2+(1-\nu_m)C')((1-\nu_m) + \frac{6}{F'})} \quad (3.34)$$

4. Diseño Sísmico Método Dinámico

4.1. Introducción

El método dinámico consiste en la aplicación de un registro sísmico a un modelo numérico, para simular la reacción del medio al paso de ondas sísmicas. En este trabajo se modelan túneles circulares a los cuales se le aplica un registro sísmico, en donde se espera obtener como resultado los esfuerzos a los que se ve forzado el revestimiento según el registro se va desarrollando en el tiempo.

El análisis dinámico se basa en uno los registros de aceleraciones del terremoto de Chile, ocurrido el 27 de Febrero del 2010 $M_w = 8.8$. El sismo fue subductivo tipo *thrust* con epicentro marítimo frente a la localidad de Cobquecura, Región del Bío Bío (Saragoni & Ruiz, 2012). Los registros de aceleraciones son obtenidos de siete estaciones, correspondientes a registros en afloramiento rocoso con sus tres componentes E-O, N-S y Z. En la Tabla 4.1, se presentan los principales factores sísmicos para cada registro analizado, entre ellos se presenta el PGA, la intensidad de Arias y el potencial destructivo.

La intensidad de Arias definida por Arias (1970) es un parámetro que refleja la energía total contenida en el registro de aceleraciones y se relaciona con la capacidad de los movimientos sísmicos de producir daño en las estructuras. La intensidad de Arias representa la suma de energía disipada por unidad de masa por un conjunto de osciladores elásticos amortiguados de un grado de libertad cuyas frecuencias están uniformemente distribuidas en todo el rango de frecuencias, entre cero e infinito (Arias, 1970), y se define según la siguiente expresión:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_{t_0}^{t_0+D} a(t)^2 dt \quad (4.1)$$

Donde:

- I_A : Intensidad de Arias.
- g : Aceleración de gravedad.
- t_0 : Tiempo inicial del registro de aceleraciones.
- D : Duración del registro de aceleraciones.
- $a(t)$: Registro de aceleraciones.

El Potencial Destructivo definido por (Araya & Saragoni, 1984) es un parámetro que permite evaluar la capacidad destructora de un evento sísmico, es decir, mediante este parámetro es posible distinguir entre un sismo que es realmente capaz de producir daño y otro que no lo es para distintos lugares del mundo.

Se define según la siguiente expresión:

$$P_D = \frac{I_A}{v_0^2} \quad (4.2)$$

Donde:

- P_D : Potencial Destructivo.
- I_A : Intensidad de Arias.
- v_0 : Intensidad de cruces por cero

Esta definición considera tres parámetros que caracterizan el movimiento sísmico: la aceleración máxima del suelo, la duración del movimiento fuerte, y el contenido de frecuencias mediante la intensidad de cruces por cero, obtenido directamente del registro de aceleraciones contabilizando la cantidad de cruces por cero dividido por el tiempo total transcurrido. A continuación, se presenta en la Tabla 4.1, los valores de PGA, Intensidad de Arias y Potencial Destructivo para cada registro sísmico utilizado.

Tabla 4.1: PGA de registros sísmicos.

Registro	Componente	PGA [g]	Intensidad de Arias [cm/s]	Potencial Destructivo [cm*s]
Convento Viejo	E-O	0.186	174,21	2,27
Convento Viejo	N-S	0.141	170,06	2,38
Convento Viejo	Z	0.162	163,66	1,53
Melado	E-O	0.113	91,01	0,47
Melado	N-S	0.138	81,03	0,38
Melado	Z	0.138	104,15	0,47
Rapel	E-O	0.18	102,07	1,08
Rapel	N-S	0.195	188,49	1,31
Rapel	Z	0.117	73,07	0,49
Roble	E-O	0.182	80,26	0,80
Roble	N-S	0.132	154,27	2,15
Roble	Z	0.103	35,01	0,23
Santa Lucía	E-O	0.32	211,54	1,98
Santa Lucía	N-S	0.224	256,23	3,57
Santa Lucía	Z	0.22	244,83	3,05
Tórtolas	E-O	0.164	156,92	2,70
Tórtolas	N-S	0.142	147,49	2,48
Tórtolas	Z	0.121	79,17	0,97
Valparaíso UTFSM	E-O	0.095	48,68	0,72
Valparaíso UTFSM	N-S	0.3	26,79	0,30
Valparaíso UTFSM	Z	0.07	15,65	0,18

4.2. Tratamiento de Registros

Como se describe en la sección anterior, todos los registros presentados son medidos en afloramiento rocoso. Es por esto que para aplicarlos a la base del modelo numérico es necesario realizar un proceso de deconvolución, debido a la eventual amplificación que ocurre.

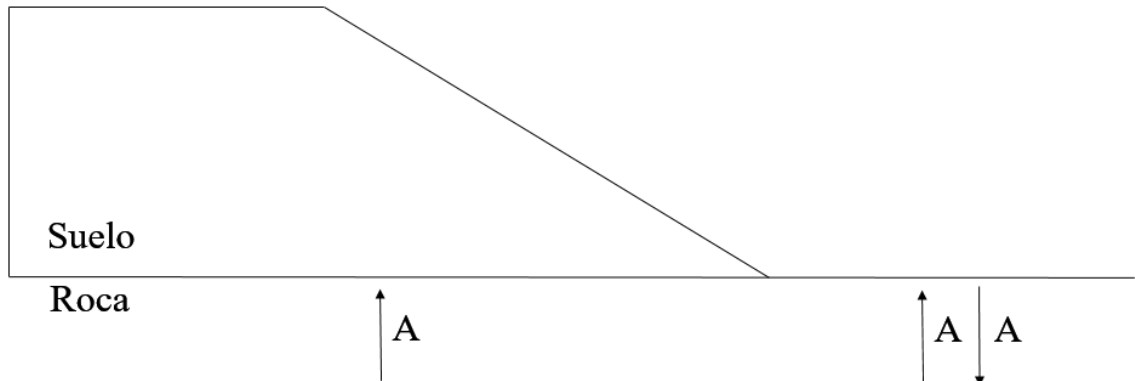


Figura 4.1: Amplificación dinámica del terreno.

A partir de la dinámica de suelos, la amplificación que sufre la señal A del sismo a partir de la roca basal hasta el afloramiento rocoso es igual a dos veces la señal, es decir, $2A$ (Boroschek, 2016), como se puede ver en la Figura 4.23. Por esto, para aplicar el sismo dentro de los modelos, lo que se hace es dividir en dos la señal, de manera de poder realizar lo anterior. Esto se realiza para cada uno de los registros en los distintos tipos de suelos.

5. Parámetros y Características de la Modelación en PLAXIS 2D

Para esta sección se detalla el proceso de obtención de los parámetros y la modelación para los suelos según la clasificación sísmica según la norma NCh433 más el DS61. En la parte final se adjuntarán tablas de resumen con todos los parámetros y etapas de modelación.

En todos los casos se utiliza la misma estructura compuesta de los mismos materiales (Suelos A, C y E más el revestimiento) y propiedades geométricas de sus elementos, por lo que la modelación de esta es válida para todos los casos.

5.1. Clasificación Sísmica del Terreno

La experiencia empírica y la teoría indican que el mejor comportamiento sísmico se observa en terreno de afloramiento rocoso y, por el contrario, el mayor daño se ha observado en terreno de suelos finos y blandos (Boroschek, 2016). Consecuentemente, la clasificación sísmica del terreno de fundación considera unidades, o niveles que van desde el mejor comportamiento, Roca: Suelo Tipo A, al de mayor exigencia sísmica, Suelo Tipo E: Suelo de compacidad o consistencia mediana (Decreto Supremo 61, 2011).

Tabla 5.1: Clasificación sísmica de suelos (Decreto Supremo 61, 2011)

Suelo Tipo		V_{s30} (m/s)	RQD	q_u (MPa) ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)	N_1 (golpes/pie)	S_u (MPa)
A	Roca, suelo cementado	> 900	$\geq 50\%$	≥ 10 ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)		
B	Roca blanda o fracturada, suelo muy denso y firme	≥ 500		≥ 0.40 ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)	≥ 50	
C	Suelo denso, o firme	≥ 350		≥ 0.30 ($\epsilon_{qu} \leq 2\%$)	≥ 40	
D	Suelo medianamente denso, o firme	≥ 180			≥ 30	≥ 0.05
E	Suelo de compacidad, o consistencia mediana	$180 \leq$			≥ 20	$0.05 <$
F	Suelos Especiales	*	*	*	*	*

5.2. Tipos de Suelos según clasificación sísmica

5.2.1. Suelo Tipo A

Para el suelo tipo A se debe justificar V_{s30} , más RQD en roca y q_u , en suelo cementado, con un mínimo de cinco mediciones. En aquellos casos donde se demuestre que todo el perfil de los 15 metros superiores presenta una velocidad de onda de corte superior a 900 m/s, no será necesaria la justificación de RQD, ni q_u .

5.2.2. Suelo Tipo B

Para el suelo tipo B se debe justificar V_{s30} , más N1 en caso de arenas, y q_u , en el caso de suelos finos. En el caso de suelos granulares gruesos, donde no resulta posible el uso de índice de penetración, se debe proporcionar una detallada descripción estratigráfica del terreno hasta una profundidad de 30 metros, medidos a partir de la superficie natural, indicando el tamaño máximo nominal de partícula cada 5 metros de profundidad.

En el caso que sólo se disponga de perfil de V_{s30} en profundidad y que en dicho perfil indique claramente V_s en profundidad, y que dicho perfil indique claramente que V_s aumenta monótonamente con la profundidad y además, se cumple que $V_{s30} > 500$ m/s, se podrá clasificar automáticamente como suelo tipo C, sin necesidad de otras mediciones.

5.2.3. Suelo Tipo C

Para el suelo tipo C se debe justificar V_{s30} , más N1 en caso de arenas y q_u , en el caso de suelos finos. En el caso de suelos granulares gruesos, donde no resulta posible el uso del índice de penetración se debe proporcionar una descripción estratigráfica del terreno hasta una profundidad de 30 metros, medidos desde la superficie natural, indicando el tamaño máximo nominal de partícula cada 5 metros de profundidad. En el caso que sólo se disponga del perfil de V_{s30} en profundidad y que dicho perfil indique claramente que V_s crece monótonamente con la profundidad y además se cumple que $V_{s30} > 500$ m/s, se puede clasificar automáticamente como suelo tipo D.

5.2.4. Suelo Tipo D

Para el suelo tipo D se debe justificar V_{s30} , más N1 en caso de arenas, y S_u en el caso de suelos finos. En depósitos de suelos arenosos donde se disponga de mediciones de índice de penetración, al menos cada un metro de profundidad en los 30 metros superiores y se cumple que $N1 > 30$ [golpes/pie], se puede clasificar automáticamente el terreno como suelo tipo D, sin necesidad de otras mediciones. Dentro de los 30 metros de medición NSPT se aceptan en total no más de 5 metros con N1, en rango de 20-29 [golpes/pie].

En el caso que solo se disponga del perfil de V_s en profundidad y que dicho perfil indique claramente que V_s aumenta monótonamente con la profundidad y, además, se cumple que $V_s > 180$ m/s, se podrá clasificar automáticamente como suelo tipo E, sin necesidad de otras mediciones.

5.2.5. Suelo Tipo E

Para el suelo tipo E, se debe justificar V_{s30} , más N1 en caso de arenas y S_u en el caso de suelos finos.

5.3. Definición de los Parámetros de los suelos a modelar

Para los modelos cinemáticos y dinámicos desarrollados en PLAXIS 2D en los que se asume un comportamiento de acuerdo con lo establecido por el Modelo-Mohr Coulomb, se adoptaron los siguientes materiales.

Los tipos de suelos son definidos a partir del estudio de curvas de fragilidad desarrollado por Argyroudis & Pitilakis (2012), en los cuales analizan suelos clasificados según el Euro código. En este estudio, los suelos se clasifican según la norma chilena NCh 433 y Decreto Supremo 61.

5.3.1. Suelo Tipo A

Se definen y calculan los parámetros necesarios para la utilización del modelo constitutivo Mohr-Coulomb, descrito en la sección anterior de este informe para su ingreso al software PLAXIS 2D. Los parámetros del modelo a utilizar, para el suelo tipo A (Li et al., 2012b) son los siguientes:

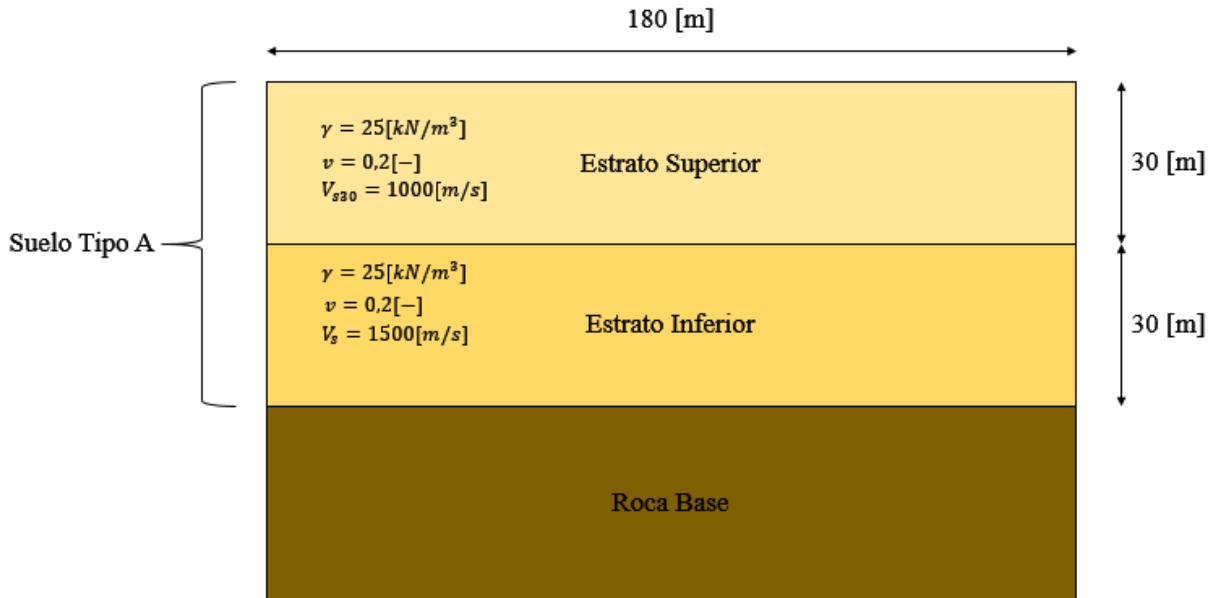


Figura 5.1: Esquema de estratos, Suelo Tipo A.

Las tablas con los parámetros que permiten caracterizar el suelo, según el criterio Mohr-Coulomb, se muestran a continuación:

Tabla 5.2: Parámetros Mohr-Coulomb Suelo A, estrato superior.

Parámetro del Suelo	Símbolo	Valor	Unidad
---------------------	---------	-------	--------

Densidad	γ	25	[kN/m ³]
Ángulo de Fricción	ϕ	42	[°]
Cohesión	c	20	[kPa]
Ángulo de Dilatancia	ψ	15	[°]
Coefficiente de Poisson	ν	0.2	[-]
Altura del Estrato	H	30	[m]
Módulo Elástico	E	6110000	[kN/m ²]
Velocidad de onda de corte	V_{s30}	1000	[m/s]

Tabla 5.3: Parámetros Mohr-Coulomb Suelo A, estrato inferior.

Parámetro del Suelo	Símbolo	Valor	Unidad
Densidad	γ	25	[kN/m ³]
Ángulo de Fricción	ϕ	42	[°]
Cohesión	c	20	[kPa]
Ángulo de Dilatancia	ψ	15	[°]
Coefficiente de Poisson	ν	0.2	[-]
Altura del Estrato	H	30	[m]
Módulo Elástico	E	13760000	[kN/m ²]
Velocidad de onda de corte	V_s	1500	[m/s]

5.3.2. Suelo Tipo C

Se definen y calculan los parámetros necesarios para la utilización del modelo constitutivo Mohr-Coulomb, descrito en la sección anterior de este informe para su ingreso al software PLAXIS 2D. Los parámetros del modelo a utilizar, para el suelo tipo C son los siguientes:

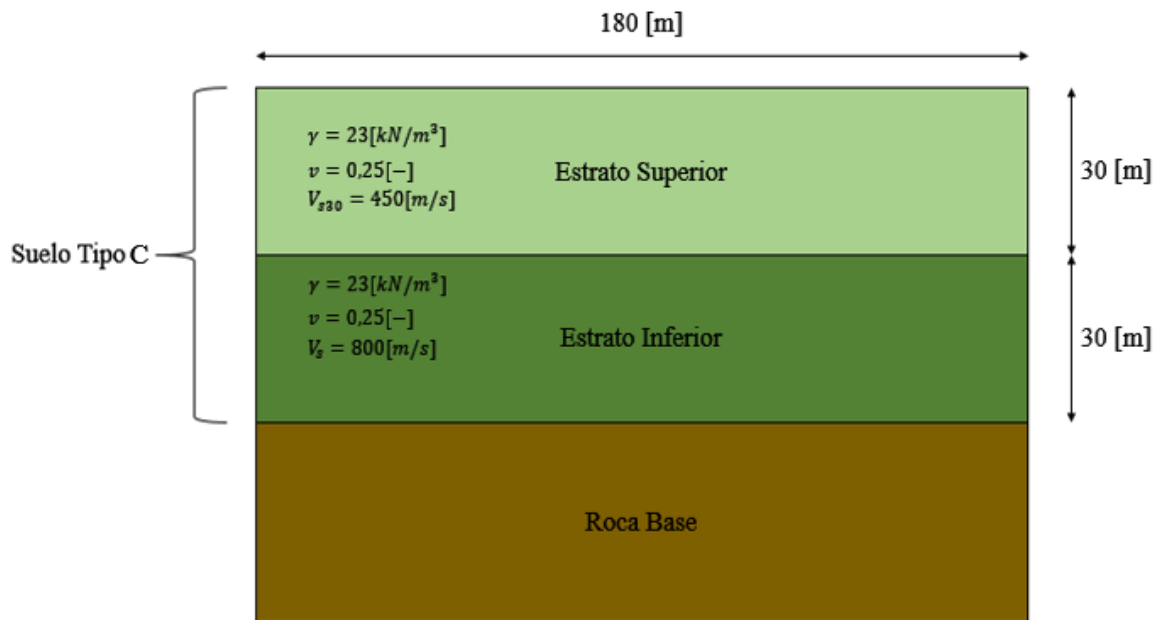


Figura 5.2: Esquema de estratos, Suelo Tipo C.

Donde se definen los parámetros para cada uno de los estratos que componen el suelo tipo C, las tablas con los parámetros que permiten caracterizar el suelo, según el criterio Mohr-Coulomb, se muestran a continuación:

Tabla 5.4: Parámetros Mohr-Coulomb Suelo C, estrato superior.

Parámetro del Suelo	Símbolo	Valor	Unidad
Densidad	γ	23	$[kN/m^3]$
Ángulo de Fricción	ϕ	40	$[^\circ]$
Cohesión	c	20	$[kPa]$
Ángulo de Dilatancia	ψ	15	$[^\circ]$
Coefficiente de Poisson	ν	0.25	$[-]$
Altura del Estrato	H	30	$[m]$
Módulo Elástico	E	1870000	$[kN/m^2]$
Velocidad de onda de corte	V_{s30}	450	$[m/s]$

Tabla 5.5: Parámetros Mohr-Coulomb Suelo C, estrato inferior.

Parámetro del Suelo	Símbolo	Valor	Unidad
Densidad	γ	23	$[kN/m^3]$
Ángulo de Fricción	ϕ	40	$[^\circ]$
Cohesión	c	20	$[kPa]$
Ángulo de Dilatancia	ψ	15	$[^\circ]$
Coefficiente de Poisson	ν	0.25	$[-]$
Altura del Estrato	H	30	$[m]$
Módulo Elástico	E	3751000	$[kN/m^2]$
Velocidad de onda de corte	V_s	800	$[m/s]$

5.3.3. Suelo Tipo E

Se definen y calculan los parámetros necesarios para la utilización del modelo constitutivo Mohr-Coulomb, descrito en la sección anterior de este informe para su ingreso al software PLAXIS 2D. Los parámetros del modelo a utilizar, para el suelo tipo E son los siguientes:

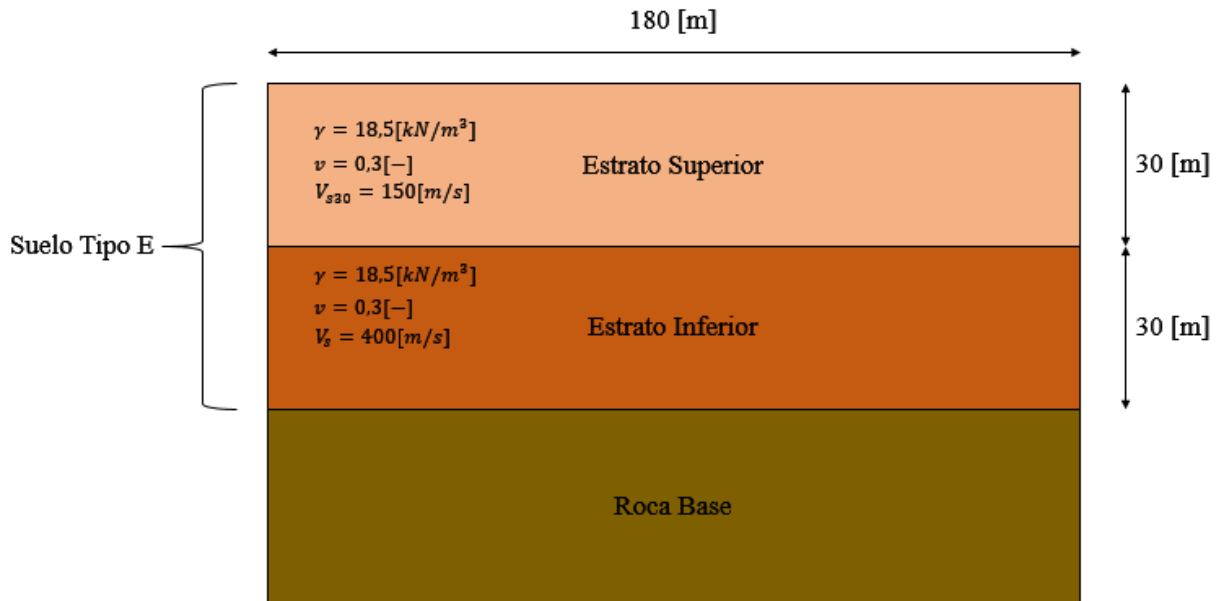


Figura 5.3: Esquema de estratos, Suelo Tipo E.

Donde se definen los parámetros para cada uno de los estratos que componen el suelo tipo E, las tablas con los parámetros que permiten caracterizar el suelo, según el criterio Mohr-Coulomb, se muestran a continuación:

Tabla 5.6: Parámetros Mohr-Coulomb Suelo E, estrato superior.

Parámetro del Suelo	Símbolo	Valor	Unidad
Densidad	γ	18.5	$[kN/m^3]$
Ángulo de Fricción	ϕ	31	$[^\circ]$
Cohesión	c	30	$[kPa]$
Ángulo de Dilatancia	ψ	0	$[^\circ]$
Coefficiente de Poisson	ν	0.3	$[-]$
Altura del Estrato	H	30	$[m]$
Módulo Elástico	E	107000	$[kN/m^2]$
Velocidad de onda de corte	V_{s30}	150	$[m/s]$

Tabla 5.7: Parámetros Mohr-Coulomb Suelo E, estrato inferior.

Parámetro del Suelo	Símbolo	Valor	Unidad
Densidad	γ	18.5	$[kN/m^3]$
Ángulo de Fricción	ϕ	31	$[^\circ]$
Cohesión	c	30	$[kPa]$
Ángulo de Dilatancia	ψ	0	$[^\circ]$
Coefficiente de Poisson	ν	0.3	$[-]$
Altura del Estrato	H	30	$[m]$
Módulo Elástico	E	763000	$[kN/m^2]$
Velocidad de onda de corte	V_s	400	$[m/s]$

5.4. Modelación

Como se mencionó anteriormente en la presentación del software PLAXIS 2D, éste se divide en dos subprogramas, PLAXIS 2D Input y Output. La modelación se genera en "PLAXIS 2D Input, que se utiliza para la definición completa del modelo. Para la obtención de resultados se recurre a PLAXIS 2D Output, en donde se pueden generar tablas y gráficos.

5.4.1. Geometría y Parámetros Generales del Modelo

Al comenzar la modelación, PLAXIS 2D Input requiere de la información geométrica de la grilla del modelo y algunos parámetros generales.

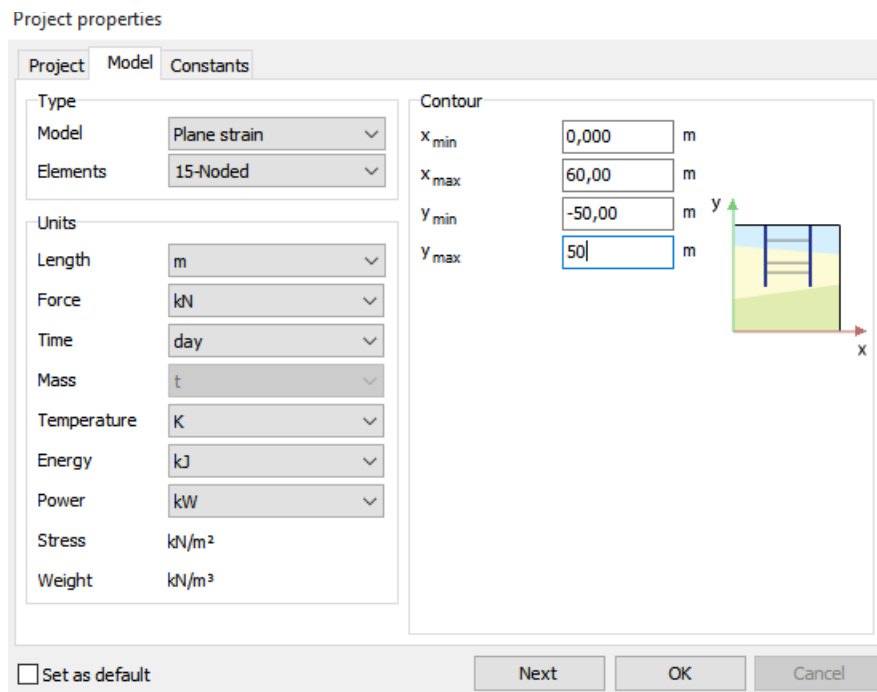


Figura 5.4: Ingreso geometría y parámetros generales con PLAXIS 2D.

Como se aclara en la sección 5 de esta memoria, se utiliza un modelo tipo “Plain Strain”, debido a la geometría 2D, y se selecciona elementos finitos de 15 nodos, ya que así es posible poder tener un mayor número de datos.

Para la geometría del estrato de suelo, se selecciona una profundidad total de 60[m] y un ancho del estrato igual a 180[m], mayor a 10 veces el diámetro del túnel para que las condiciones laterales no afecten los esfuerzos en el túnel (Fraldi & Guarracino, 2011).

5.4.2. Interfaz del Programa

El subprograma PLAXIS 2D Input sigue una secuencia para ir definiendo todos los aspectos del modelo, presentando las siguientes pestañas:

- Soil: En esta pestaña, se definen los distintos estratos que conforman el depósito de suelo, los materiales de cada uno de ellos y la napa freática.
- Structures: Se utiliza para la modelación de la estructura resistente mediante elementos tipo placa y el ingreso del registro sísmico y desplazamientos prescritos.
- Mesh: Es utilizada para generar la malla de elementos finitos del depósito de suelo.
- Flow Conditions: Esta pestaña no es utilizada en este trabajo, ya que no se aplican los flujos de agua en ninguno de los suelos a estudiar.

5.4.3. Materiales

Utilizando el botón “Materials” es posible definir el material de cada estrato del depósito de suelo y los valores de los parámetros asociados al tipo de modelo constitutivo considerado Mohr-Coulomb. Los valores ingresados corresponden a los mostrados en las Tablas 6.1 a Tabla 6.5.

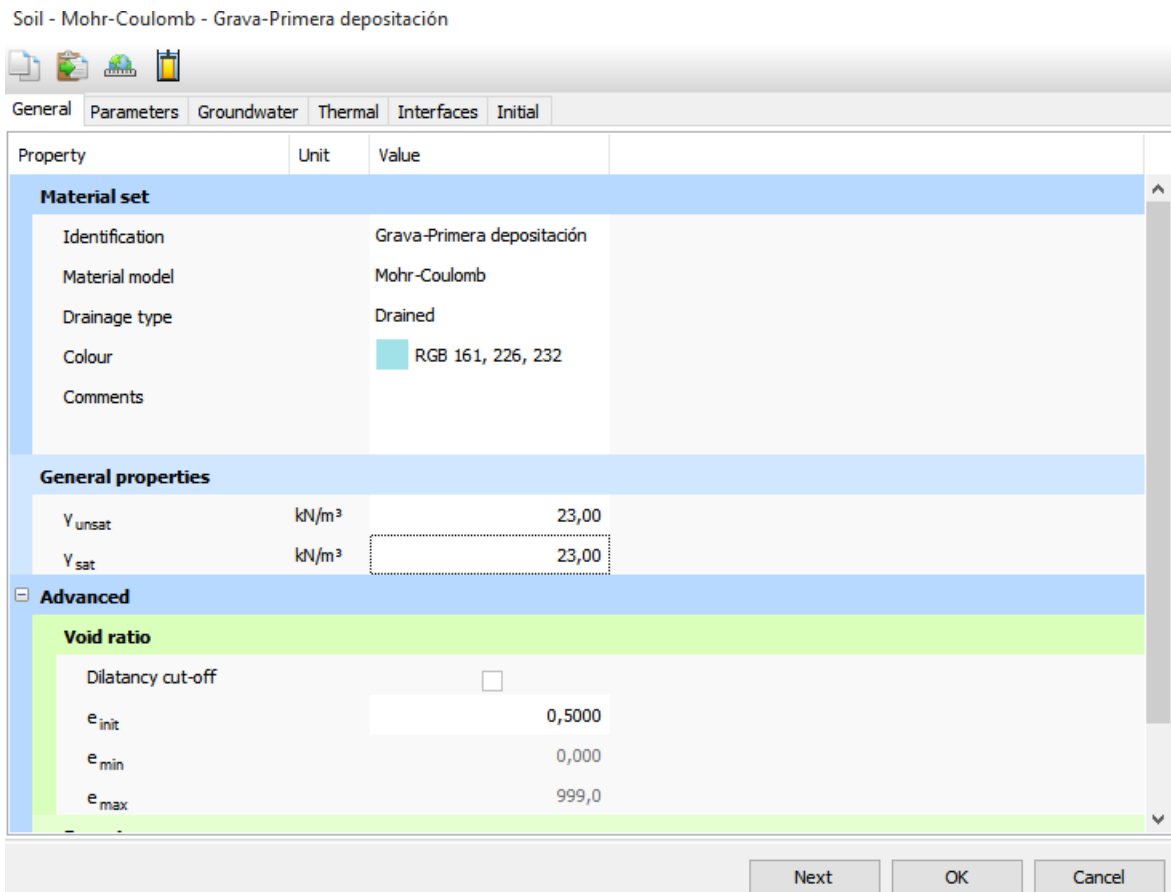


Figura 5.5: Ingreso de parámetros de estratos en PLAXIS 2D.

El parámetro principal a ingresar para cada tipo de suelo es la densidad saturada y no saturada, y a continuación se ingresan el módulo elástico, el módulo de Poisson, el ángulo de fricción interna, la cohesión y el ángulo de dilatancia.

Por otro lado, es posible definirla rigidez del suelo mediante el módulo elástico o a través de la velocidad de onda de corte.

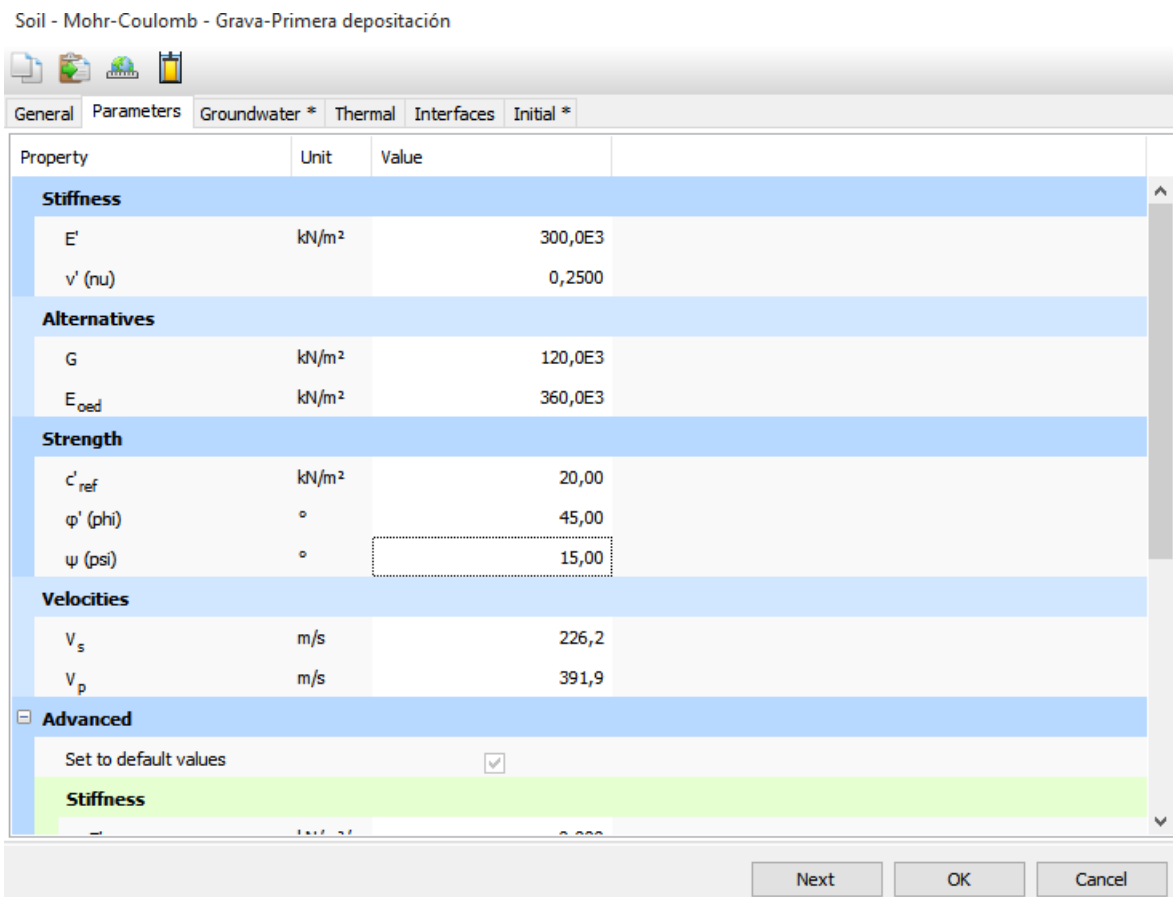


Figura 5.6: Ingreso de parámetros de estratos en PLAXIS 2D

5.4.4. Estratigrafía del depósito de suelo

Para la estratigrafía del depósito, se define un elemento “Borehole” en el modelo geométrico en donde se ingresan las profundidades de cada estrato.

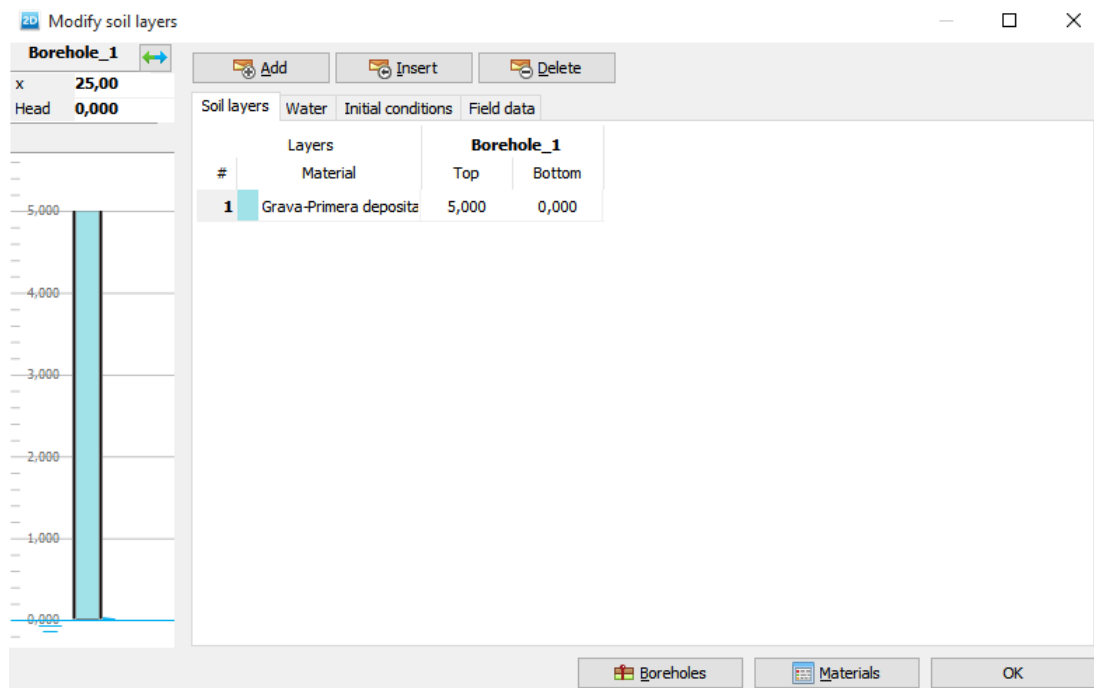


Figura 5.7: Definición de estratigrafía en PLAXIS 2D.

En esta sección se define también la geometría que se requiera estudiar, a partir de la creación de diferentes boreholes.

5.4.5. Condiciones de Borde

Las condiciones de borde son de suma importancia para la modelación, ya que ellas entregan las propiedades necesarias a los contornos verticales y horizontal inferior al modelo. Las propiedades asociadas son las que definen la fijación y desplazamientos asociados al registro sísmico.

5.4.5.1. Condición de Borde: Fijación

La versión utilizada de PLAXIS 2D, proporciona de manera automática las condiciones de borde asociadas a la fijación, que son las siguientes:

- Bordes verticales: Se les asigna fijación en el desplazamiento vertical ($u_y = 0$)
- Borde horizontal inferior: Se le asigna una fijación completa, vale decir fijación en el desplazamiento horizontal y vertical ($u_x = u_y = 0$)

5.4.5.2. Condición de Borde: Nivel Freático

No se considera la presencia de nivel freático en el modelo. Sin embargo, para efectos de la modelación, el software PLAXIS 2D requiere de un nivel freático definido. Por lo cual, para todos los casos en los modelos, la napa debe ser de igual forma definida en la base del modelo. Por lo que carece de influencia sobre el mismo.

5.4.5.3. Condición de Borde: Desplazamiento Prescrito

El desplazamiento prescrito se utiliza cuando se desea realizar el análisis por desangulación, este desplazamiento se aplica en los dos bordes verticales, en donde se aplica el desplazamiento de manera lineal con el fin de crear la desangulación deseada.

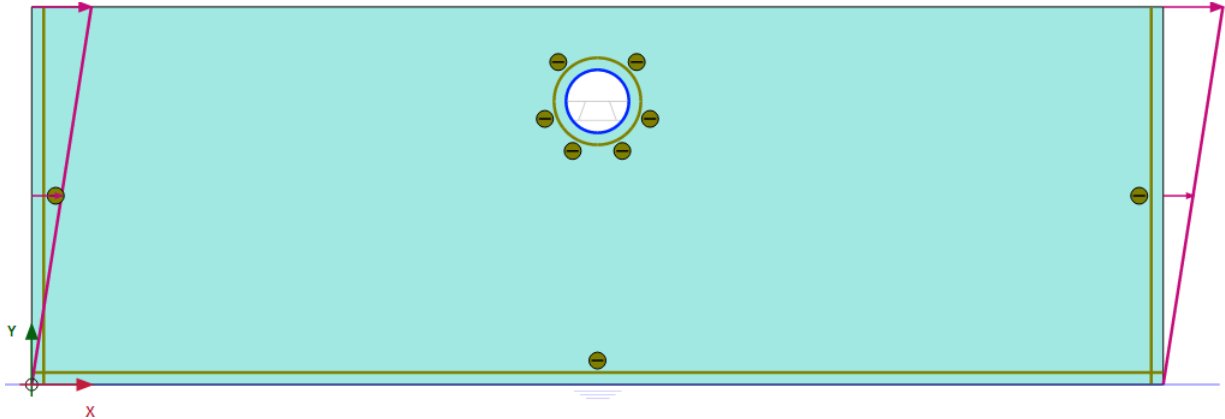


Figura 5.8: Desplazamiento prescrito método cinemático en PLAXIS 2D.

5.4.5.4. Condición de Borde: Multiplicador Sísmico.

Para asignar el multiplicador sísmico, lo primero es considerar un multiplicador horizontal en la base del modelo de valor $9.81 [m/s^2]$ y lo siguiente es ingresar el registro en unidades de $[g]$. De esta forma el sismo queda en el modelo con unidades $[m/s^2]$, las cuales son las unidades definidas al iniciar el programa.

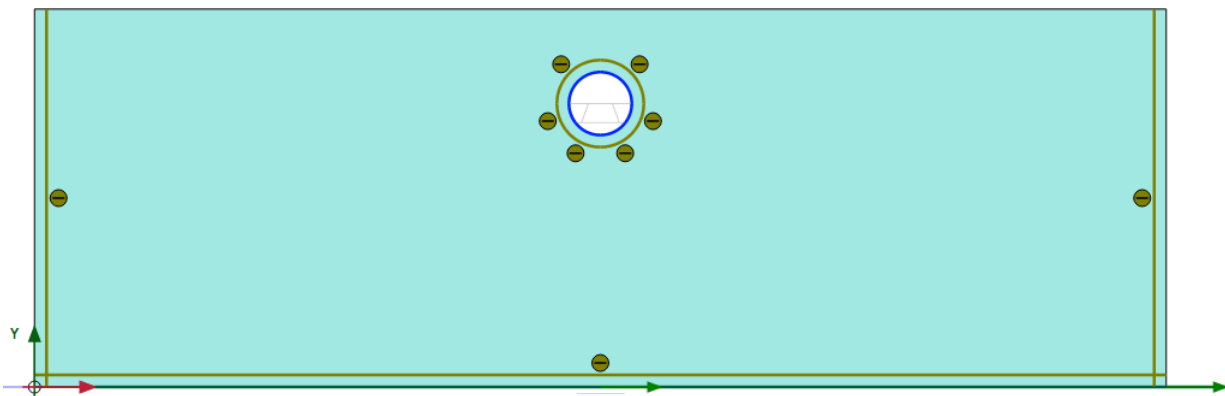


Figura 5.9: Desplazamiento dinámico en PLAXIS 2D

Para poder asignar un registro sísmico, debe definirse el registro en la ventana de multiplicadores dinámicos. Como los registros están guardados en archivos de notas como tabla, se debe seleccionar la señal tipo “Table” y como llevan información de las aceleraciones de debe seleccionar como tipo de datos “Accelerations”.

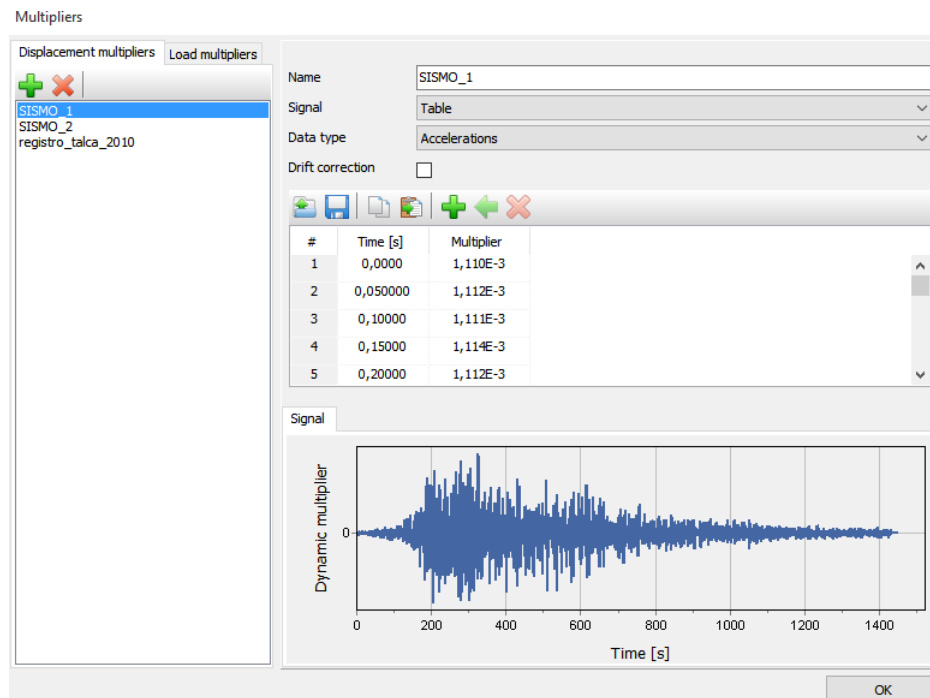


Figura 5.10: Ingreso de registros sísmicos en PLAXIS 2D

No es necesario aplicar corrección de deriva, ya que todos los registros sísmicos a utilizar en los modelos comienzan en tiempo igual a cero.

5.4.6. Geometría del Túnel

En la pestaña “Structures” de PLAXIS 2D, es posible modelar elementos estructurales necesarios para la creación del túnel. En esta sección existe un botón predeterminado para la creación de la sección de túnel de forma rápida. En la totalidad de los modelos desarrollados, se ha utilizado una única sección transversal. Esta corresponde a un túnel circular de radio 5[m] separada en cuatro secciones para la etapa constructiva., esto debido a que se toma en cuenta la utilización del New Austrian Tunnelling Method (NATM). Además, el centro del túnel está ubicado a una profundidad de 15 [m] bajo la superficie.

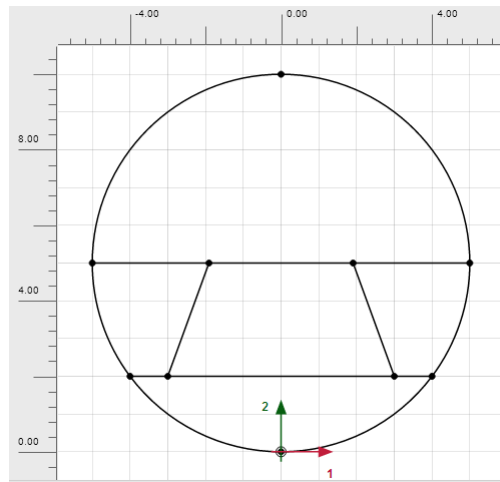


Figura 5.11: Sección transversal del túnel.

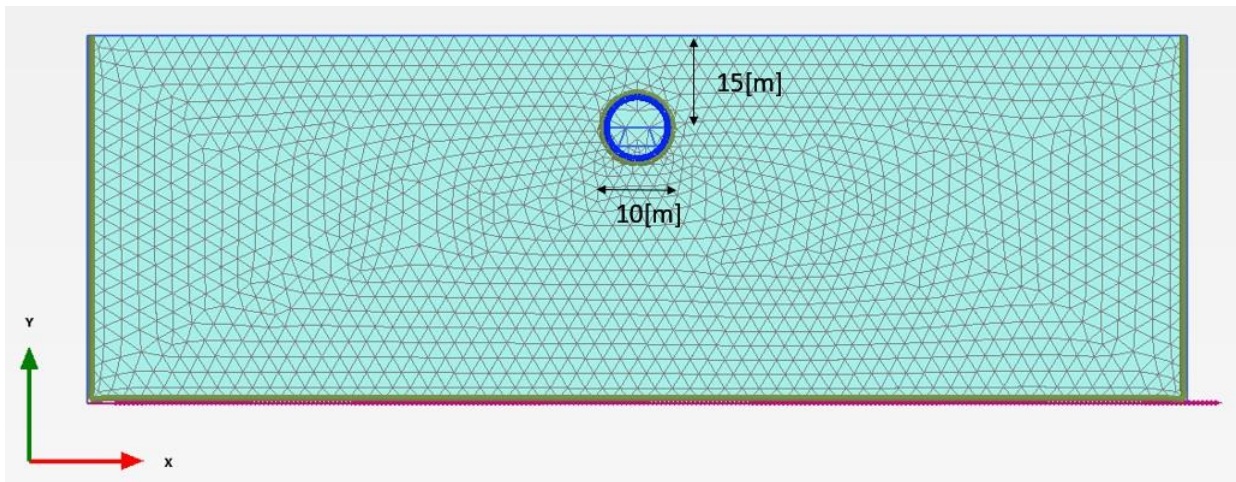


Figura 5.12: Ubicación de túnel en profundidad para todo tipo de suelo en PLAXIS 2D.

5.4.7. Propiedades Mecánicas del recubrimiento

Para el recubrimiento o “lining” del túnel, se utiliza Shotcrete, en específico un hormigón H30, Por otro lado, se considera una porción de recubrimiento de largo $b = 1$ [m] y $t = 0,35$ [m] de espesor, con las siguientes propiedades mecánicas. Esta información es proporcionada por el señor Edgardo González, ingeniero civil, y actual trabajador de la empresa Metro de Santiago, tomando en cuenta los parámetros promedio que se utilizan a lo largo de los túneles.

Tabla 5.8: Parámetros de Shotcrete

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Resistencia a la compresión del hormigón	f_c	25	[MPa]
Módulo de Young	E	23500	[MPa]
Espesor de recubrimiento	t	0.35	[m]
Coefficiente de Poisson	ν	0.2	[-]
Área de recubrimiento	A	0.35	[m ²]
Inercia	I	0.004	[m ⁴]
Coefficiente 1	EA	8225000	[kN/m]
Coefficiente 2	EI	83964	[kN – m/m]

Además del Shotcrete, se aplican dos mallas de acero electrosoldadas ACMA, que son fabricadas con acero de alta resistencia AT56-50H:

- A: Acero
- T: Trefilado/Laminado
- 56: 5600 kg/cm² (límite de ruptura)
- 50: 5000 kg/cm² (límite de fluencia)
- H: Hormigón

Estas mallas presentan las siguientes características:

Tabla 5.9: Parámetros de mallas ACMA

Distancia entre barras (mm)		Diámetro de barras(mm)		Sección de acero (cm ² /m)		Peso (Kg)	
Long	Trans	Long	Trans	Long	Trans	malla	Kg/m ²
dp	ds	phi p	phi s	ap	as		
150	150	9,2	9,2	4,43	4,43	91,77	7,06

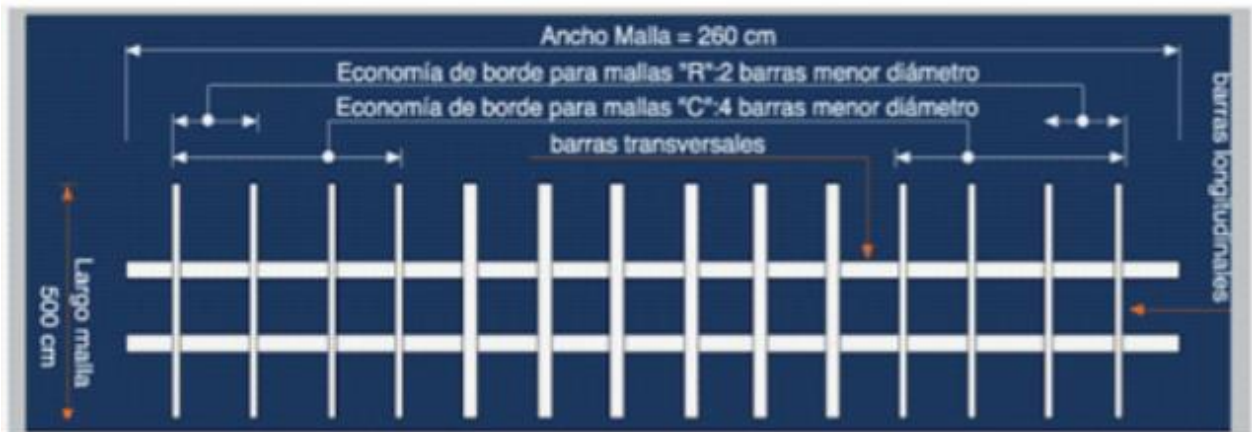


Figura 5.13: Esquema de malla ACMA

5.4.8. Malla de Elementos Finitos

Para generar la malla de elementos finitos hay que dirigirse a la pestaña “Mesh”, en donde es posible seleccionar el tipo de malla deseada para la modelación. En este caso se selecciona, para cada uno de los modelos, la opción “Very Fine” la cual genera 15.000 elementos finitos para el modelamiento. Aumentando la densidad de ellos a medida que se aproxima al contorno del túnel, para asegurar una buena interacción entre el suelo y la estructura.

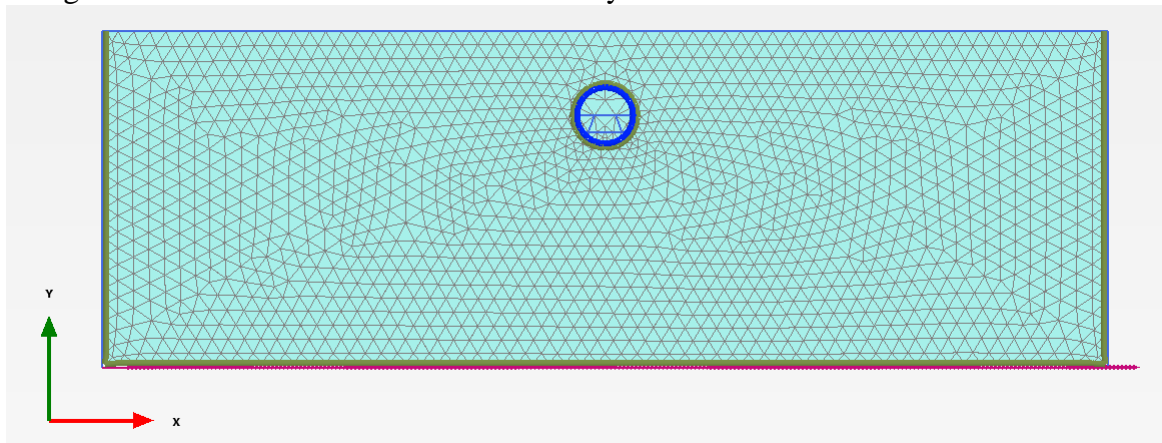


Figura 5.14: Malla de elementos finitos en PLAXIS 2D.

5.4.9. Parámetros Fase Dinámica

Para la fase dinámica (donde se aplica el registro sísmico en el modelo PLAXIS 2D), se deben seleccionar los pasos adicionales en la sección "Numerical Control Parameters". Para poder ingresar los parámetros en esta sección se debe seleccionar la opción de ingreso manual. De esta forma es posible ingresar los pasos adicionales "Max Steps", que corresponden a los puntos que el software va tomando del registro sísmico ingresado para el cálculo. De esta forma cada punto almacenará distintos tipos de información correspondientes a un instante del sismo, por lo tanto, cuando se generen los desplazamientos o aceleraciones de respuesta posteriores al análisis, éstos tendrán una cantidad de puntos igual a la cantidad de pasos adicionales.

Cabe mencionar que todos los registros sísmicos a utilizar cuentan con una cantidad bastante grande de puntos (entre 3000 y 6000 puntos) y PLAXIS 2D es capaz de almacenar información para un máximo de 10000 pasos. Para estas situaciones se cuenta con los sub-pasos dinámicos, que corresponden a la cantidad de intervalos en el que se divide el intervalo entre un paso adicional y el siguiente. Esta operación se utiliza para poder tomar todos los puntos del registro. Es por esta razón que se recomienda que el producto entre los sub-pasos dinámicos y los pasos adicionales sea igual a la cantidad de puntos que tenga el registro. En caso contrario el programa interpolará, lo que podría provocar posibles incongruencias en la obtención de resultados, y además que esto genera mayor demanda computacional, por ende, mayor tiempo de duración del análisis. La siguiente tabla muestra la cantidad de pasos adicionales y sub-pasos dinámicos utilizados para cada registro en la modelación.

Tabla 5.10: Parámetros dinámicos de registros sísmicos para modelación en PLAXIS 2D.

Estación	Duración Ajustada	Pasos Adicionales (Max Steps)	Sub Pasos Dinámicos
Convento Viejo	300	6000	50
Melado	90	6000	15
Rapel	90	3000	30
Roble	200	5000	40
Santa Lucía	150	5000	30
Tórtolas	300	6000	50
Valparaíso UTFSM	75	7500	10

5.4.10. Fenómeno de Relajación de Tensiones

Es importante mencionar que debido a la excavación del túnel en 2 dimensiones se producirá una reducción del empuje en el suelo que actúa sobre el revestimiento del túnel (Sedarat et al., 2009) 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" (Lunardi, 2008), y cuya principal consecuencia es una redistribución directa del estado tensional inicial, reduciéndose 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 ocurrir la excavación, se produce una redistribución de tensiones, lo cual ocurre durante este proceso de

relajación de tensiones (Lunardi, 2008). Este fenómeno es modelado computacionalmente mediante la inclusión de un factor de reducción β , el cual permite representar parcialmente, y en cada etapa constructiva de excavación, 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 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 lo es este caso.

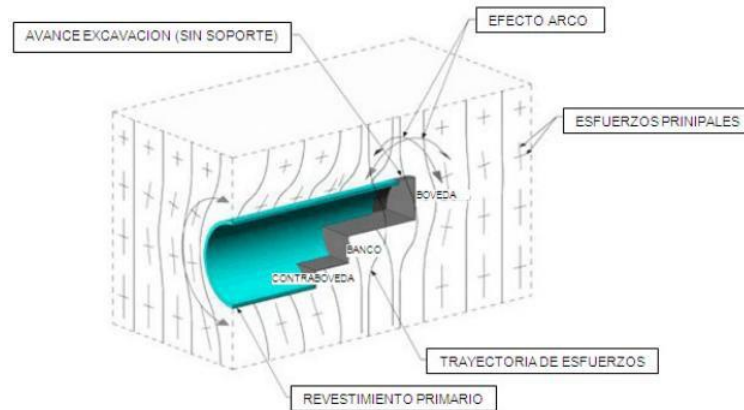


Figura 5.15: Redistribución de tensiones mediante el efecto arco (Lunardi & Bindi, 2016).

Es por esto que, para todas las etapas constructivas referidas a excavaciones, que se muestran y describen en la siguiente sección, se opta por utilizar un factor $\beta = 0.4$ para las etapas de excavación (Bard et al., 2004) debido a la geometría del túnel.

$$\sum M_{stage} + \beta = 1 \quad (5.1)$$

$$\sum M_{stage} = 0.6 \quad (5.2)$$

El cual se añade al modelo de PLAXIS 2D, en la sección de "Stage Construction", utilizando el factor $\sum M_{stage}$:

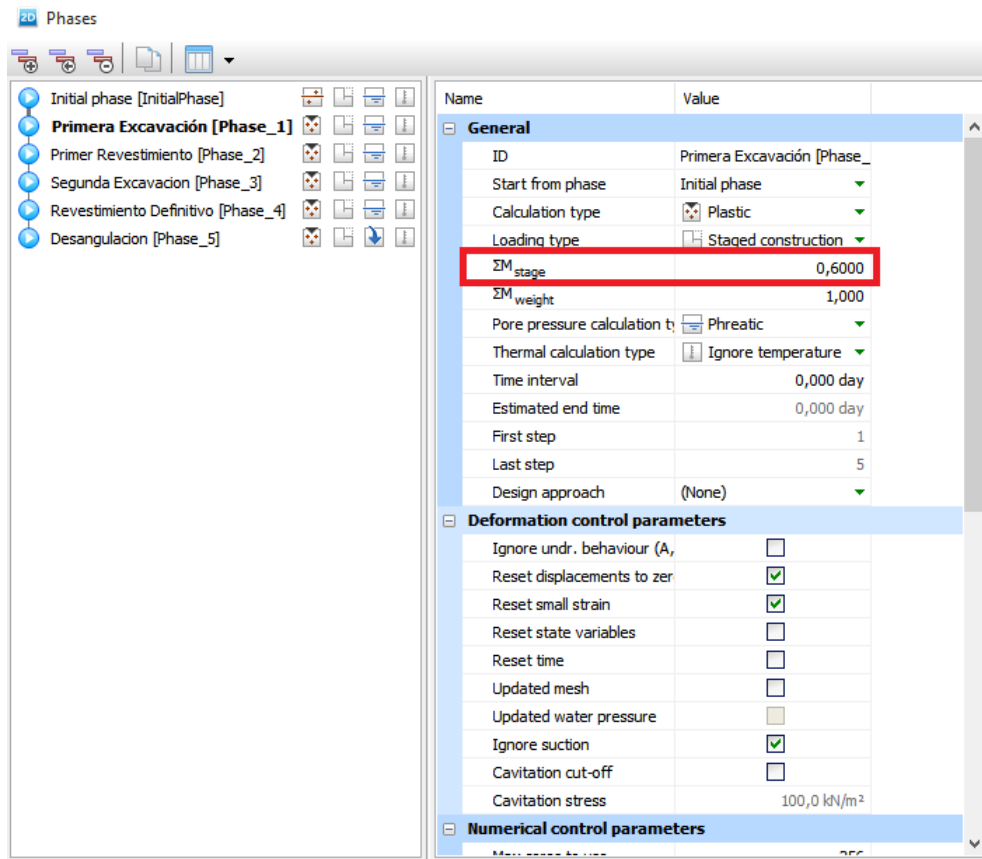


Figura 5.16: Ingreso del valor $\sum M_{stage}$ para etapas en donde se efectúen excavaciones en el túnel.

EL valor de $\sum M_{stage}$ es ingresado como se puede ver en la Figura 5.16 en la sección destacada con color rojo. Además de esto, es posible poder seleccionar configuraciones más avanzadas, sin embargo, en estas modelaciones no es requerido, debido a la simplicidad de la geometría y modelo constitutivo utilizado.

5.4.11. Proceso Constructivo

El software computacional PLAXIS 2D, permite la modelación de la construcción del túnel incorporando etapas constructivas. Lo anterior es importante, pues no solo considera la etapa final, sino también las etapas intermedias asociadas a la construcción. Es importante destacar lo anterior debido a que los esfuerzos de la condición final se ven influenciados por la forma en que el túnel se construye.

5.4.11.1. Etapa 0: Definición de las condiciones iniciales

Esta etapa define la condición inicial y es iniciada con datos de entrada asociados al nivel freático y al estado de tensiones iniciales. 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 la incorporación de registros sísmicos.

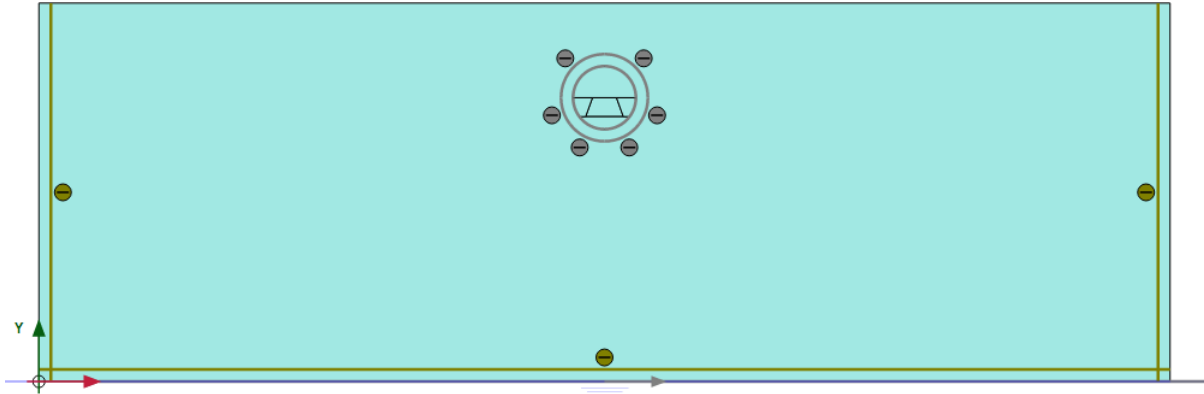


Figura 5.17: Etapa 0 de construcción, Condiciones Iniciales, Modelo PLAXIS 2D.

Es decir, se presenta en la Figura 5.17 solo el suelo a analizar sin ningún tipo de elemento adicional, sólo la gravedad.

5.4.11.2. Etapa 1: Primera Excavación

La excavación del túnel será realizada en cuatro partes. Primero se considerará la excavación de la parte superior del túnel, recordando aplicar el valor $0.6 \sum M_{stage}$, para luego en etapas siguientes realizar la excavación de la zona faltante. La Figura 5.18 muestra la etapa 1 de construcción, la primera Excavación, en el Modelo PLAXIS 2D.

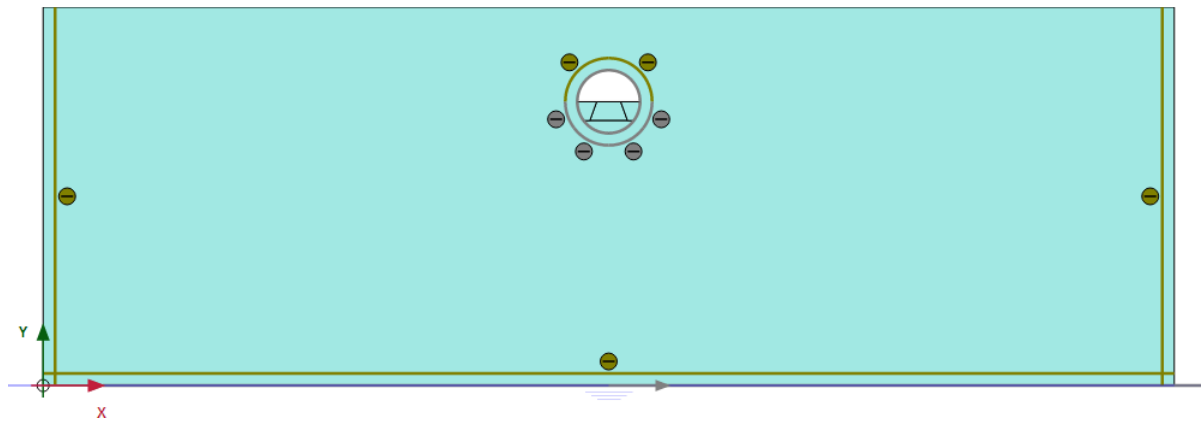


Figura 5.18: Etapa 1 de construcción, Primera Excavación, Modelo PLAXIS 2D.

En la Figura 5.18 es posible apreciar que la primera excavación se ha efectuado, dejando un primer agujero (de color blanco) para la realización de túnel. Además, en el contorno de la excavación se

muestra (de color verde claro) una interfaz, la cual es la responsable de la interacción suelo-estructura presente en el túnel.

5.4.11.3. Etapa 2: Aplicación del primer recubrimiento

En esta etapa se considerará el recubrimiento descrito en la sección 6.4.7, el cual se aplica en la sección excavada del túnel (se adhiere). El cual es posible verlo en el contorno de la excavación de color azul.

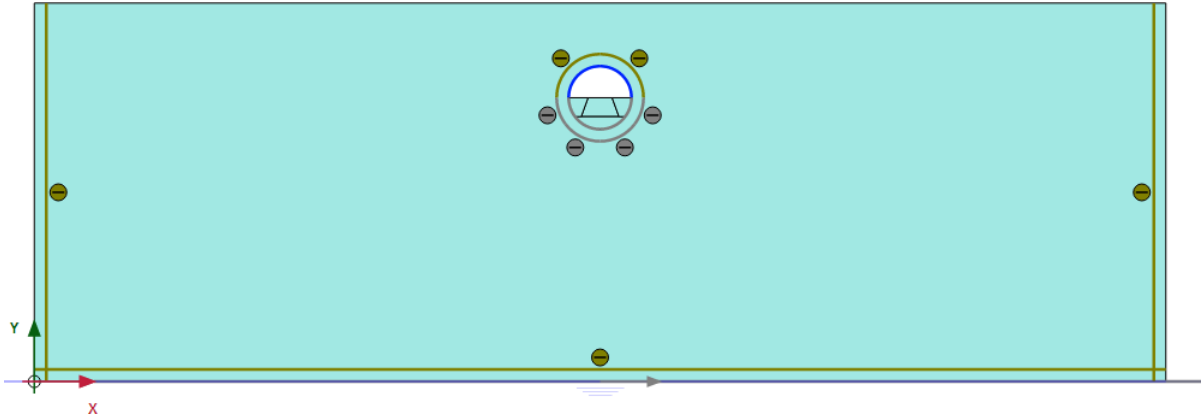


Figura 5.19: Etapa 2, Aplicación de recubrimiento, Modelo PLAXIS 2D.

Este primer recubrimiento es aplicado inmediatamente realizada la excavación, de manera de tener un soporte para las deformaciones iniciales del suelo.

5.4.11.4. Etapa 3: Segunda Excavación

Se realiza la segunda excavación dentro del túnel, aplicando el valor $\sum M_{stage} = 0.6$. Dejando un frente o machón como suele conocerse.

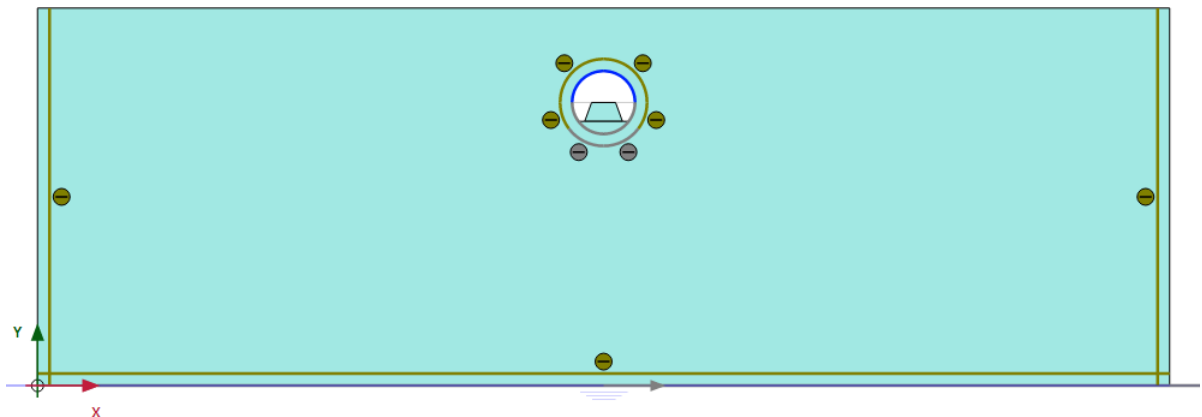


Figura 5.20: Etapa 3 de construcción, Segunda excavación, Modelo PLAXIS 2D.

Esta forma de excavar se realiza a partir del NATM, permitiendo que el mismo suelo actúe como un soporte para el túnel.

5.4.11.5. Etapa 4: Aplicación de recubrimiento a zona excavada 2

En esta etapa se aplica el recubrimiento en toda la sección excavada en la etapa anterior, continuando con el recubrimiento utilizado en las secciones anteriores.

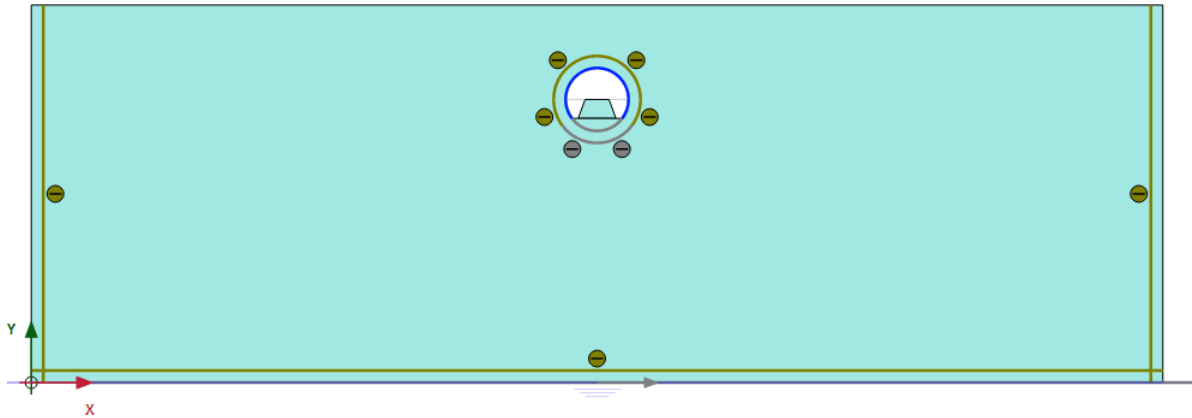


Figura 5.21: Etapa 4 de construcción, aplicación de recubrimiento a zona excavada 2, Modelo PLAXIS 2D.

Otra vez, el recubrimiento es aplicado inmediatamente realizada la excavación, de manera de tomar las tensiones producidas por las deformaciones del suelo.

5.4.11.6. Etapa 5: Tercera Excavación

Se excava la tercera porción de sección del túnel, continuando con el recubrimiento utilizado en las excavaciones anteriores, recordando aplicar el factor $\sum M_{stage} = 0.6$.

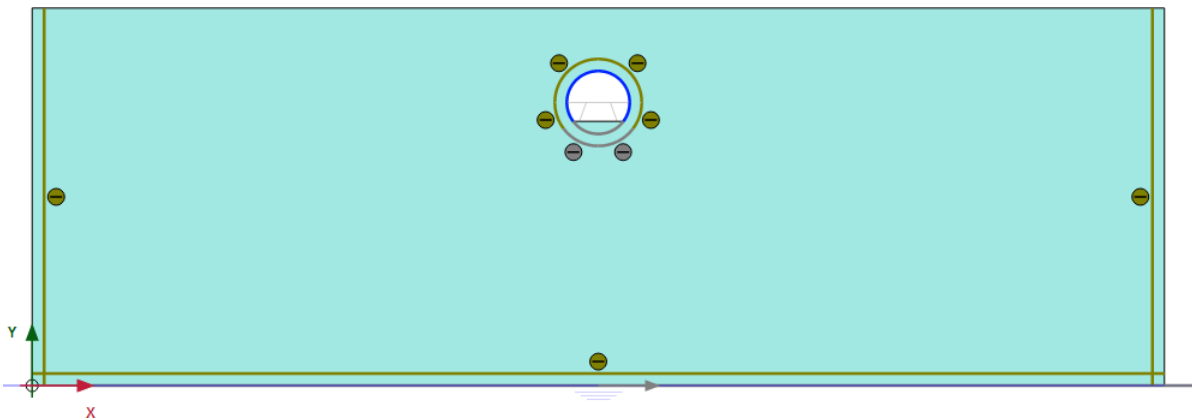


Figura 5.22: Etapa 5 de construcción, Tercera excavación, Modelo PLAXIS 2D.

En esta quinta etapa, se deja solamente la sección de abajo o contrabóveda del túnel como se puede apreciar en la Figura 5.22, la cual será excavada en la etapa siguiente.

5.4.11.7. Etapa 6: Excavación Final

Se excava la sección faltante, aplicando el valor de $\sum M_{stage} = 0.6$. Con esta etapa ya terminada, la sección del túnel es excavada completamente.

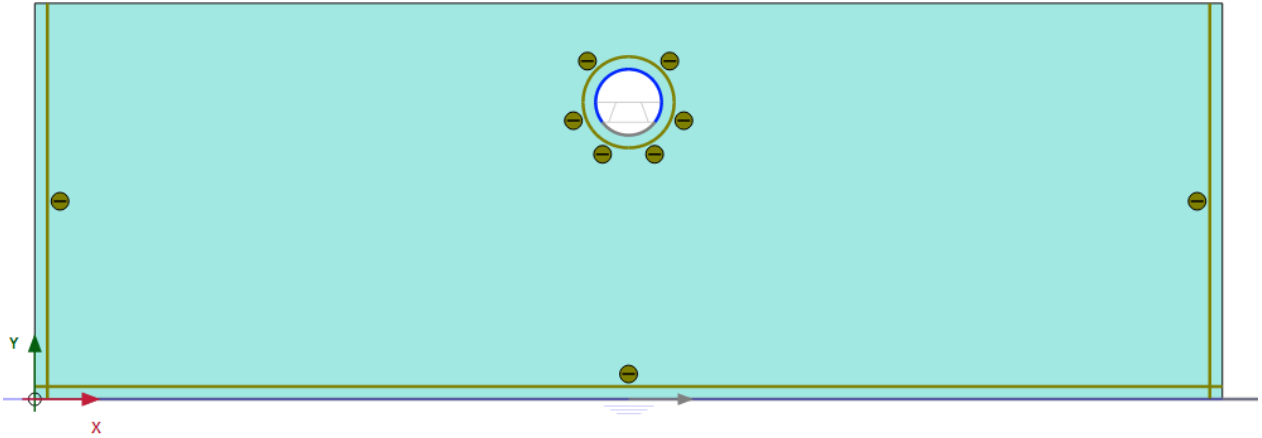


Figura 5.23: Etapa 6 de construcción, Excavación Final, Modelo PLAXIS 2D.

Se puede ver en la Figura 5.23 que alrededor del túnel se ha generado la interfaz (de color verde claro) la cual permite el generar la interacción del túnel con el revestimiento.

5.4.11.8. Aplicación de recubrimiento final

En esta etapa se aplica el recubrimiento en toda la sección excavada en la etapa anterior, completando el revestimiento en todo el túnel.

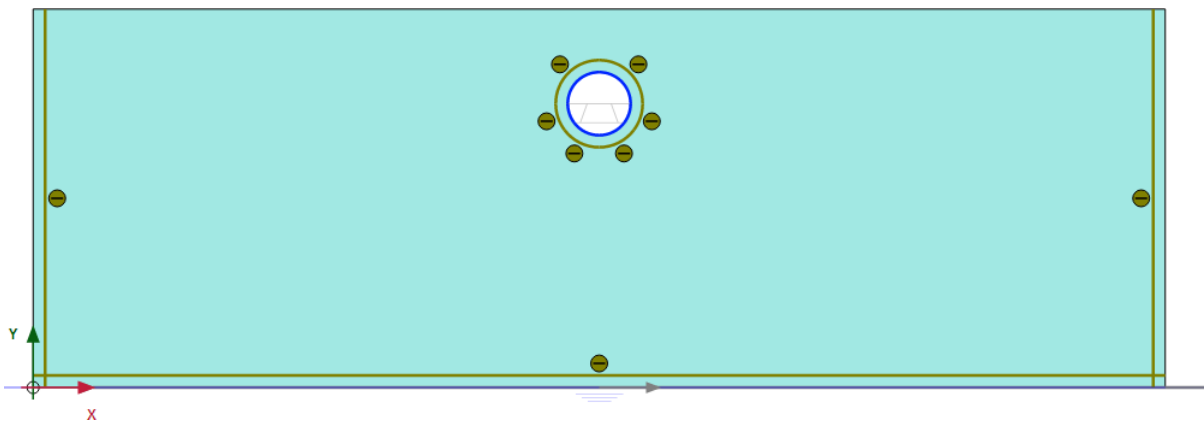


Figura 5.24: Etapa 7 de construcción, Aplicación de recubrimiento final, Modelo PLAXIS 2D.

Con esta etapa finaliza el proceso constructivo del túnel y da paso a las aplicaciones de los métodos sísmicos. Además, al estar el revestimiento aplicado en toda la sección del túnel, ya es posible obtener los esfuerzos finales en el revestimiento debido a las excavaciones. Estos resultados serán presentados en la sección 7.1 de esta memoria para los suelos A, C y E modelados.

5.4.11.9. Aplicación desplazamientos laterales y multiplicador dinámico

La etapa 8 será la etapa en donde se aplicarán los métodos de diseño sísmico, por un lado, estarán los modelos en donde se aplicarán los desplazamientos prescritos en los bordes laterales (Método Cinemático) y por otro lado habrá otros modelos en donde se aplicará el registro sísmico directamente en la base del estrato (Método Dinámico).

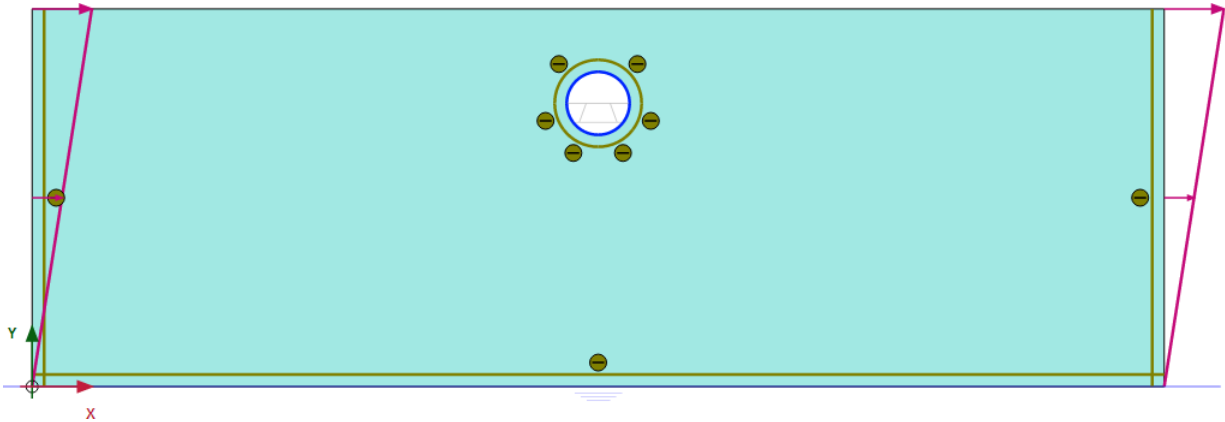


Figura 5.25: Etapa 8 de construcción, Aplicación desplazamientos prescritos laterales, Método Cinemático, Modelo PLAXIS 2D.

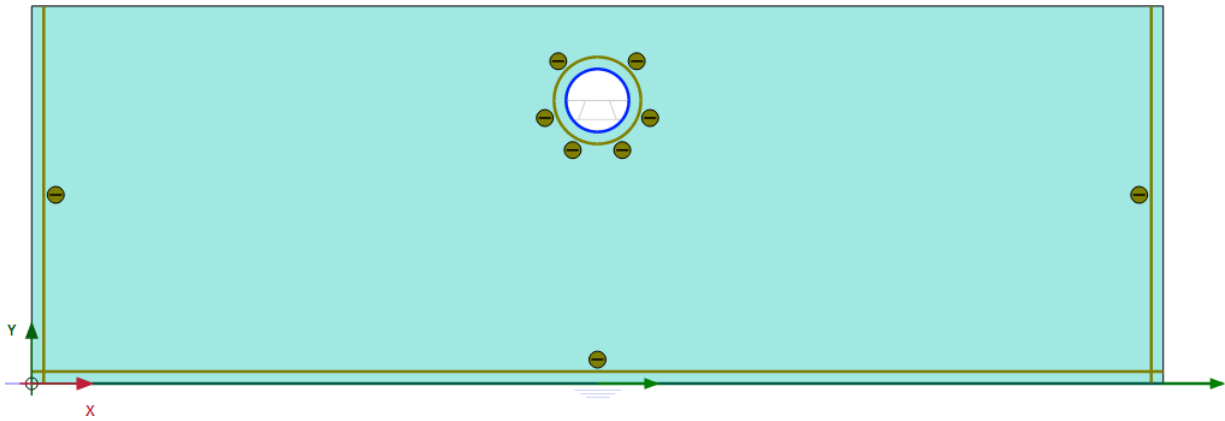


Figura 5.26: Etapa 8 de construcción, Aplicación de multiplicador dinámico, Método Dinámico, Modelo PLAXIS 2D.

6. Curvas de Fragilidad

6.1. Introducción

En el campo de la confiabilidad estructural, las curvas de fragilidad proporcionan un marco ideal para evaluar la importancia que, sobre su seguridad, funcionamiento y durabilidad, tienen las incertidumbres en la amenaza, las cargas estructurales, la resistencia y la rigidez de la estructura. En este contexto el diseño, para determinados niveles de desempeño, requiere la conexión entre los estados límite estructural y su probabilidad de ocurrencia (Argyroudis & Pitilakis, 2012)

Una de las principales formas de presentar el funcionamiento de una estructura son las curvas de fragilidad. Estas representan la probabilidad de que la respuesta de una estructura exceda un determinado estado de daño o estado límite, en función de un parámetro que define la intensidad del terremoto (Argyroudis et al., 2014). En otras palabras, puede decirse que son una medida de la vulnerabilidad sísmica de una estructura en términos probabilísticos. La construcción de estas curvas requiere de un entendimiento completo de los mecanismos de respuesta del sistema estructural para diferentes niveles de demanda sísmica, los cuales varían entre los movimientos frecuentes de baja intensidad hasta movimientos fuertes poco frecuentes (Jorquera, 2014).

Generalmente para las demandas sísmicas fuertes, el comportamiento de la estructura es altamente no lineal e implica un grado de complejidad elevado (Reboredo, 2000), por lo tanto, se recomienda un tipo de análisis que permita modelar este comportamiento.

6.2. Análisis Incremental Dinámico

La idea del Análisis Dinámico Incremental (denominado en inglés como Incremental Dynamic Analysis, IDA) fue desarrollada como un método para determinar la capacidad de colapso global. En este sentido, el método describe una colección de análisis dinámicos de un modelo estructural, de tal manera que proveen una idea de cómo el modelo reacciona a la excitación sísmica (Vielma, 2014). Sin embargo, resulta ser un método ampliamente aplicable teniendo como objetivos:

- Comprensión del rango de respuesta o demandas versus el rango de niveles posibles de un registro de aceleraciones (PGA).
- Comprensión de las implicaciones estructurales de registros de aceleraciones de niveles mayores.
- Produce estimaciones de la capacidad dinámica de un sistema estructural global.

La idea principal del IDA es escalar incrementalmente los registros de aceleraciones, y de esta manera crear múltiples terremotos con un rango de intensidades y analizar individualmente el modelo estructural de PLAXIS 2D para cada nivel de excitación. Para esta oportunidad, los registros presentados en el capítulo 4 serán escalados de tal manera de ir aumentando en 0.1 [g] su PGA hasta un valor máximo de 2[g].

6.3. Definición de Estados de Daño en Túneles

Los estados de daños actualmente existentes referidos a túneles están basados en daño cualitativo descrito por pasados terremotos (Khadijah, Osmi, & Ahmad, 2016). Considerando esta falta de información respecto a los túneles, se ha optado por definir el indicador de daño (DI) (Alvarenga, García, & Pérez, 2017) como la relación entre el esfuerzo interno de momento experimentado por el revestimiento del túnel (M) y su capacidad de resistencia según diseño (M_R) de la sección transversal del túnel (Hashash et al., 2005).

Para el cálculo del momento y esfuerzo axial resistente, se considera la sección de revestimiento presentado en la Figura 6.1. Donde $B=45$ [cm] es el ancho de la sección de revestimiento, $H=35$ [cm] es la altura de la sección de revestimiento, $a=7.5$ [cm] es la distancia de la barra a al borde de la sección, $b=15$ [cm] es la distancia entre barras y como se menciona en la sección 5.4.7, las barras de acero de la malla cuentan con $f_y =5000$ [kgf/cm²] y el hormigón con $f'_c=250$ [kgf/cm²]

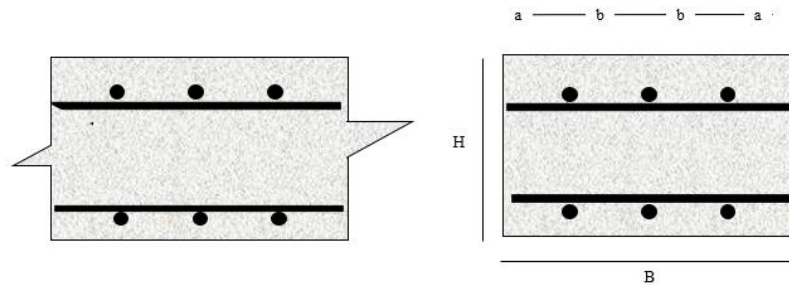


Figura 6.1: Sección de revestimiento analizada para cálculo de esfuerzo axial y de momento resistente

Para el cálculo de los esfuerzos resistentes se emplea el método de cargas recíprocas (Nilson et al., 2010), en donde es posible obtener la carga axial nominal siguiendo la siguiente ecuación:

$$\frac{1}{P_n} = \frac{1}{P_{nxo}} + \frac{1}{P_{nyo}} - \frac{1}{P_o} \quad (6.1)$$

Donde:

- P_n : Aproximadamente el valor nominal a del esfuerzo axial debido a cargas momentos biaxiales con excentricidades e_x y e_y .
- P_{nxo} : Esfuerzo axial nominal cuando solo existe excentricidad en el eje x.
- P_{nyo} : Esfuerzo axial nominal cuando solo existe excentricidad en el eje y.
- P_o : Esfuerzo axial nominal cuando la carga es concéntrica.

Para poder comenzar con el cálculo se definen las cargas de diseño, estas cargas son las obtenidas del software de análisis, en este estudio Plaxis 2D. Estas cargas de diseño se definen como el esfuerzo axial y momento máximo, entre los suelos A C y E, que se obtiene a partir de los resultados de los esfuerzos axiales y de momento para la etapa constructiva final del túnel. Las cuales se encuentran en el túnel situado en el suelo tipo E, estas son:

- $P_u = -1.4 \times 278 = 389.2$ [kN]
- $M_u = -1.4 \times 77 = 130.9$ [kN-m]

Además, el factor de mayoración de carga, que en este caso se considera igual a 1.4 debido a que el túnel solo se ve afectado por cargas muertas debido a los esfuerzos del suelo. Con esto, se procede a realizar el diagrama de interacción de la sección de revestimiento (Figura 6.1) aplicando los factores de reducción según la ACI-318, siendo:

- $\phi_{compresión} = 0,65$
- $\phi_{flexión} = 0,65$

De acuerdo a experiencias pasadas de daño en túneles y aplicando el juicio de expertos, es posible definir cuatro estados de daño debido a sismos (Vielma, 2015): 1) daño menor, 2) moderado, 3) alto y 4) colapso total del revestimiento del túnel. Para poder categorizar los estados de daños, se define n a partir de rangos entre los esfuerzos de momento como lo realiza Argyroudis et al.(2014), que se presentan a continuación:

Tabla 6.1: Definición de los estados de daño del revestimiento del túnel de acuerdo con la relación de momentos.

Estado de Daño		Rango de Índice de Daño (DI)	Valor Central de Índice de Daño
DS0	Ninguno	$M_{\max} / M_R < 1$	-
DS1	Menor	$1 < M_{\max} / M_R < 1.5$	1.25
DS2	Moderado	$1.5 < M_{\max} / M_R < 2.5$	2
DS3	Alto	$2.5 < M_{\max} / M_R < 3.5$	3
DS4	Colapso	$M_{\max} / M_R > 3.5$	-

Tabla 6.2: Definición de los estados de daño del revestimiento del túnel de acuerdo con la relación a los esfuerzos axiales.

Estado de Daño		Rango de Índice de Daño (DI)	Valor Central de Índice de Daño
DS0	Ninguno	$N_{\max} / N_R < 1$	-
DS1	Menor	$1 < N_{\max} / N_R < 1.5$	1.25
DS2	Moderado	$1.5 < N_{\max} / N_R < 2.5$	2
DS3	Alto	$2.5 < N_{\max} / N_R < 3.5$	3
DS4	Colapso	$N_{\max} / N_R > 3.5$	-

Alternativamente, se puede calcular el índice de daño (DI) considerando el diagrama de interacción (resistente y reducido por el factor de carga) y proyectar sobre el nivel de excentricidad que se tenga en la sección transversal, para todo punto del sostenimiento y para cada instante. Sin embargo, una forma conservadora, es considerar el máximo esfuerzo de momento y el máximo esfuerzo axial independiente de donde este ocurra (Hernández, 2018).

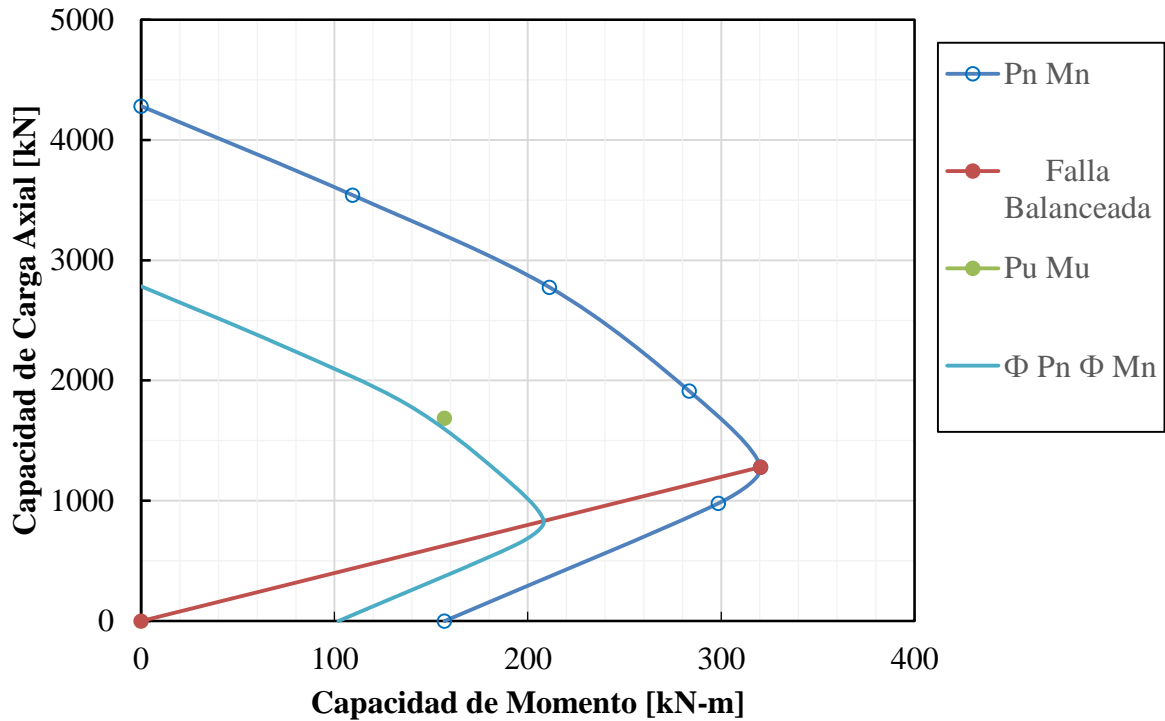


Figura 6.2: Diagrama de interacción para sección de revestimiento.

6.4. Distribución de Probabilidad y Parámetros de Curva de Fragilidad

En este estudio se ha adoptado la metodología HAZUS (FEMA, 1999) que define estas curvas suponiendo que siguen una distribución de probabilidad tipo lognormal. Esta hipótesis se ha verificado por simulaciones realizadas mediante el método de Monte Carlo en el caso de edificios y estructuras como puentes (FEMA, 1999). Si bien, no existen muchos casos en que estos sean aplicados en túneles, la hipótesis de una distribución de probabilidad lognormal, permite definir cada curva de fragilidad mediante dos parámetros: el valor medio y la desviación estándar (Argyroudis & Ptilakis, 2012). Así pues, las curvas de fragilidad se definen mediante la siguiente ecuación

$$P_f(d_s \geq d_{si} | PGA) = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{tot}} \ln\left(\frac{PGA}{S_{mi}}\right)\right] \quad (6.1)$$

Donde $P_f(\cdot)$ es la probabilidad de estar o exceder un determinado estado de daño d_s , para una intensidad sísmica dada, en este caso el PGA, donde PGA es la máxima aceleración registrada del sismo (Peak Ground Acceleration), Φ es la función de probabilidad acumulada estándar para una función de probabilidad log-normal, S_{mi} es el valor medio del parámetro PGA que causa el estado de daño i -ésimo, β_{tot} es la desviación estándar total de la función log-normal para los resultados obtenidos.

La ecuación 6.1 sugiere cuál es la probabilidad de que la estructura, en este caso el túnel, esté o sobrepase un estado de daño (clasificado según la Tabla 6.1 y Tablas 6.2 con los índices de daño) debido a un cierto nivel de PGA de los registros sísmicos.

Para poder utilizar la ecuación (6.1) es necesario poder obtener los valores de S_{mi} y β_{tot} . Para poder contar con el valor de S_{mi} es necesario graficar los índices de daño (DI) para distintos valores del PGA, a partir de esto se traza una recta buscando la intersección de esta recta de datos con los límites de estados de daño, como se puede apreciar en la Figura 6.3.

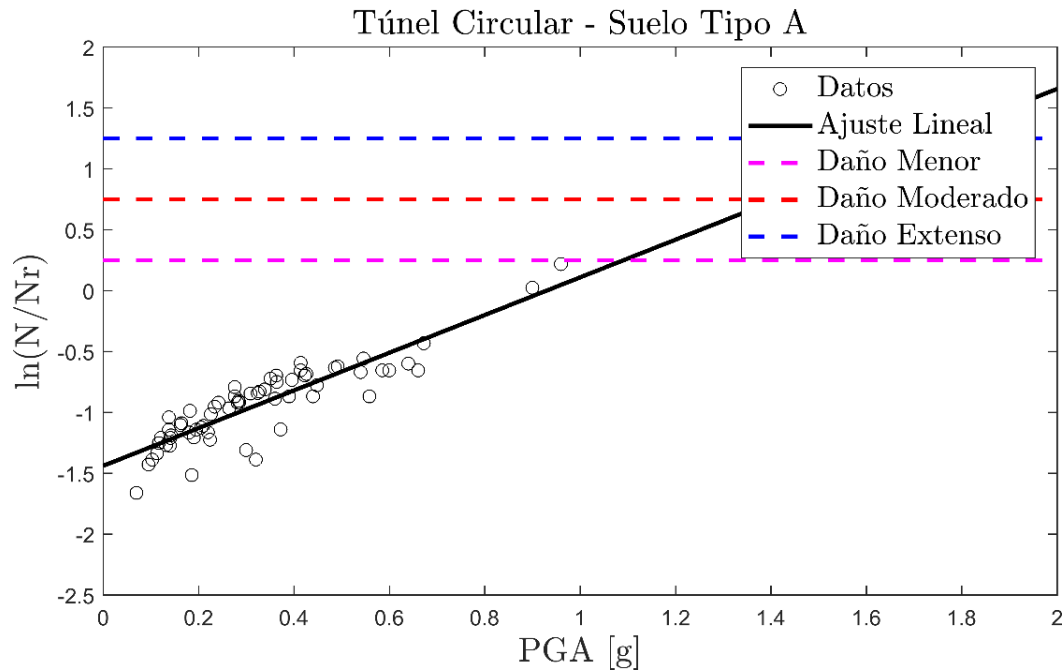


Figura 6.3: Gráfico de índices de daño versus PGA para obtención de valor de S_{mi} para los diferentes registros.

En cuanto al valor de β_{tot} , se obtiene calculando la desviación estándar común para cada estado de daño y el tipo de suelo asociado para todos los registros analizados.

7. Resultados y Análisis

En este capítulo se dan a conocer los resultados obtenidos en los modelos computacionales realizados con el software PLAXIS 2D. En una primera instancia, se presentan imágenes de la distribución del suelo, en específico la distribución del esfuerzo vertical, debido a la excavación del túnel en cada etapa según el método constructivo empleado (NATM).

Por otro lado, se muestran los resultados obtenidos a partir de los dos métodos de diseño sísmico, cinemático y dinámico, comparando entre ellos los esfuerzos máximos axiales y de momento. Mostrando, además como se distribuyen estos esfuerzos en el contorno del revestimiento para ver los puntos más críticos o de mayor carga.

Finalmente, se presenta el proceso mediante el cual es posible obtener los coeficientes S_{mi} y β_{tot} a partir de los esfuerzos máximos tanto axiales como de momento, adquiridos con el método incremental dinámico en los modelos dinámicos. A partir de estos datos, se generan las curvas de fragilidad para los tres tipos de suelos (A, C y E) con la distribución de probabilidad log-normal presentada en la sección 6.4.

7.1. Distribución de Esfuerzos debido a Excavaciones

A continuación, se presentan los resultados de como va variando la distribución de esfuerzos verticales del suelo tipo A alrededor del túnel una vez que se construye. Además, se muestran la distribución de esfuerzos, axiales y de momento, del revestimiento del túnel una vez es aplicado en su respectiva etapa constructiva. Es necesario destacar que Plaxis trabaja con la convención de signos, indicando que la compresión es negativa y la tracción es positiva.

Los resultados de la distribución de esfuerzos y esfuerzos en el revestimiento debido a la excavación para los suelos C y E se presentan en la sección de Anexos.

7.1.1. Suelo Tipo A

En una primera instancia, cuando aún no se inicia las excavaciones del túnel. El suelo se encuentra en su estado natural, es decir los esfuerzos verticales en este, se van incrementando con la profundidad.

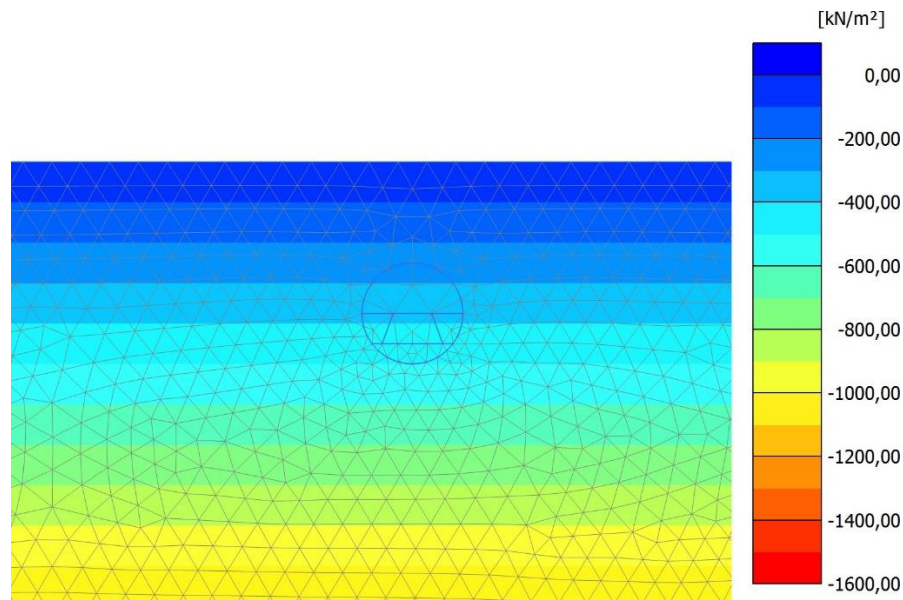


Figura 7.1: Etapa 0 de construcción. Distribución de esfuerzos verticales tipo A.

Siguiendo la relación $\sigma_y = \gamma H$, donde γ es la densidad del suelo y H es la profundidad a la cual mide el esfuerzo vertical. Como se aprecia en la Figura 7.1, el esfuerzo vertical aumenta su valor desde 0 [kN] en la superficie hasta los -1600 [kN] a los 60 [m] de profundidad. Al realizar la primera excavación, es posible ver en la Figura 7.2 una acomodación o redistribución de los esfuerzos verticales tanto en la parte superior como inferior del túnel.

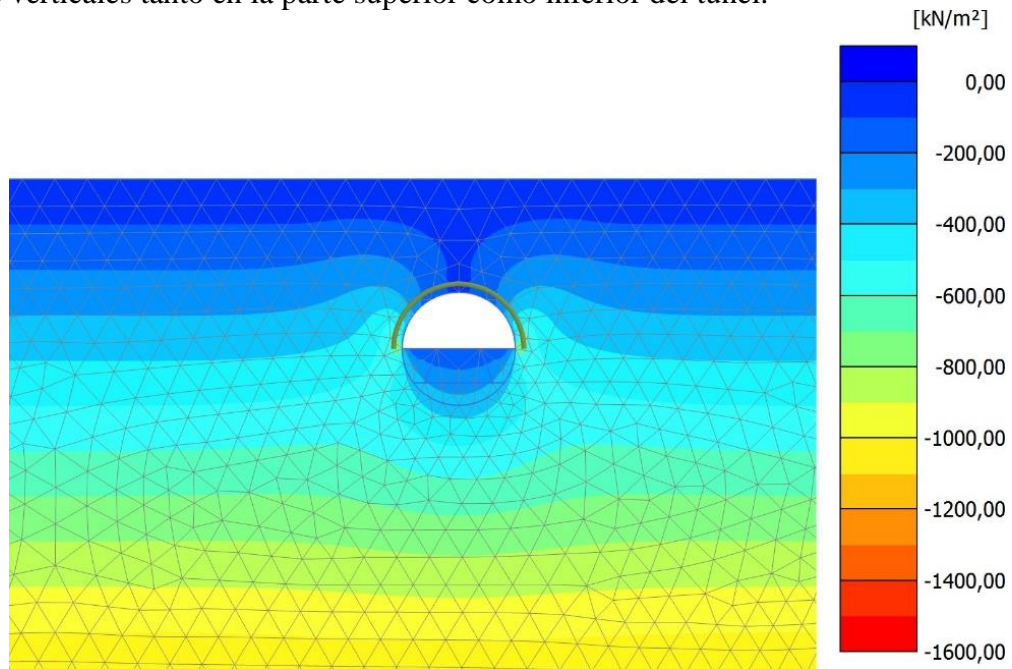


Figura 7.2: Etapa 1 de construcción. Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo A.

Concentrándose principalmente en los extremos ubicados en la horizontal del túnel (esquinas) y relajándose en los extremos superior e inferior de este. Sin embargo, es necesario destacar que el suelo es capaz de soportarse a sí mismo para esta etapa, evitando así el colapso.

Posteriormente se aplica el revestimiento escogido y presentado en la sección 5.4.6 en la sección superior del túnel. Debido a esto, las cargas que originalmente estaban aplicadas sobre el suelo pasan a ser tomadas por el revestimiento, originando una nueva redistribución de estos esfuerzos como se puede ver en la Figura 7.3 (a).

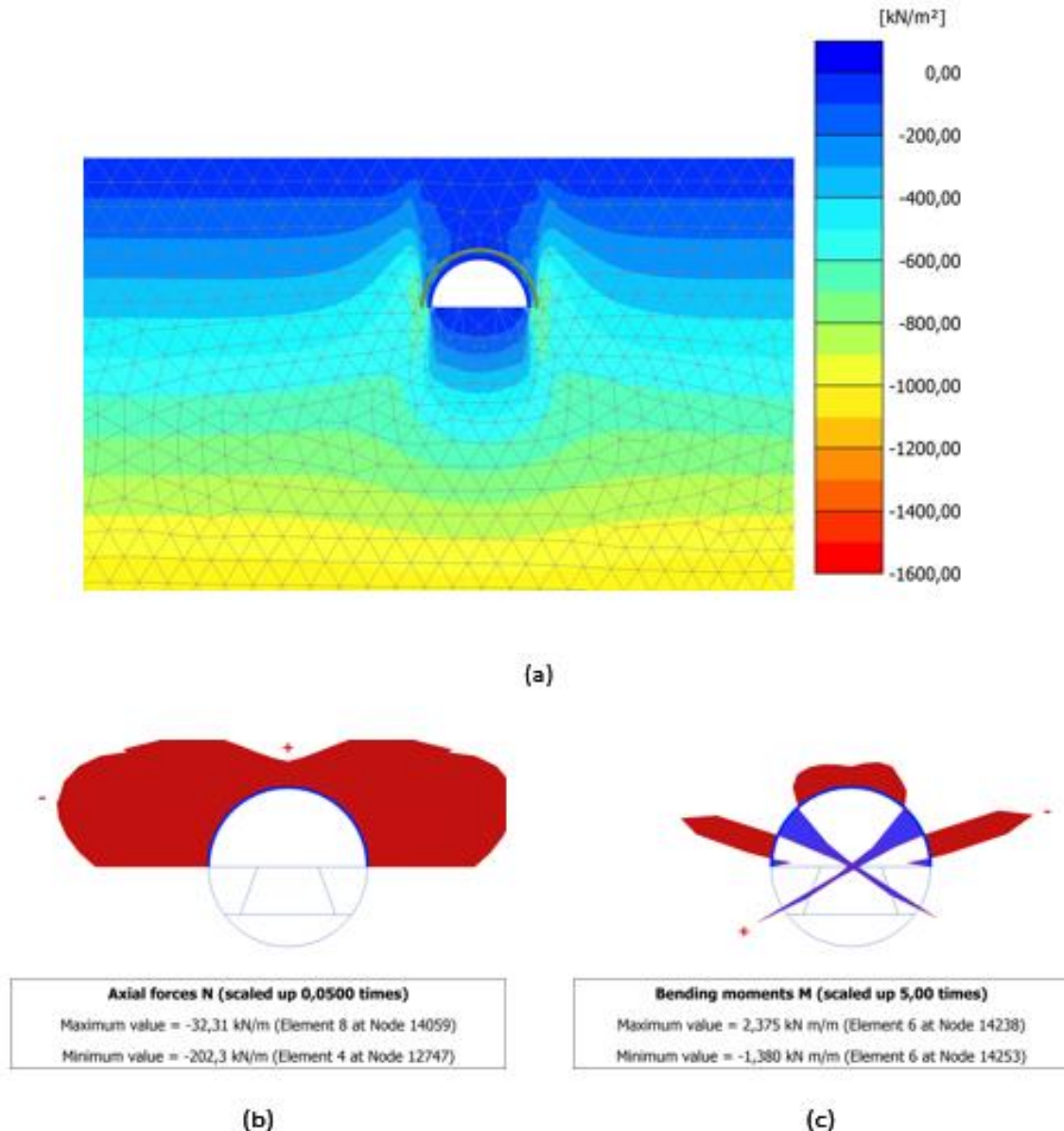


Figura 7.3: Etapa 2 de Construcción. (a) Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo A (b) Diagrama de esfuerzo Axial en revestimiento túnel (c) Diagrama de Momento en revestimiento túnel.

En las Figura 7.3 (b) y Figura 7.3 (c) se presentan la distribución de esfuerzos axiales y de momento con sus valores máximos y mínimos en el revestimiento aplicado en esta etapa constructiva. Es posible apreciar que las cargas axiales mayores, igual a -202.3 [kN], se ubican en las esquinas del

revestimiento y el valor mínimo igual a -32,31 [kN] se ubica justo en la parte superior del túnel. Lo cual coincide con la distribución de esfuerzos presentada en el suelo.

En cuanto a la distribución de momentos, si bien los valores son pequeños debido a la rigidez del suelo y del revestimiento, los momentos máximos de valor 2.735[kN-m] se ubican exactamente en donde se encuentran los valores máximos del esfuerzo axial. Lo cual es esperable debido al esfuerzo que el suelo ejerce sobre el revestimiento.

Para la segunda etapa de excavación del túnel, en donde se realiza el machón o frente, como se puede ver en la Figura 7.4 (a), la distribución de esfuerzos vuelve a cambiar debido a las deformaciones ocasionadas por la excavación. Esto conlleva a un aumento en los esfuerzos en las esquinas del túnel, específicamente en las paredes ubicadas en la horizontal.

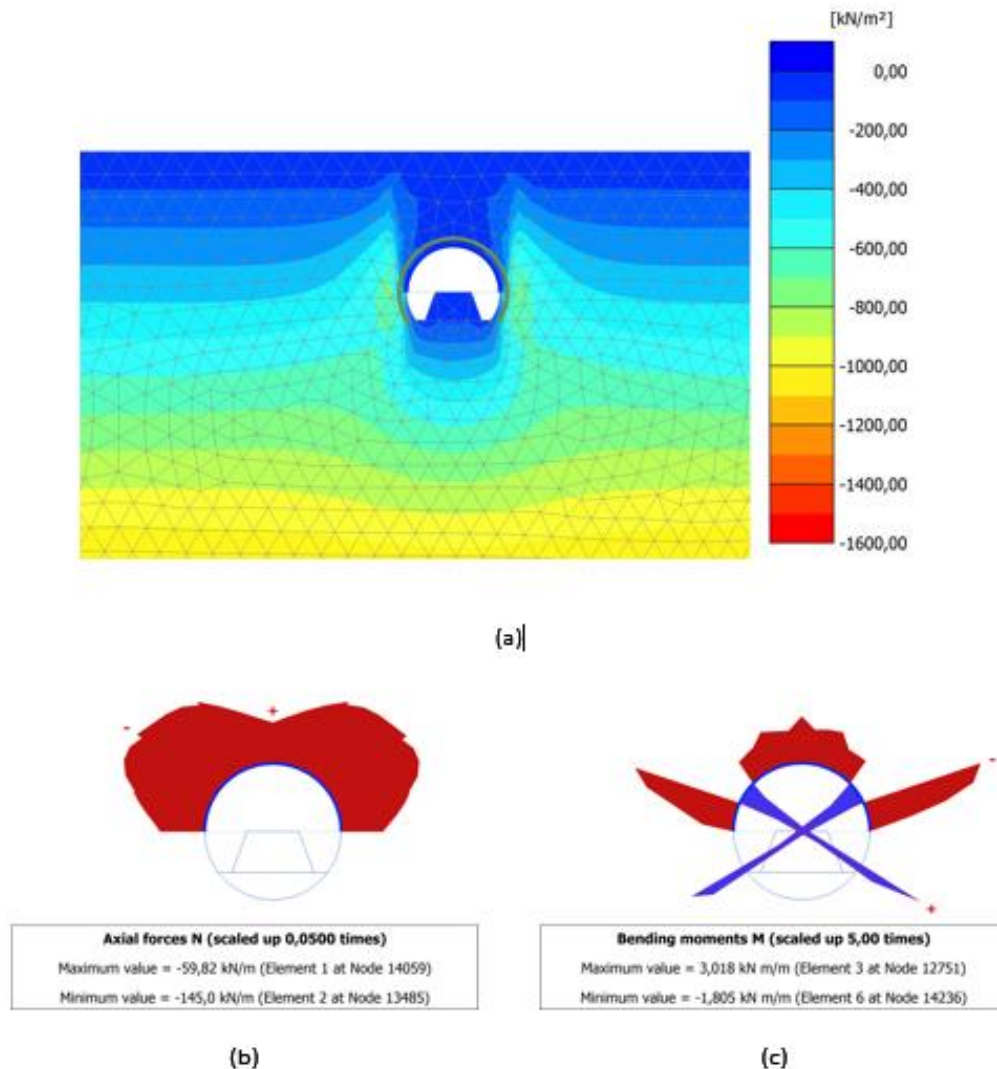


Figura 7.4: Etapa 3 de Construcción. (a) Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo A (b) Diagrama de esfuerzo Axial en revestimiento túnel (c) Diagrama de Momento en revestimiento túnel.

En cuanto a la distribución de los esfuerzos axiales y de momento en el revestimiento del túnel, esta no cambia de manera significativa, simplemente cambian los valores como se puede ver en las Figura 7.4 (b) y Figura 7.4 (c). En donde en el caso del esfuerzo axial, el valor máximo decrece de -32.31 [kN] a -59.82 [kN] y el valor mínimo aumenta de -202.3 [kN] a -145 [kN].

Para la tercera etapa constructiva, en donde se aplica revestimiento a la zona excavada anteriormente, la distribución de esfuerzos cambia nuevamente debido a las deformaciones ocasionadas por las excavaciones como se puede apreciar en la Figura 7.5 (a). Generando un anillo en la parte inferior del túnel.

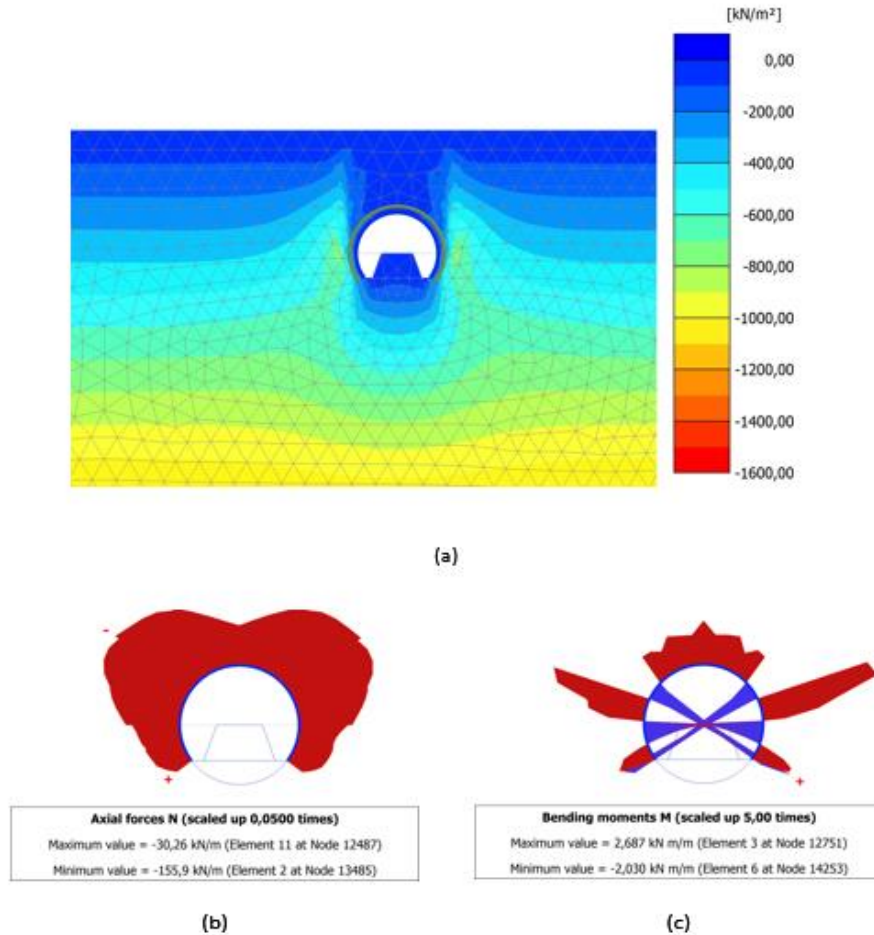


Figura 7.5: Etapa 4 de Construcción. (a) Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo A (b) Diagrama de esfuerzo Axial en revestimiento túnel (c) Diagrama de Momento en revestimiento túnel.

En cuanto a la distribución de los esfuerzos axiales y de momento en el revestimiento del túnel, estos cambian debido a la nueva sección de revestimiento presente. Ocasionando una variación en la ubicación de los esfuerzos máximos. El esfuerzo axial máximo ahora se ubica en la porción más baja del revestimiento con un valor de -30.26 [kN] y el valor mínimo, manteniendo su ubicación, decrece a un valor de -155.9 [kN]. Así mismo, el esfuerzo de momento mantiene su distribución.

Sin embargo, los valores de momento máximo decrecen de 3.018[kN-m] a 2.668 [kN-m] y el momento mínimo decrece de -1.805 [kN-m] a -2.030[kN-m].

En la etapa de construcción cinco, se excava el frente de trabajo del túnel, lo cual origina una redistribución de esfuerzos alrededor de la excavación del túnel. Como se puede notar en la Figura 7.6 (a), en donde las paredes ubicadas en la horizontal de la sección son las que concentran mayor nivel de carga, con valores de entre -1000[kN] hasta -800[kN] de compresión.

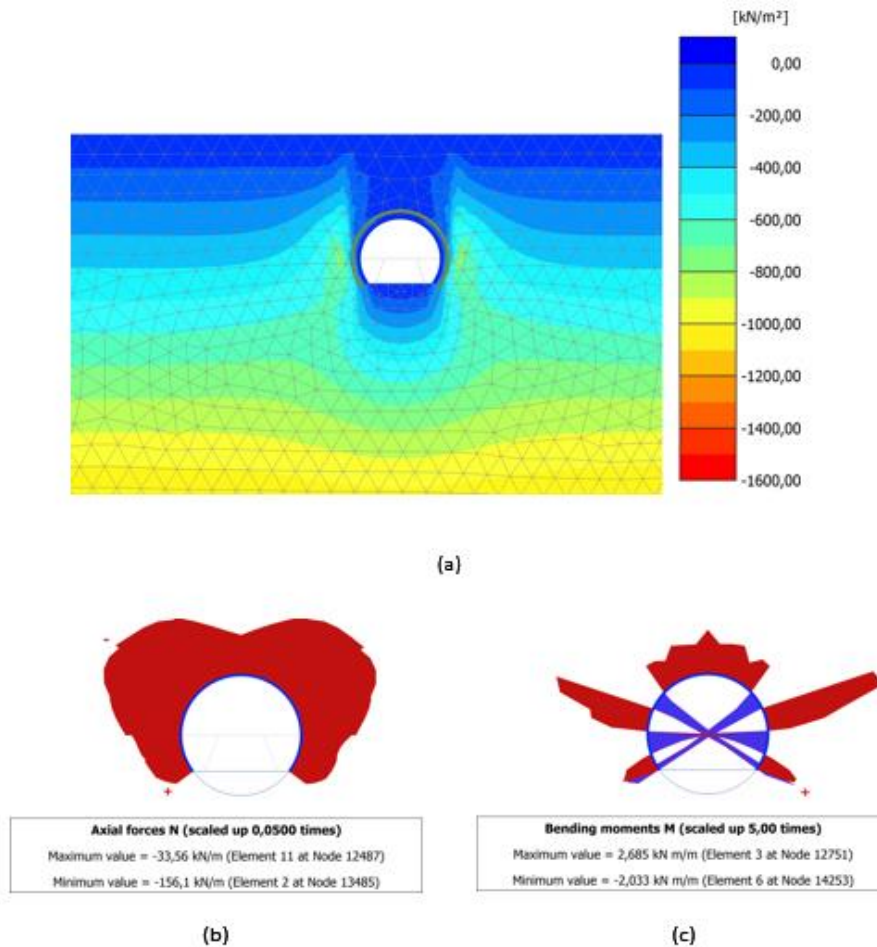


Figura 7.6: Etapa 5 de Construcción. (a) Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo A (b) Diagrama de esfuerzo Axial en revestimiento túnel (c) Diagrama de Momento en revestimiento túnel.

En consecuencia, los esfuerzos axiales y de momento cambian sus valores máximos y mínimos, pero mantienen su distribución a lo largo del revestimiento como se puede notar en las Figuras 7.6 (b) y Figura 7.6 (c). El esfuerzo axial pasa de un valor máximo, ubicado en la zona baja del revestimiento, de -30.26 [kN] a -33.56 [kN] y un valor mínimo de -155.9 [kN] decrece a -156.1 [kN], lo cual no es un cambio tan significativo. Mientras tanto el momento, pasa de un valor máximo de 2.687 [kN-m] a 2.685 [kN-m] y un valor mínimo de -2.030 [kN-m] decrece a -2.033[kN-m].

Para sintetizar, los valores máximos y mínimos de ambos esfuerzos del revestimiento cambian pero no significativamente, y mantienen su ubicación. Todo esto debido a la excavación del frente, el cual parece tener un leve impacto en el método constructivo para esta modelación 2D en Plaxis.

En la etapa seis de construcción Figura 7.7(a), se excava la zona faltante de la sección de túnel, es decir, la zona inferior de este. Esto genera nuevamente, un cambio en la distribución de esfuerzos debido a las deformaciones producidas por la excavación, llegando así a la distribución casi final que es posible esperar del suelo.

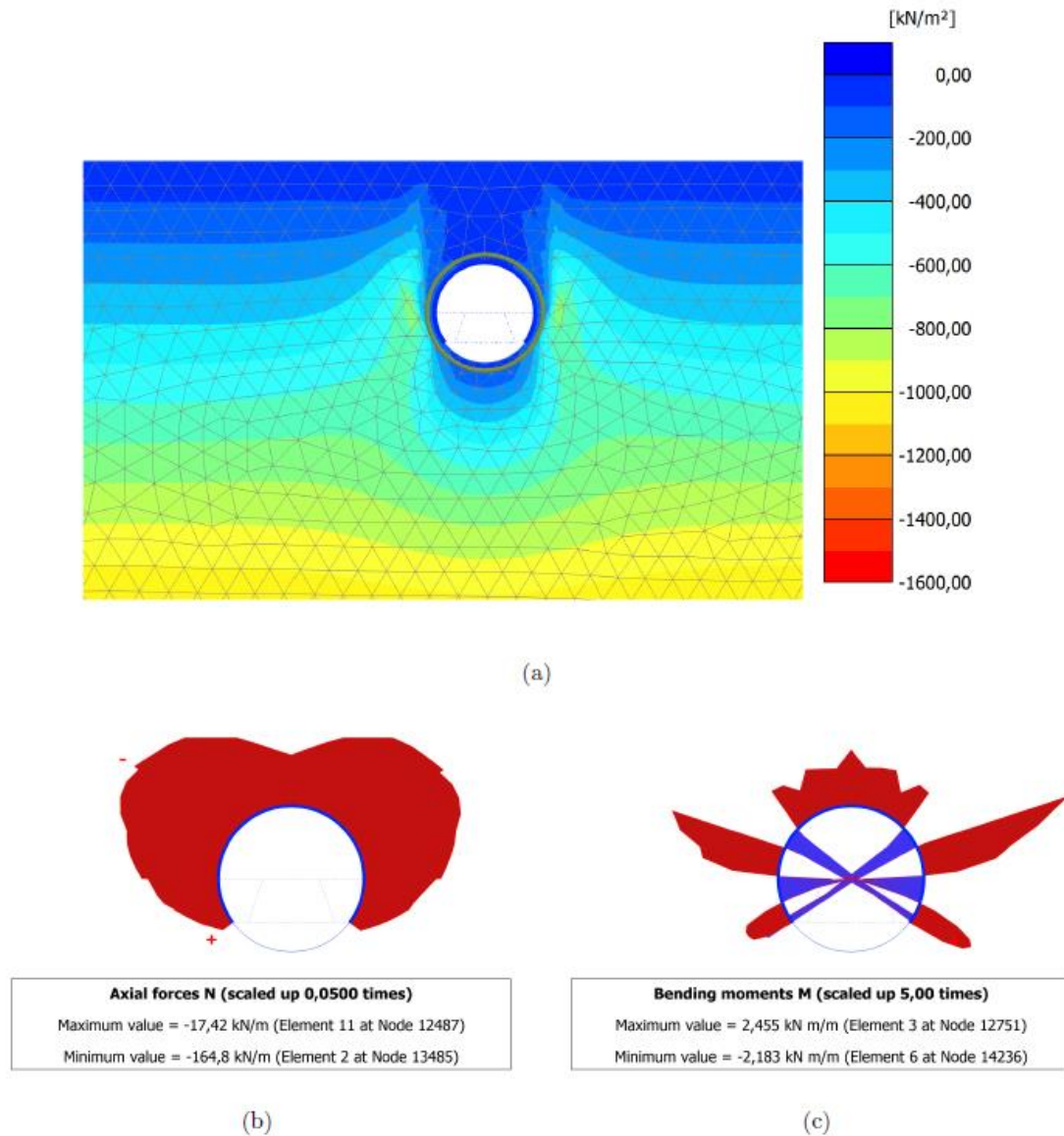


Figura 7.7: Etapa 6 de Construcción. (a) Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo A (b) Diagrama de esfuerzo Axial en revestimiento túnel (c) Diagrama de Momento en revestimiento túnel.

Por consiguiente, los esfuerzos axiales y de momento presentes en el revestimiento del túnel tienen variaciones de, por ejemplo, 15 [kN] para el esfuerzo axial máximo y 8[kN] para el esfuerzo axial mínimo. Y en cuanto a los momentos, estos presentan variaciones de 0.2 [kN-m] para el máximo

y 0.1 [kN-m] para el mínimo. Si bien no son variaciones importantes, muestran que el revestimiento va tomando cada vez más y más carga del suelo.

Para la etapa final de construcción, en la cual se completa totalmente la sección transversal de túnel con revestimiento, es posible tener la distribución del suelo final una vez nuestro túnel esté completamente terminado como se puede ver en la Figura 7.8 (a).

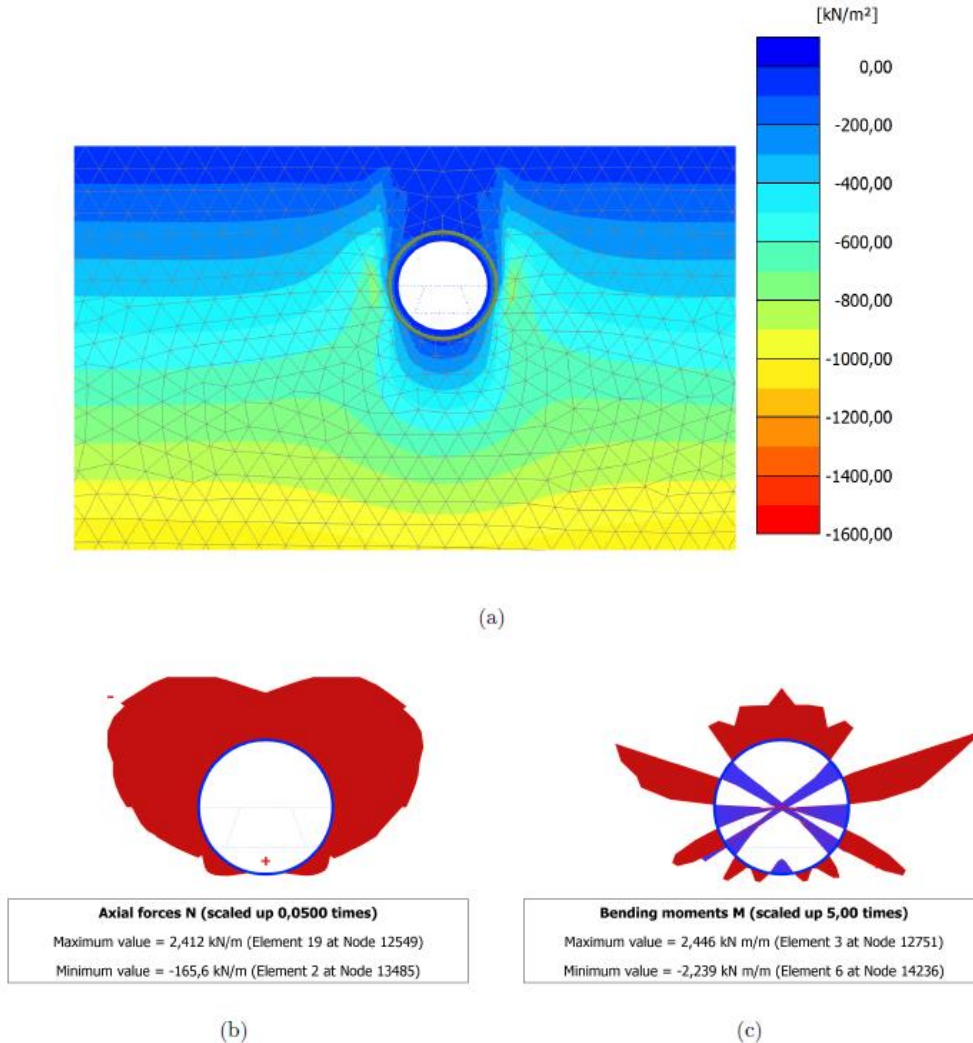


Figura 7.8: Etapa 7 de Construcción. (a) Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo A (b) Diagrama de esfuerzo Axial en revestimiento túnel (c) Diagrama de Momento en revestimiento túnel.

Es por esto, que se presentan en las Figuras 7.8 (b) y Figura 7.8 (c) la distribución final de los esfuerzos axiales y de momento del revestimiento. Con los valores finales máximos de 2.412[kN] para el caso del esfuerzo axial y un valor máximo de 2.446[kN-m] para el caso de los momentos.

7.1.2. Resumen

Sintetizando, a continuación, se presenta, en la Tabla 7.1 los valores máximos y mínimos de los esfuerzos axiales y de momento para cada etapa de construcción del túnel. Cabe recordar que las imágenes del proceso constructivo para los suelos C y E, siendo iguales a las del suelo tipo A, se encuentran en el Anexo D.

Tabla 7.1: Resumen de esfuerzo Axial en revestimiento para cada etapa constructiva en los diferentes tipos de suelos.

Etapa Constructiva	N máx [kN/m] Suelo Tipo A	N mín [kN/m] Suelo Tipo A	N máx [kN/m] Suelo Tipo C	N mín [kN/m] Suelo Tipo C	N máx [kN/m] Suelo Tipo E	N mín [kN/m] Suelo Tipo E
0	-	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-	-
2	-32,31	-202,3	-186,7	-329,1	-139	-236,6
3	-59,82	-145	-89,93	-236,3	-57,84	-231,5
4	-30,26	-155,9	-68,64	-275,8	-46,61	-271,5
5	-33,56	-156,1	-75,58	-273,3	-51,06	-271,3
6	17,42	-164,8	-33,25	-289,5	-24,01	-278
7	2,412	-165,6	-30,52	-287	-43,1	-278,1

El programa Plaxis arroja los resultados máximos y mínimos, pero sin distinguir si son valores de tracción y compresión. Para los esfuerzos axiales, la convención de signos es negativo igual a compresión y positivo igual a tracción. Es por esto que, para el tema de diseño, el valor que interesa es el valor absoluto mayor entre el valor máximo y mínimo. Por ejemplo, para el suelo tipo C en la Tabla 7.1, en la etapa número 7 el valor de diseño va a estar dado como máx(-30,52 , -287) [kN].

En la Figura 7.9, se gráfica el valor absoluto mayor entre el mínimo y el máximo para el esfuerzo axial en el revestimiento para cada tipo de suelo, según las etapas constructivas descritas en secciones pasadas.

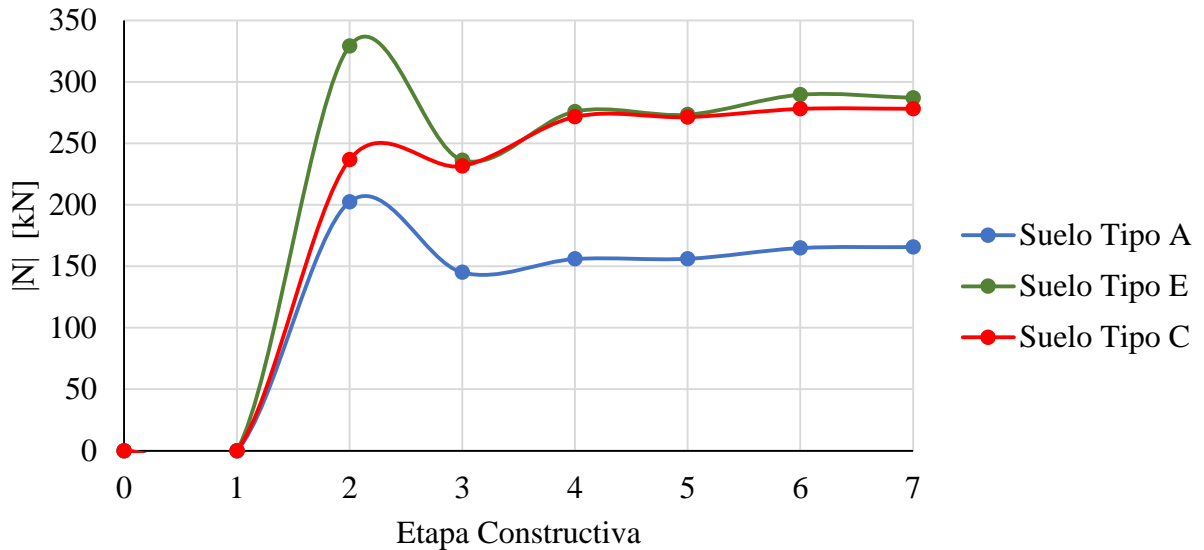


Figura 7.9: Valores absolutos esfuerzos axiales máximos en cada etapa constructiva de túnel.

Es posible visualizar que el valor de absoluto para el esfuerzo axial del revestimiento posee un peak en la etapa constructiva 2 en todos los tipos de suelos, para luego alcanzar el mínimo en la etapa constructiva número 3. Posteriormente, comienza a aumentar nuevamente en las etapas constructivas siguientes.

Como observación es posible decir que las curvas de valor absoluto de esfuerzo axial tienen el mismo comportamiento en los tres tipos de suelos, lo que significa que el revestimiento se encuentra trabajando de la misma forma, solamente cambia el esfuerzo que este debe soportar, siendo el suelo tipo E el que mayor esfuerzo axial provoca en el revestimiento, debido a la mayor cantidad de deformaciones que el suelo provoca en él.

Se presenta, además, en la Tabla 7.2 los valores máximos y mínimos de los momentos para cada etapa de construcción del túnel. Y se realiza el mismo proceso que el descrito para el esfuerzo axial.

Tabla 7.2: Resumen de Momentos en revestimiento para cada etapa constructiva en los diferentes tipos de suelos.

Etapa Constructiva	M máx [kN/m] Suelo Tipo A	M mín [kN/m] Suelo Tipo A	M máx [kN/m] Suelo Tipo C	M mín [kN/m] Suelo Tipo C	M máx [kN/m] Suelo Tipo E	M mín [kN/m] Suelo Tipo E
0	-	-	-	-	-	-
1	-	-	-	-	-	-
2	-2,375	-1,38	7,289	0	15,07	-13,93
3	3,018	-1,805	0	-9,7	10,22	-43,33
4	2,687	-2,03	11,47	-18,1	3,142	-69,54
5	2,685	-2,033	11,15	-18,15	1,268	-69,38
6	2,455	-2,183	4,466	-20,9	0,888	-77,52
7	2,446	-2,239	4,1	-20,89	9,39	-76,67

Para el caso de los momentos, se desprende de la Tabla 7.2 que los valores alcanzados van incrementando a medida que el suelo empeora (de suelo A a suelo E). Además, los momentos máximos y mínimos aumentan a medida que el proceso constructivo avanza.

Para el caso de los momentos el valor que predomina es el de los esfuerzos mínimos, pero como en los momentos el signo indica en qué dirección el revestimiento se pandea, no es posible aplicar un valor absoluto.

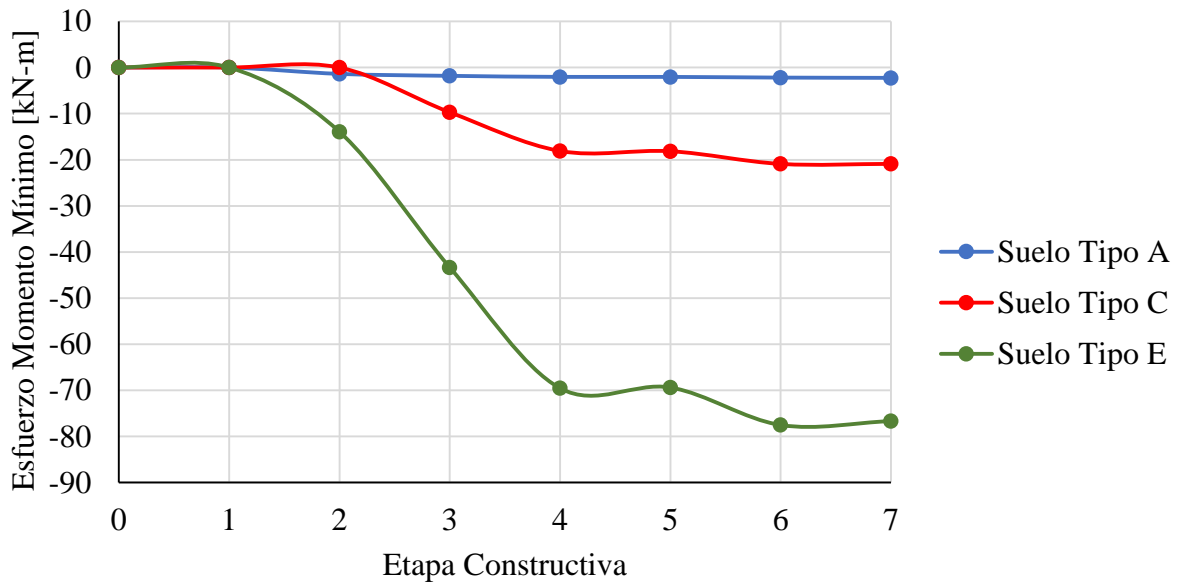


Figura 7.10: Valores de esfuerzos de momento mínimo en cada etapa constructiva de túnel.

Sin embargo, se realiza una gráfica con los valores mínimos (predominantes) para el diseño como se ve en la Figura 7.10. En la cual se desprende que los momentos van aumentando en valor a medida que el proceso constructivo progresa.

Por otro lado, los momentos presentados para el suelo tipo A (alrededor de 2[kN-m]) son significativamente menores que los obtenidos para el suelo tipo E (valores promedio de -50[kN-m]), esto debido a la calidad del suelo en la cual se realiza el túnel. Siendo el suelo tipo E el de menor calidad para realizar una construcción.

Como observación es posible decir que las curvas tienen el mismo comportamiento en los tres tipos de suelos, lo que significa que el revestimiento se encuentra trabajando de la misma forma en todos los casos, solamente cambia el valor del esfuerzo que el suelo le aplica.

Adicionalmente, se propuso realizar el proceso constructivo de manera diferente. Esta consiste en un proceso de dos pasos: el primero consiste en aplicar el revestimiento a toda la sección transversal del túnel y el segundo paso consiste en excavar toda la porción de suelo de la sección del túnel, lo que es un método conservador al momento de modelar como se muestra en la Figura 7.11. Por lo que, se espera que el revestimiento del túnel experimente un aumento en los esfuerzos axiales y de momento por la carga que se produce al excavar una gran sección de suelo de una sola vez.

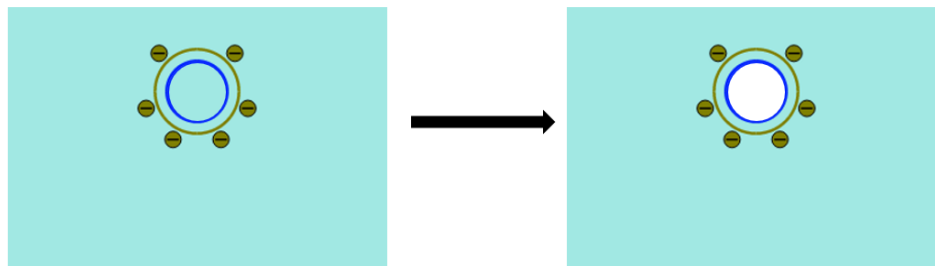


Figura 7.11: Método de modelamiento conservador para excavación de túnel

A continuación, se presenta en la Tabla 7.3 los resultados de los esfuerzos axiales y de momento al finalizar la etapa constructiva con ambos métodos, NATM y el método conservador para modelación.

Tabla 7.3: Esfuerzos finales presentes en el revestimiento túnel de etapas constructivas con método NATM y método conservador.

	Método NATM		Método Conservador	
	N [kN/m]	M [kN-m/m]	N [kN/m]	M [kN-m/m]
Suelo Tipo A	-165,60	2,45	-215,60	32,45
Suelo Tipo C	-287,00	-20,89	-357,00	-50,89
Suelo Tipo E	-278,10	-76,67	-358,10	-126,67

Donde es posible observar que los esfuerzos axiales y de momento en el revestimiento del túnel son mayores para el método conservador para cada uno de los suelos estudiados.

Recordando que para el esfuerzo axial el signo negativo indica compresión, es posible notar a partir de la Tabla 7.3 que existe un aumento entre los resultados de ambos métodos, apreciando que este aumento tiene una relación directa con el tipo de suelo. Existiendo un aumento de 50 [kN] en el suelo A, 70 [kN] para el suelo tipo C y finalmente un aumento de 80[kN] para el suelo tipo E.

De la misma forma, los momentos obtenidos en el revestimiento en la etapa final de construcción siguen la misma relación de suelo-esfuerzo para los tres suelos estudiados. Mostrando un aumento de 30 [kN-m] para el suelo tipo A, aumentando de igual forma 30 [kN-m] en el suelo tipo C y finalmente un aumento sustancial de 50[kN-m] en el revestimiento del túnel construido en suelo tipo E.

7.2. Resultados Método Cinemático y Dinámico

Una vez que la construcción del túnel está totalmente finalizada, se procede a realizar los métodos de análisis sísmicos, cinemático y dinámico, los cuales entregan los diagramas envolventes de esfuerzos axiales y de momentos para el revestimiento aplicado en el túnel.

En la siguiente sección se muestra un resumen de resultados, del suelo tipo C, para la comparación entre ambos métodos de diseño, utilizando los 14 registros sísmicos mencionados anteriormente en el capítulo 4. Los resultados de los suelos A y E, se presentan en la sección de Anexos.

En la Figura 7.12, se aprecia la forma y distribución de los esfuerzos máximos absolutos del revestimiento del túnel una vez aplicados los métodos de diseño cinemático y dinámico para el registro de Convento Viejo E-O.

Para el caso cinemático, se puede ver en la Figura 7.12 (a) que el esfuerzo axial de valor negativo mayor, es posible localizarlo en la diagonal en la cual el desplazamiento aplicado genera la desangulación. Así mismo con el momento, los valores negativos máximos se encuentran en la misma zona del revestimiento. Mostrando que la desangulación aplicada genera deformaciones que se ven directamente en la distribución de esfuerzos para el método cinemático.

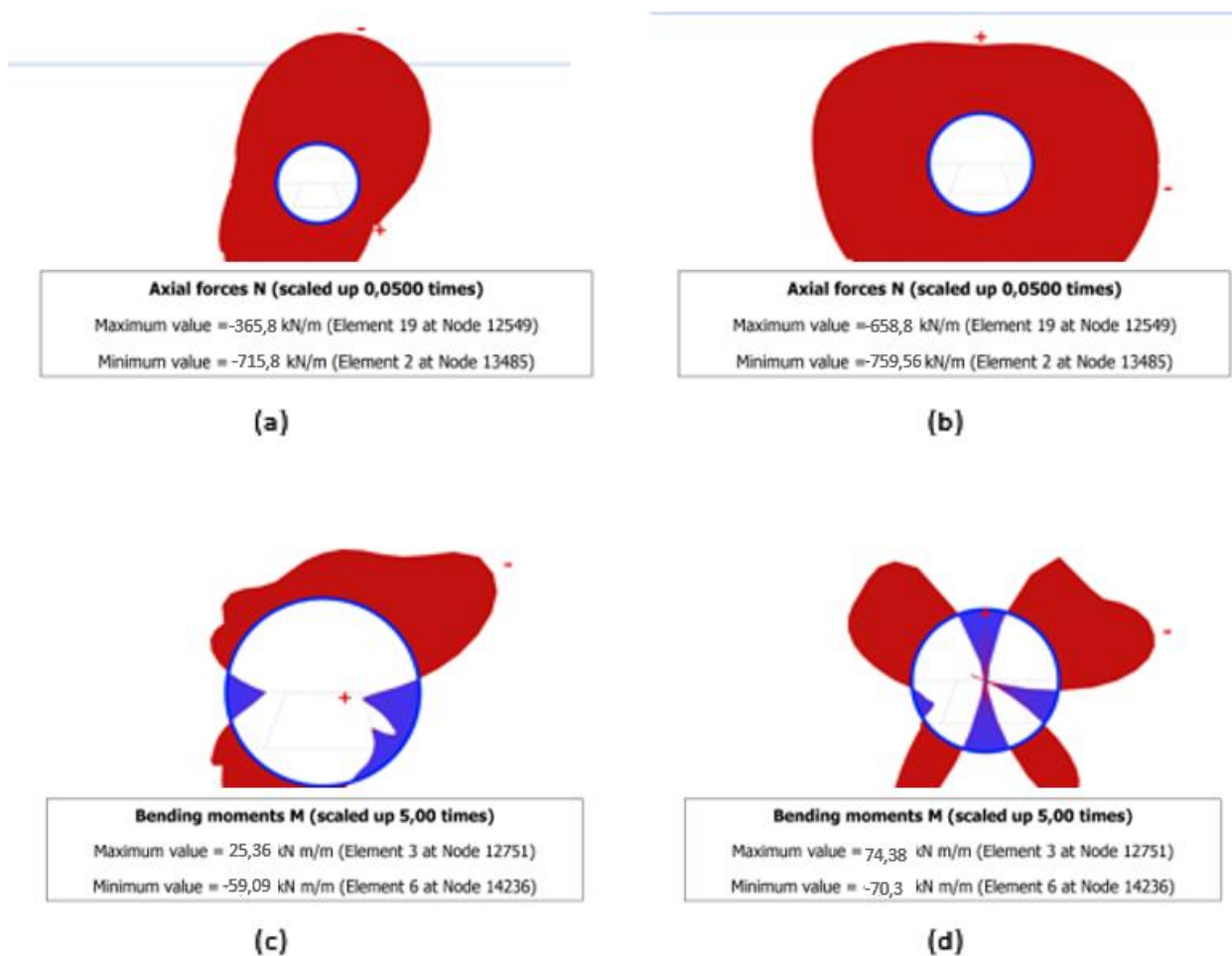


Figura 7.12: Suelo tipo C, registro Convento Viejo E-O (a) Diagrama Axial Método Cinemático (b) Diagrama Axial Método Dinámico (c) Diagrama de Momento Método Cinemático (d) Diagrama de Momento Método Dinámico.

Por otro lado, observando la Figura 7.12 (b) del esfuerzo axial y Figura 7.12 (d) de momento, en donde es aplicado el método dinámico, la distribución de esfuerzos cambia. Debido a que Plaxis para el método dinámico nos entrega la envolvente de los esfuerzos para toda la duración del sismo aplicado. Sin embargo, es posible ver que los lugares en donde se encuentran los máximos y mínimos para cada esfuerzo son diferentes. Para el esfuerzo axial la distribución es más uniforme, compara con la distribución del método cinemático alrededor del revestimiento, mientras que para el momento si bien el momento mínimo se presenta en la misma zona, es posible encontrar momentos positivos en la parte superior, inferior y paredes en la horizontal de la sección transversal.

Se muestran de la misma forma, las distribuciones de esfuerzos axiales y de momento, aplicando los métodos cinemáticos y dinámico, pero ahora aplicando el registro de Santa Lucía E-O en la Figura 7.13. Se aprecia, al igual que el caso anterior, que la distribución de esfuerzos para el método cinemático va muy marcada por la desangulación aplicada, como se ve en la Figura 7.13 (a) y Figura 7.13 (c) para esfuerzo axial y de momento respectivamente. Sin embargo, al tener una

desangulación aplicada diferente, esta genera esfuerzos en el revestimiento diferente, pero en las mismas zonas del revestimiento.

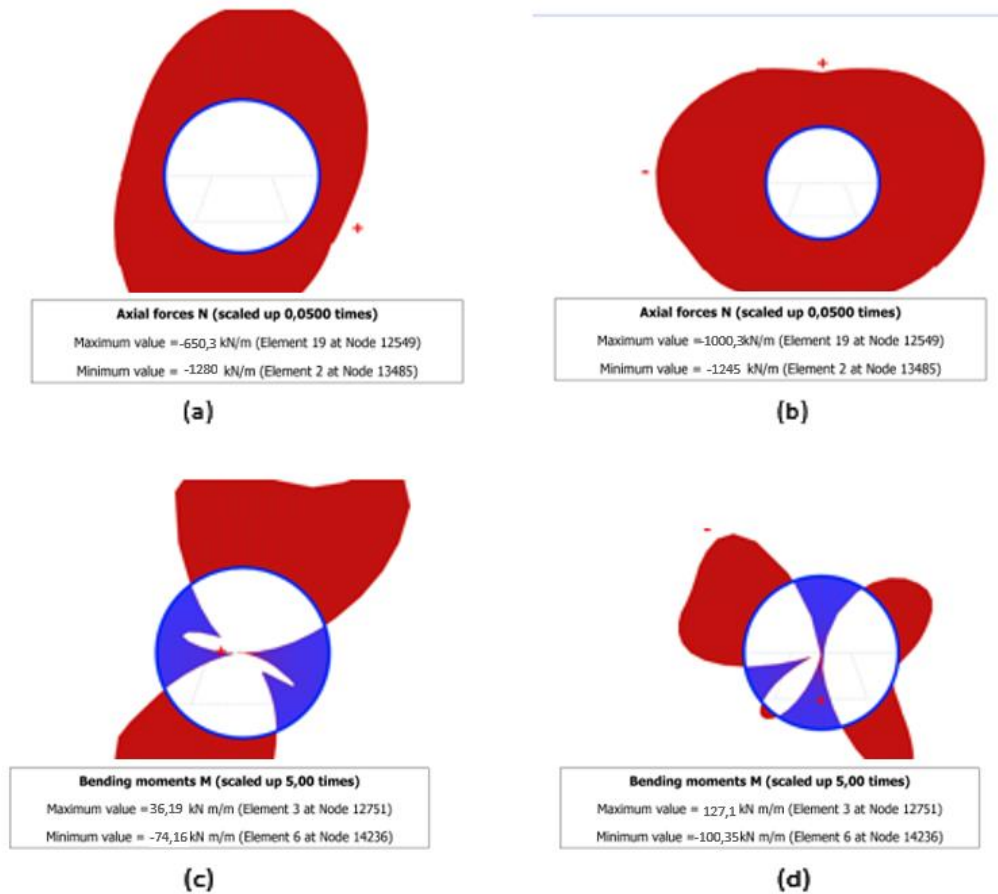


Figura 7.13: Suelo tipo C, Registro Santa Lucía E-O (a) Diagrama Axial Método Cinemático (b) Diagrama Axial Método Dinámico (c) Diagrama de Momento Método Cinemático (d) Diagrama de Momento Método Dinámico.

Mientras que para el método dinámico en la Figura 7.13 (b) y Figura 7.13 (d), se puede ver que tiene una distribución más uniforme. Con las máximos y mínimos ubicados en zonas del revestimiento diferentes. Para el caso del esfuerzo de momento, si bien este presenta el mínimo en el mismo sector que el del método cinemático, es posible visualizar que además existen momentos positivos en la parte superior, inferior y en horizontal de la sección transversal.

Con el registro de Santa Lucía N-S, se realiza el mismo proceso viendo la distribución de esfuerzos para ambos casos de modelación, como se muestra en la Figura 7.14.

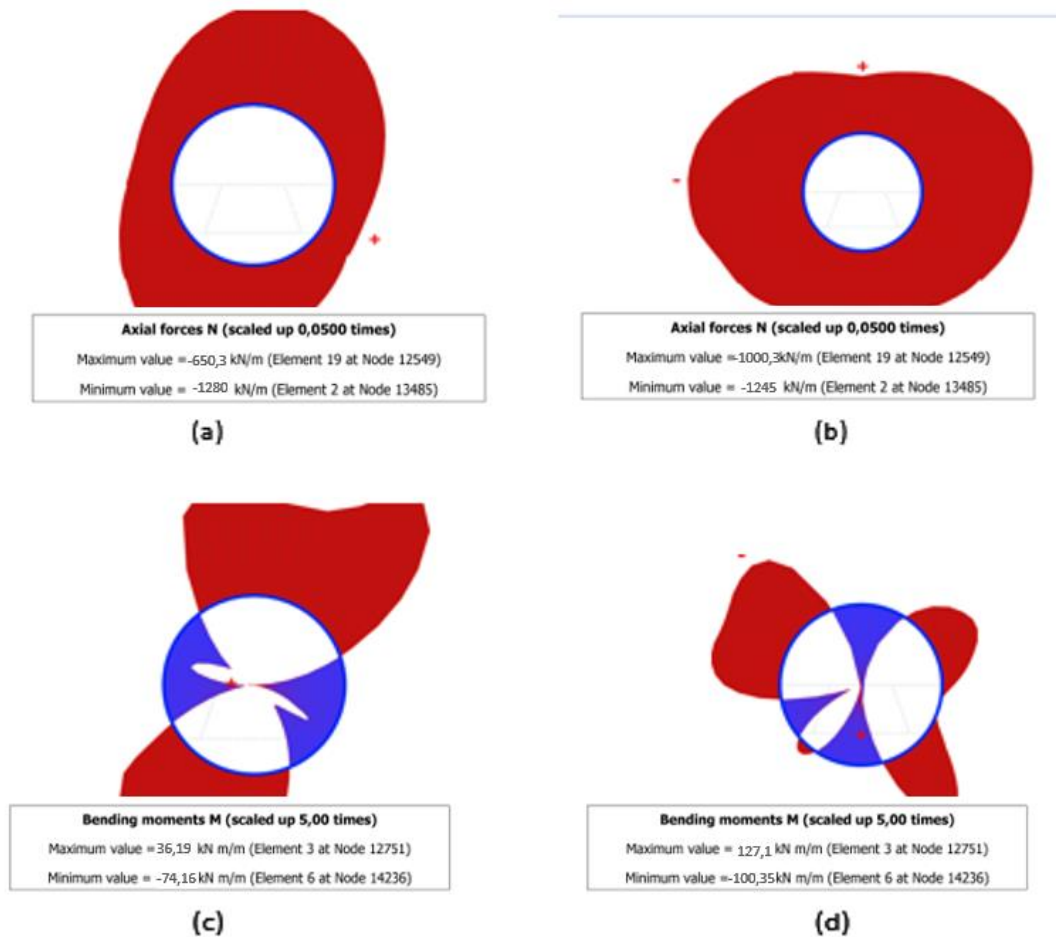


Figura 7.14: Suelo tipo C, Registro Santa Lucía N-S (a) Diagrama Axial Método Cinemático (b) Diagrama Axial Método Dinámico (c) Diagrama de Momento Método Cinemático (d) Diagrama de Momento Método Dinámico.

Los resultados del método cinemático nuevamente presentan una distribución bien marcada por la desangulación aplicada al estrato de suelo, encontrándose para el caso del esfuerzo axial los mínimos en la diagonal en la cual se desangula el estrato de suelo, ocurre lo mismo para el caso del momento en donde los máximos y mínimos están dados por la desangulación aplicada.

En cambio, en el método dinámico en la Figura 7.14 (b) para esfuerzo axial y Figura 7.14 (d) para el momento, presentan una distribución de esfuerzos diferente. Siendo nuevamente el esfuerzo axial el que presenta una distribución uniforme a lo largo del revestimiento. Mientras que el para el momento, los momentos negativos se presentan en los sectores de $\theta = \frac{\pi}{4}, \frac{3\pi}{4}, \frac{5\pi}{4}, \frac{7\pi}{4}$. Mientras que los momentos positivos se ubican en las zonas de $\theta = 0, \frac{\pi}{2}, \pi, \frac{3\pi}{2}$. Reflejando así que existen puntos críticos, en donde se producen los esfuerzos máximos y puntos de inflexión en donde el momento es igual a cero.

Para el caso del registro de Valparaíso E-O en la Figura 7.15, ocurre exactamente lo mismo. La distribución de los esfuerzos para el método cinemático es muy similar a las anteriores presentadas,

solamente que presenta máximos y mínimos diferentes. En cuanto al momento es similar donde el momento negativo siempre se presenta en la zona superior en la que se genera la desangulación.

Para el caso dinámico el esfuerzo axial vuelve a presentar una distribución relativamente uniforme alrededor del revestimiento, mientras que el momento se comporta de la misma forma con los negativos en las zonas de $\theta = \frac{\pi}{4}, \frac{3\pi}{4}, \frac{5\pi}{4}, \frac{7\pi}{4}$, y momento positivo en las zonas de $\theta = 0, \frac{\pi}{2}, \pi, \frac{3\pi}{2}$. Reflejando, nuevamente, la existencia de puntos críticos, en donde se producen los esfuerzos máximos y puntos de inflexión en donde el momento es igual a cero.

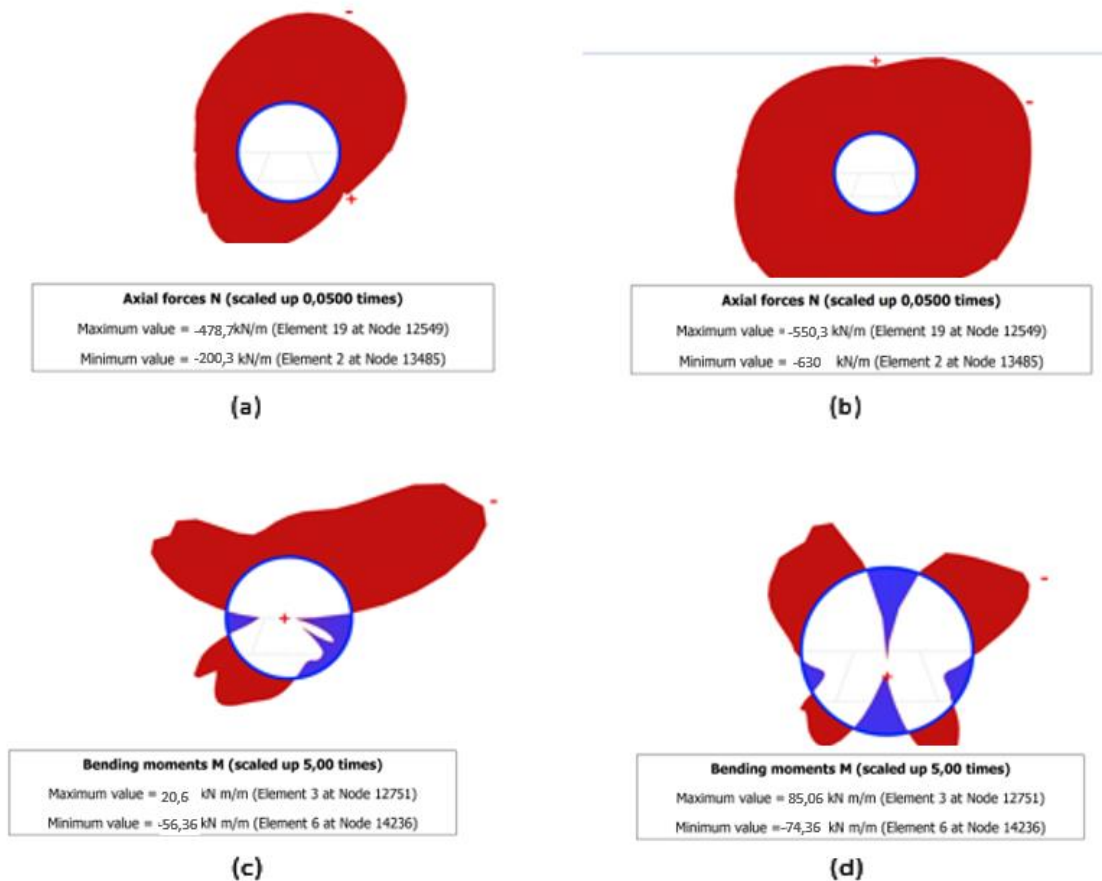


Figura 7.15: Suelo tipo C, Registro Valparaíso UTFSM E-O (a) Diagrama Axial Método Cinemático (b) Diagrama Axial Método Dinámico (c) Diagrama de Momento Método Cinemático (d) Diagrama de Momento Método Dinámico.

En resumen, en la gran mayoría de los casos la distribución de esfuerzos axiales y de momento en el revestimiento del túnel aplicando un método de diseño tiende a tener la misma forma. En el caso del método cinemático, esta distribución viene dada por hacia donde se aplica la desangulación al estrato de suelo. Viéndose más afecta la zona superior con $\theta = \frac{\pi}{4}$, en donde se encuentra el esfuerzo axial máximo y momento negativo mayor. Para el caso del método dinámico, todos los resultados arrojan una distribución axial similar, en donde los valores máximos se encuentran en la parte

superior del túnel. Y para el esfuerzo de momento, es posible encontrar los momentos negativos en las zonas de $\theta = \frac{\pi}{4}, \frac{3\pi}{4}, \frac{5\pi}{4}, \frac{7\pi}{4}$ y momentos positivos en las zonas de $\theta = 0, \frac{\pi}{2}, \pi, \frac{3\pi}{2}$.

7.2.1. Suelo Tipo A

En la Tabla 7.4, Tabla 7.5 y Tabla 7.6, se presentan los resultados de los análisis cinemático y dinámico para los 14 registros sísmicos utilizados, para cada tipo de suelo. Para cada registro se muestra su duración en segundos y su PGA. Para los esfuerzos axiales se muestra el valor máximo de compresión presente en el revestimiento del túnel, el lugar donde se producen se muestra en las Figuras anteriores en la distribución de esfuerzos, al igual que el de los momentos.

Tabla 7.4: Resultados de esfuerzos máximos en revestimiento de túnel al aplicar métodos de análisis sísmico. Suelo Tipo A.

Registro Sísmico	Duración [seg]	PGA	CINEMATICO		DINAMICO	
			N [kN/m]	M [kN-m/m]	N [kN/m]	M [kN-m/m]
VALPARAISO UTFSM E-O	75	0,095	-182,7	-2,468	-240	15
MELADO E-O	90	0,113	-245	-2,85	-263	17
ROBLE N-S	200	0,132	-181,1	-2,614	-281,1	18,5
MELADO N-S	90	0,138	-219,7	-2,7	-319,7	18,6
CONVENTO VIEJO N-S	300	0,141	-198,8	-2,416	-298,8	18,4
TORTOLAS N-S	300	0,142	-205	-2,723	-305	18,9
TORTOLAS E-O	300	0,164	-236,9	-2,823	-336,9	20,9
RAPEL E-O	90	0,18	-212,2	-2,747	-312,2	21
ROBLE E-O	200	0,182	-273	-2,723	-373	21,1
CONVENTO VIEJO E-O	300	0,186	-212,2	-2,312	-220	21,3
RAPEL N-S	90	0,195	-219,7	-2,77	-319,7	20,9
SANTA LUCIA N-S	150	0,224	-196,6	-2,654	-294	22,3
VALPARAISO UTFSM N-S	75	0,3	-170,4	-2,513	-270,4	23,4
SANTA LUCIA E-O	150	0,32	-227,9	-2,797	-250	23,7

Además, se grafican los resultados del esfuerzo axial para el suelo tipo A, comparando ambos métodos de análisis, cinemático en el eje de las abscisas y dinámico en el eje de las ordenadas,

mostrados en la Figura 7.16. Por otro lado, se agrega una línea 1:1 para ver como se relacionan estos resultados.

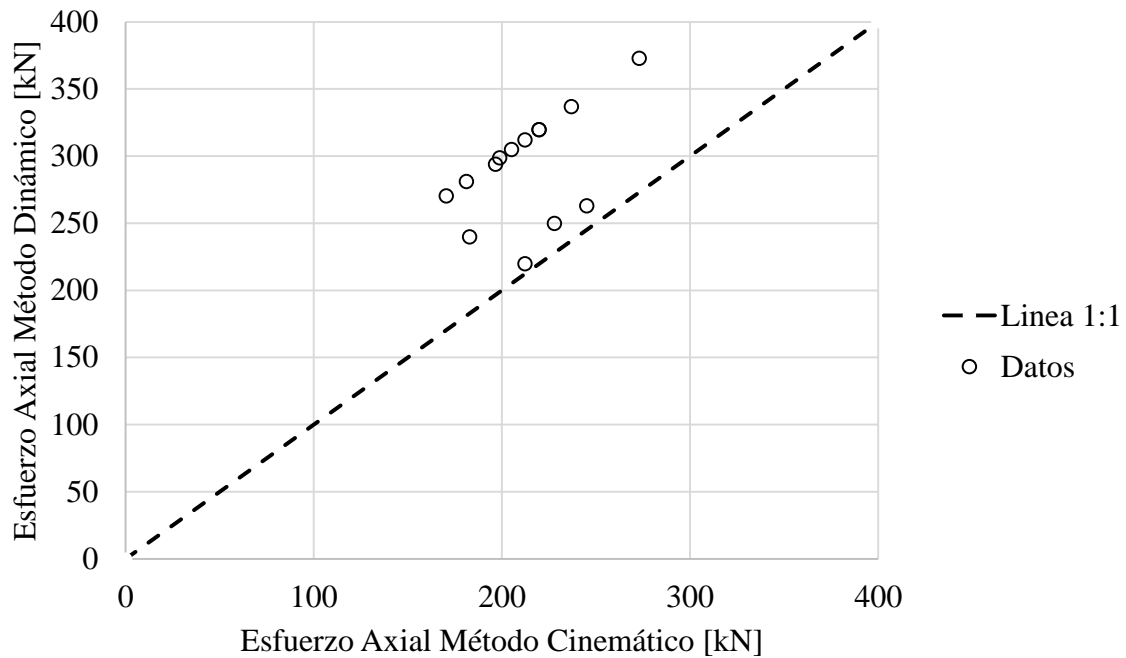


Figura 7.16: Comparación de resultados para esfuerzo axial para ambos métodos de análisis sísmicos en suelo tipo A.

Es posible notar que los resultados de los esfuerzos axiales son en su totalidad mayores, en aproximadamente un 30%, para el caso dinámico. Sin embargo, es necesario destacar que para al menos tres registros dan resultados muy parecidos para ambos métodos de análisis.

Se realiza el mismo tipo de gráfico, pero ahora para el caso del esfuerzo de los momentos, el cual se presenta en la Figura 7.17. A partir de este, es posible notar que la magnitud de los momentos máximos para el caso dinámico es ampliamente mayor que para el caso cinemático. Esto puede deberse a la pequeña desangulación aplicada con el método cinemático, debido a la gran rigidez del suelo tipo A (Roca).

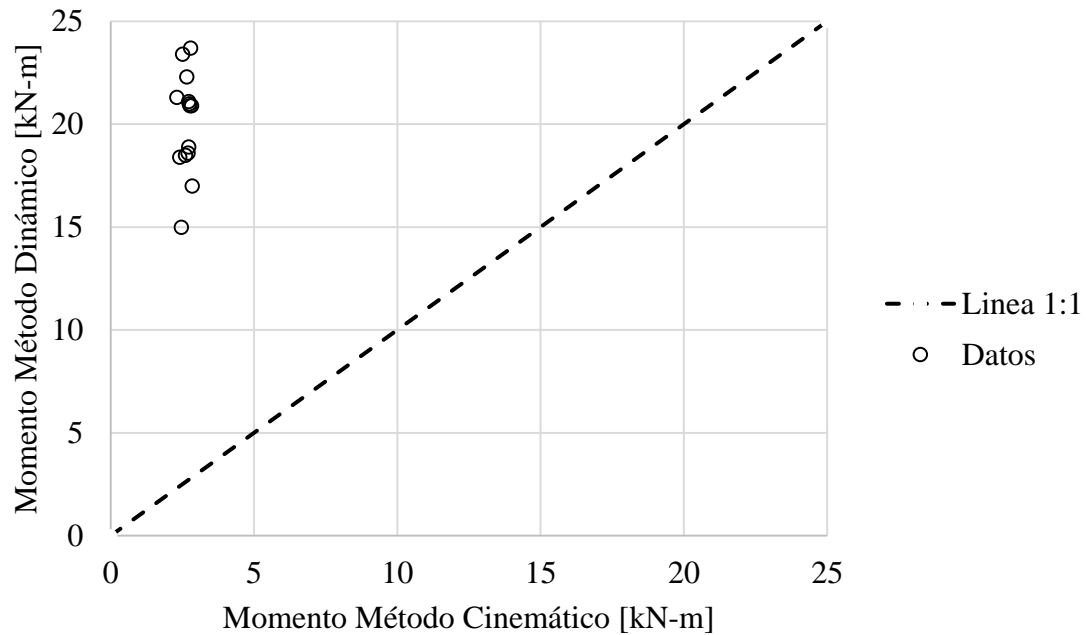


Figura 7.17: Comparación de resultados de momentos para ambos métodos de análisis sísmicos en suelo tipo A.

Los momentos a partir del método cinemático están por el orden de los 2.5 [kN-m] en promedio, mientras que los momentos a partir del método dinámico se encuentran por el orden de los 17 [kN-m]. Esto viene dado por las pocas deformaciones producidas debido a la rigidez tanto del revestimiento como del suelo.

7.2.2. Suelo Tipo C

En la Tabla 7.5 se presentan los resultados de los análisis cinemático y dinámico para los 14 registros sísmicos utilizados, para el suelo tipo C. Para cada registro se muestra su duración en segundos y su PGA. Para los esfuerzos axiales se muestra el valor máximo de compresión presente en el revestimiento del túnel, el lugar donde se producen se muestra en las Figuras anteriores en la distribución de esfuerzos, al igual que el de los momentos.

Tabla 7.5: Resultados de esfuerzos máximos en revestimiento de túnel al aplicar métodos de análisis sísmico. Suelo Tipo C.

Registro Sísmico	Duración [seg]	PGA	CINEMATICO		DINAMICO	
			N [kN/m]	M [kN-m/m]	N [kN/m]	M [kN-m/m]
VALPARAISO UTFSM E-O	75	0,095	-478,7	-56	-630	85,06
MELADO E-O	90	0,113	-798,7	-61,19	-647,3	91,19
ROBLE N-S	200	0,132	-905,2	-63,73	-669,4	85,4
MELADO N-S	90	0,138	-525,9	-56,42	-670,1	86,42
CONVENTO VIEJO N-S	300	0,141	-798,7	-61,19	-759,3	91,19
TORTOLAS N-S	300	0,142	-865,8	-62,87	-820,5	92,87
TORTOLAS E-O	300	0,164	-798,7	-61,19	-835,6	91,19
RAPEL E-O	90	0,18	-649,9	-58,1	-734,5	88,1
ROBLE E-O	200	0,182	-701,3	-59,11	-801,3	89,11
CONVENTO VIEJO E-O	300	0,186	-715,8	-59,09	-759,56	74,38
RAPEL N-S	90	0,195	-768	-60,45	-790,67	100,45
SANTA LUCIA N-S	150	0,224	-1280	-74,16	-1245,5	127,1
VALPARAISO UTFSM N-S	75	0,3	-502,3	-56,21	-798,5	120,6
SANTA LUCIA E-O	150	0,32	-726,4	-59,35	-789,4	91,46

Además, se grafican los resultados del esfuerzo axial para el suelo tipo C, comparando ambos métodos de análisis, cinemático en el eje de las abscisas y dinámico en el eje de las ordenadas, mostrados en la Figura 7.15. Por otro lado, se agrega una línea 1:1 para ver cómo se relacionan estos resultados.

En cuanto al esfuerzo axial en el suelo tipo C, se puede notar en la Figura 7.18 que existe una relación más estrecha entre los resultados de ambos métodos, ya que están más cercanos a la línea 1:1. Sin embargo, existe una tendencia en los resultados que dan cuenta que los resultados del método dinámico siguen siendo mayores que los resultados con el método cinemático.

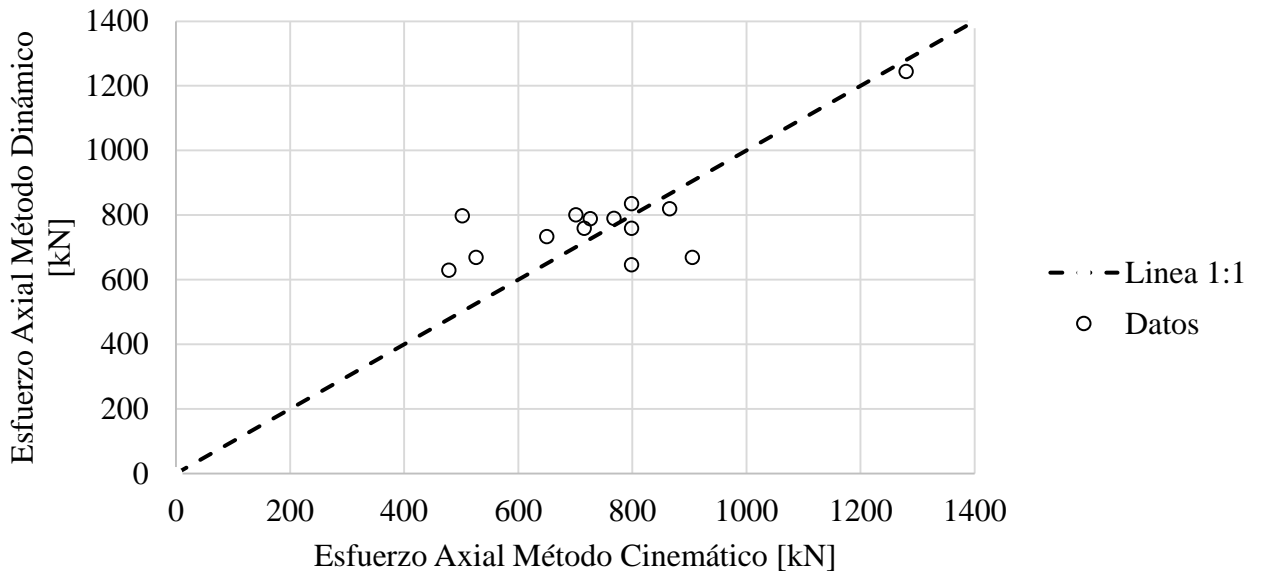


Figura 7.18: Comparación de resultados para esfuerzo axial para ambos métodos de análisis sísmicos en suelo tipo C.

Según los registros utilizados, estos dan a ver que no existe una relación entre la duración del sismo y los esfuerzos encontrados. Por otro lado, se ve en la Tabla 7.4 una relación directamente proporcional entre el PGA de los registros y el valor que se obtienen esfuerzos máximos.

Se realiza el mismo proceso, pero ahora para el esfuerzo de momento máximo, como se ve en la Figura 7.19. Donde se puede ver claramente que al igual que en el suelo tipo A, los momentos máximos obtenidos para el análisis dinámico son mayores.

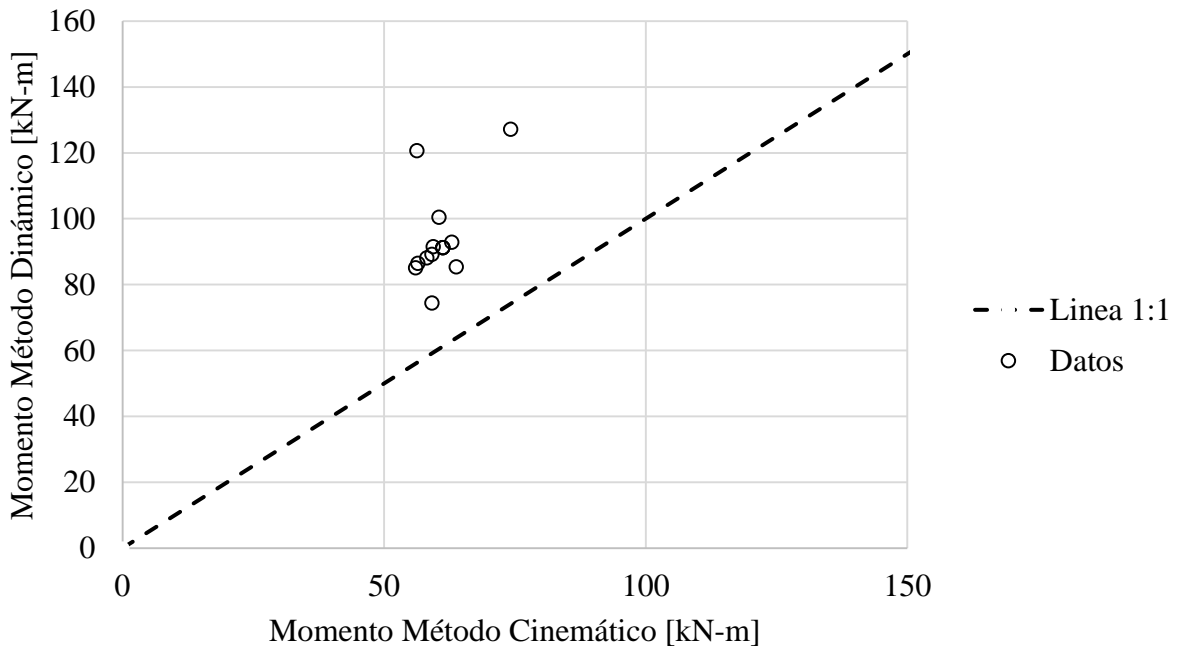


Figura 7.19: Comparación de resultados para esfuerzo de momentos para ambos métodos de análisis sísmicos en suelo tipo C.

Otra vez, es posible ver que la mayoría de los resultados dinámicos son aproximadamente un 50% mayores que los resultados de los modelos cinemáticos. Sin embargo, existen casos en los cuales los resultados dinámicos resultan ser aún más grandes. Esto puede deberse a los PGA de los registros y como es el movimiento fuerte de los sismos.

7.2.3. Suelo Tipo E

En la Tabla 7.6 se presentan los resultados de los análisis cinemático y dinámico para los 14 registros sísmicos utilizados, para el suelo tipo E. Para cada registro se muestra su duración en segundos y su PGA. Para los esfuerzos axiales se muestra el valor máximo de compresión presente en el revestimiento del túnel, el lugar donde se producen se muestra en las Figuras anteriores en la distribución de esfuerzos, al igual que el de los momentos.

Tabla 7.6: Resultados de esfuerzos máximos en revestimiento de túnel al aplicar métodos de análisis sísmico. Suelo Tipo E.

Registro Sísmico	Duración [seg]	PGA	CINEMATICO		DINAMICO	
			N [kN/m]	M [kN-m/m]	N [kN/m]	M [kN-m/m]
VALPARAISO UTFSM E-O	75	0,095	-310,5	-89,16	-738,9	-100
MELADO E-O	90	0,113	-338,7	-95,97	-1338,7	-170
ROBLE N-S	200	0,132	-322,1	-91,9	-1322,1	-136,87
MELADO N-S	90	0,138	-329	-93,79	-1329	-133,79
CONVENTO VIEJO N-S	300	0,141	-378,1	-104	-1378,1	-140
TORTOLAS N-S	300	0,142	-329	-93,79	-1329	130,85
TORTOLAS E-O	300	0,164	-389,3	-105,8	-1389,3	-145,8
RAPEL E-O	90	0,18	-357	-100,4	-1357	141,2
ROBLE E-O	200	0,182	-360,1	-100,9	-1360,1	-140,9
CONVENTO VIEJO E-O	300	0,186	-410,5	-108,8	-1500	-152,4
RAPEL N-S	90	0,195	-453,9	-113,4	-1453,9	-153,4
SANTA LUCIA N-S	150	0,224	-412,4	-109,2	-975	-149,2
VALPARAISO UTFSM N-S	75	0,3	-306,3	-87,91	-1506,3	-137,65
SANTA LUCIA E-O	150	0,32	-518	-120,9	-1718	-160,9

Como sucede con los resultados de los suelos A y C, nuevamente hay una tendencia en la cual los resultados del método dinámico resultan ser mayores que los obtenidos con el método cinemático.

Además, el valor de los esfuerzos máximos, tanto axiales como de momento, ha aumentado a medida que el suelo va empeorando su calidad, como lo es en este caso el suelo tipo E.

En la Figura 7.120 se grafican los resultados, de esfuerzos axiales, obtenidos a través de ambos métodos de diseño sísmico. En la cual es posible observar que la relación entre los resultados de ambos métodos cada vez va creciendo, llegando a ser aproximadamente tres veces más grande, si se compara con los resultados de los suelos A y C.

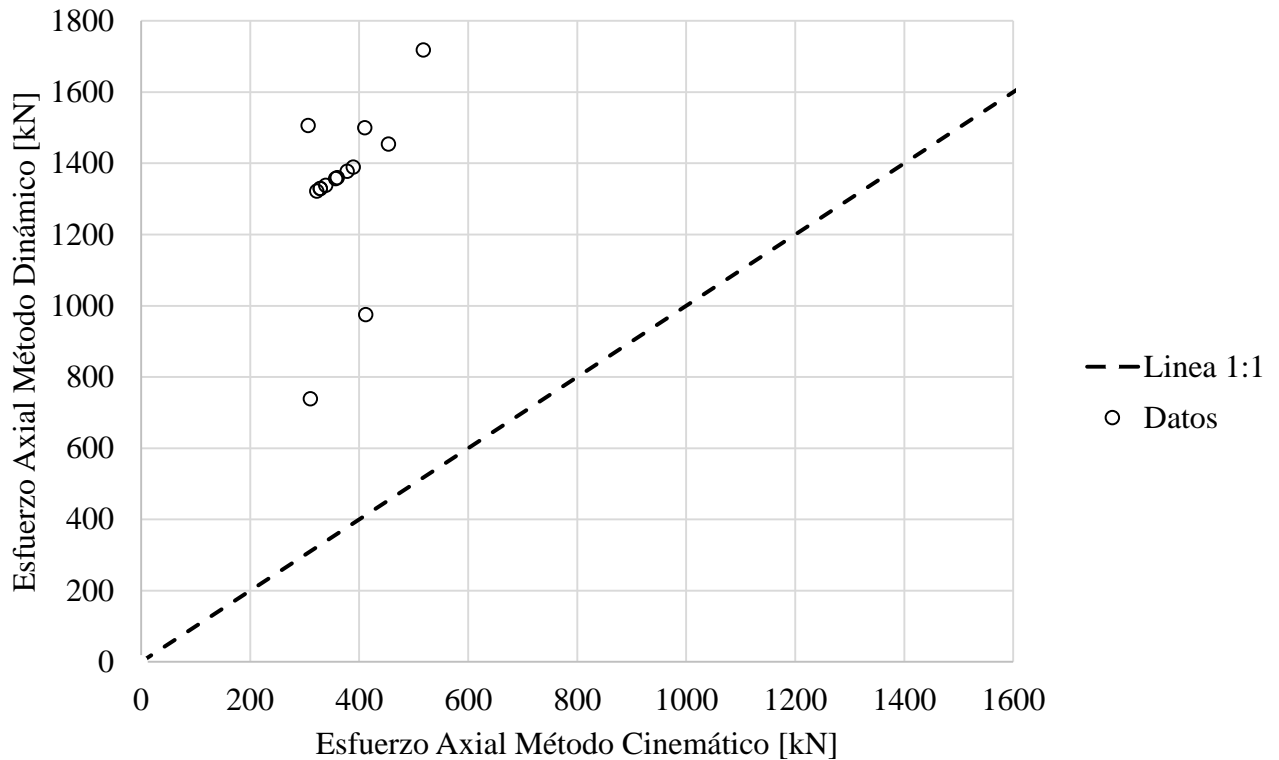


Figura 7.20: Comparación de resultados para esfuerzo axiales máximos para ambos métodos de análisis sísmicos en suelo tipo E.

Es posible ver también, que como sucede en los gráficos anteriores, la existencia de resultados que se alejan de este promedio. Posiblemente debido a la duración del movimiento fuerte del registro o al PGA del mismo.

Se realiza el mismo procedimiento, pero esta vez para los resultados de los momentos máximos, siendo los resultados del método dinámico otra vez los mayores, como se puede ver en la Figura 7.21.

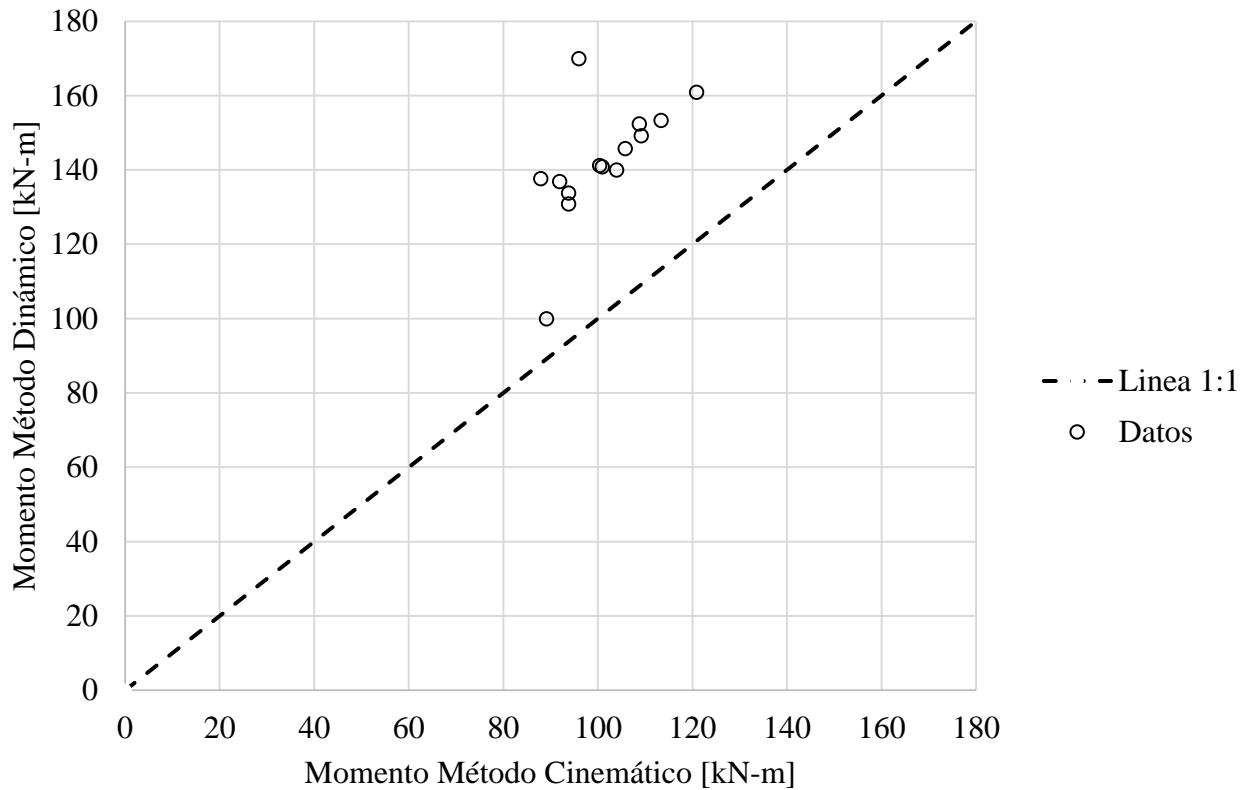


Figura 7.21: Comparación de resultados para esfuerzos de momento máximos para ambos métodos de análisis sísmicos en suelo tipo E.

La relación entre los momentos máximos para los resultados del suelo tipo E es relativamente parecida. Siendo los resultados del método dinámico un 50% mayor a los resultados del método cinemático. Además, es posible apreciar la existencia de un momento máximo de 170 [kN-m] para el revestimiento del túnel, siendo este momento el más grande registrado para los catorce registros sísmicos en una primera instancia.

7.3. Parámetros S_{mi} y β_{tot}

En esta sección, se da cuenta de la obtención de los valores S_{mi} y β_{tot} , necesarios para la elaboración de las curvas de fragilidad, los cuales fueron descritos en el Capítulo 6. La metodología, se basa en la construcción del diagrama de los índices de daño calculados versus PGA en la superficie del suelo a partir de los resultados del análisis incremental dinámico.

El diagrama, para la obtención del valor S_{mi} , se estima mediante análisis de regresión lineal de los resultados obtenidos, considerando el logaritmo natural del índice de daño $\ln(DI)$ como la variable dependiente y PGA como la variable independiente. Este proceso se realiza para los suelos A, C y E, aplicando el análisis dinámico incremental hasta llegar a un valor de 1 [g]. Además, se realiza este gráfico para los esfuerzos axiales y de momento, los cuales se presentan a continuación.

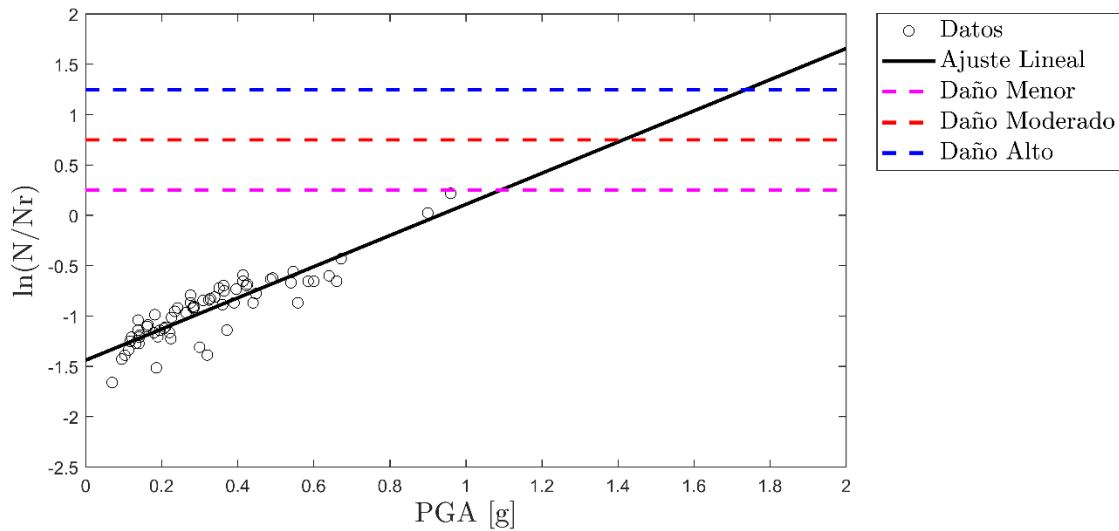


Figura 7.22: Obtención de valor S_{mi} para esfuerzo Axial en suelo tipo A.

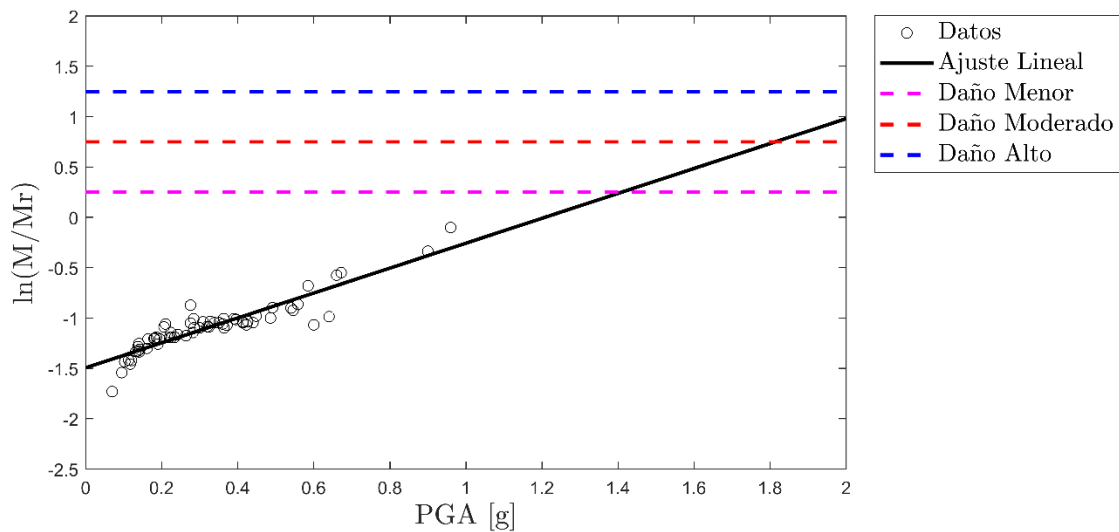


Figura 7.23: Obtención de valor S_{mi} para esfuerzo de Momento en suelo tipo A.

En la Figura 7.22 y Figura 7.23, se muestran los estados de daños, definidos por rectas horizontales según los valores expuestos en la Tabla 6.1 y Tabla 6.2, por otro lado, se muestran también los resultados de los esfuerzos axiales y de momento, obtenidos a partir del modelamiento en Plaxis representados como círculos. Y por último se muestra la regresión lineal que mejor se adapta a los resultados. A partir de esta Figura, el valor S_{mi} viene dado según la intersección de la regresión lineal de los datos con las rectas horizontales de los estados de daño. Entonces, el valor S_{mi} será el valor de la intersección, proyectado en el eje x para cada estado de daño, por lo cual el valor de S_{mi} viene dado en unidades de [g].

Este mismo proceso es realizado para el suelo tipo C, en la cual es posible ver en la Figura 7.24 y Figura 7.25 que la regresión lineal se va acercando al eje de las ordenadas, por lo tanto, la

intersección entre la regresión lineal y las rectas de los estados de daños se produce antes para un mismo valor de PGA.

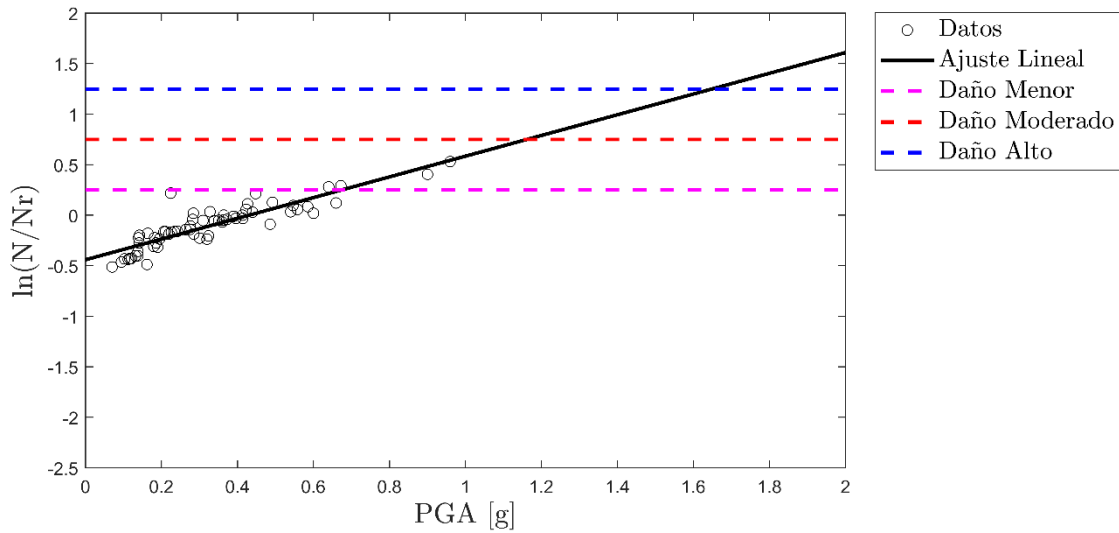


Figura 7.24: S_{mi} para esfuerzo Axial en suelo tipo C.

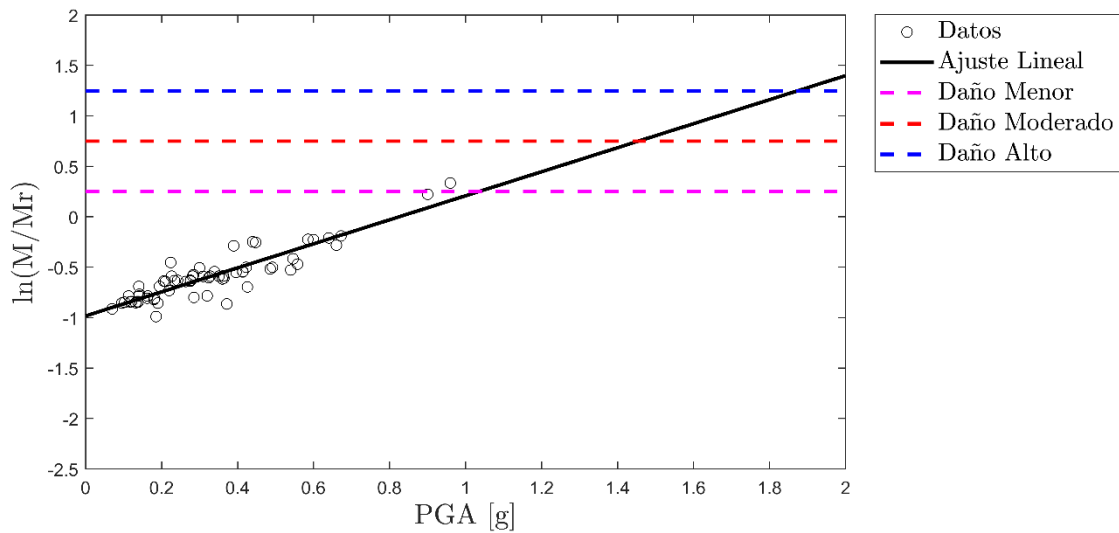


Figura 7.25: S_{mi} para esfuerzo de Momento en suelo tipo C.

Concordando con lo esperado, debido a que se espera que, al pasar de un suelo rígido a uno menos rígido, el revestimiento en éste último se dañe antes frente a la acción sísmica. Como se puede ver en los valores de S_{mi} en la Tabla 7.7, para el caso de los esfuerzos axiales y en la Tabla 7.8 para el caso de los esfuerzos de momento.

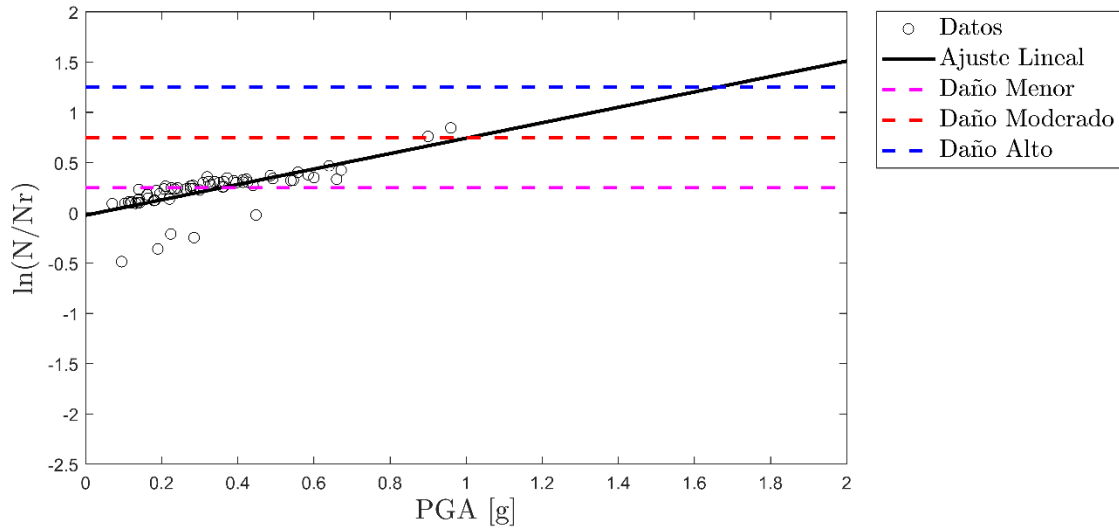


Figura 7.26: S_{mi} para esfuerzo Axial en suelo tipo E.

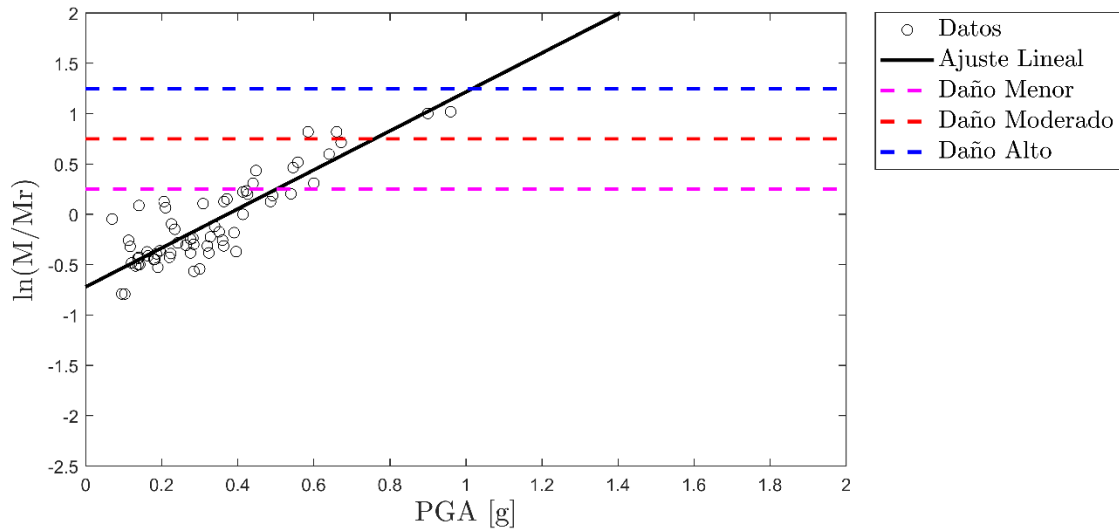


Figura 7.27: S_{mi} para esfuerzo de Momento en suelo tipo E.

La Figura 7.26 y Figura 7.27 reafirman lo ocurrido con los otros dos suelos, donde se pasa de un suelo rígido a uno menos rígido. La intersección de la regresión lineal con las rectas de los estados de daño se produce a un valor de PGA menor. Es necesario destacar de igual forma que para el suelo tipo E, la regresión lineal realizada a partir de los resultados posee una pendiente mayor, la cual hace que el valor de S_{mi} sea menor.

Se realizan la Tabla 7.7 y Tabla 7.8, donde se resumen los valores de S_{mi} para los tres tipos de suelos de acuerdo con sus respectivos estados de daño y los esfuerzos en el revestimiento como resultado de la modelación.

Tabla 7.7: Valores de S_{mi} para esfuerzo Axial.

Estado de Daño	S_{mi} Suelo tipo A [g]	S_{mi} Suelo tipo C [g]	S_{mi} Suelo tipo E [g]
Menor	1.1	0.7	0.39
Moderado	1.42	1.19	1.78
Alto	1.73	1.63	2

Tabla 7.8: Valores de S_{mi} para esfuerzo de Momento.

Estado de Daño	S_{mi} Suelo tipo A [g]	S_{mi} Suelo tipo C [g]	S_{mi} Suelo tipo E [g]
Menor	1.41	1.2	0.5
Moderado	1.78	1.45	0.79
Alto	2	1.79	1.1

A partir de estos valores de S_{mi} para los resultados de esfuerzos axiales y de momentos, se puede apreciar que:

1. Para el esfuerzo axial, el valor de S_{mi} va decreciendo a medida que se pasa del suelo tipo A al suelo tipo E.
2. Para el esfuerzo axial, la relación en la cual decrece el valor de S_{mi} según el estado de daño es de 0.3 [g] para el suelo tipo A, 0.4 [g] para el suelo tipo C y 0.4 [g] para el suelo tipo E.
3. Para los resultados de los esfuerzos de momentos máximos presentes en el revestimiento, al igual que para el esfuerzo axial, el valor de S_{mi} decrece a medida que se pasa del suelo tipo A al suelo tipo E.
4. El valor de S_{mi} , para los resultados de momentos máximos, según el estado de daño es de 0.3 [g] para el suelo tipo A, 0.25 [g] para el suelo tipo C y 0.3 [g] para el suelo tipo E.

Tabla 7.9 Desviación estándar de los resultados para cada tipo de suelo y esfuerzo analizado.

Esfuerzo	Tipo de suelo	β_{tot}
Axial	A	0.5
Axial	C	0.55
Axial	E	0.6
Momento	A	0.52
Momento	C	0.55
Momento	E	0.7

Además, si bien se realiza el análisis dinámico incremental hasta un valor de 1[g], es posible notar que la intersección con los estados de daño Medio y Extenso en algunos casos se produce para valores de PGA mayores. Esta extrapolación es debida a que, en un principio, al modelar, no se tiene conocimiento de cómo se va a comportar el revestimiento del túnel con respecto al suelo en el cual es construido, resultando en variaciones estándares de hasta 0.7 para los resultados de momentos según la Tabla 7.9.

7.4. Curvas de Fragilidad

La fragilidad de un túnel está relacionada con su vulnerabilidad sísmica y se puede cuantificar mediante curvas de fragilidad. Las curvas de fragilidad se definen como la representación gráfica de la función de distribución acumulada, de la probabilidad de alcanzar o exceder un estado de daño límite específico, dada una respuesta estructural, ante una acción sísmica determinada.

A partir de los parámetros S_{mi} y β_{tot} , de la sección anterior, se obtienen los coeficientes necesarios, junto con los resultados de los modelos con registros escaldados, para elaborar las curvas de fragilidad, las cuales son presentadas para cada tipo de suelo a continuación.

Para el suelo tipo A, se generan las curvas de fragilidad, como se ve en la Figura 7.28, indicando cada curva un estado de daño, menor moderado y alto. Si bien, se define un estado de daño de colapso, este no se alcanza con los resultados obtenidos, por lo que no se muestra. A partir de estas curvas es posible identificar la probabilidad de que el túnel modelado, frente a los registros sísmicos, tenga un cierto desempeño estructural.

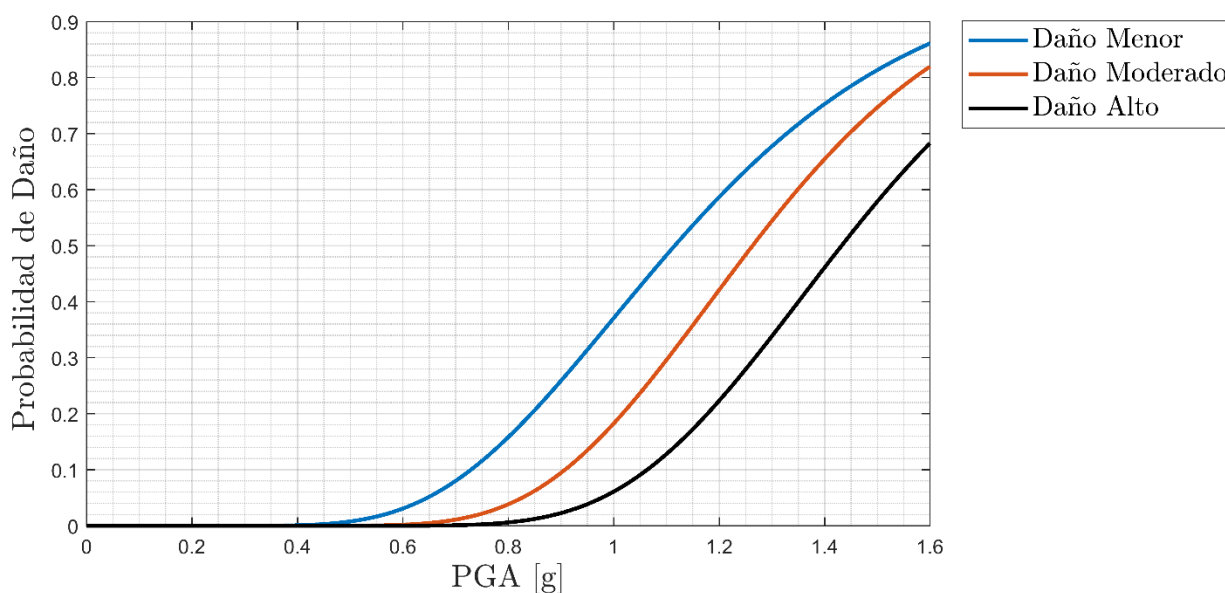


Figura 7.28: Curva de fragilidad para túnel en suelo tipo A.

Como se aprecia en la Figura 7.28, las curvas de estados de daños surgen a partir de un nivel de PGA de 0.4 [g] para el daño menor, 0.6 [g] para el daño moderado y 0.8 [g] para el daño alto, lo cual es significativamente elevado a partir de un sismo. Esto conlleva a que las probabilidades de que el túnel tenga algún daño es prácticamente 0% para valores inferiores a 0.4 [g]. Todo esto debido a que el túnel se encuentra construido en el suelo tipo A, roca buena, que prácticamente no sufre alteraciones debido al paso de las ondas sísmicas.

Dada una acción sísmica, las matrices de probabilidad de daño se obtienen a partir de las curvas de fragilidad correspondientes. Para esto es necesario entrar en las curvas de fragilidad con el parámetro que representa la respuesta estructural y obtener las probabilidades correspondientes a cada estado de daño. Por lo que la probabilidad de ocurrencia para cada estado de daño se define como:

$$P[ds_i / PGA] = P(ds_i / PGA) - P(ds_{i+1} / PGA) \quad (7.1)$$

A partir de la ecuación 7.1 y la Figura 7.28, se genera la matriz de probabilidad para la respuesta del túnel en el suelo tipo A para diferentes valores de PGA, como se observa en la Tabla 7.10.

Tabla 7.10: Matriz de probabilidad de daño para el túnel construido en suelo tipo A para diferentes valores de PGA.

PGA	Valores de Probabilidad de daño			
	Estados de daño			
	Sin Daño	Daño Menor	Daño Moderado	Daño Alto
0,1	1	0	0	0
0,2	1	0	0	0
0,3	1	0	0	0
0,4	1	0	0	0
0,5	0,98	0,02	0	0
0,6	0,96	0,04	0	0
0,7	0,9	0,08	0,02	0
0,8	0,85	0,11	0,03	0,01
0,9	0,75	0,15	0,08	0,02
1	0,65	0,15	0,14	0,06

En la Tabla 7.10 se observa que la probabilidad de que el túnel sufra algún tipo de daño es prácticamente cero para valores de PGA menores a 0.5 [g]. A partir de este valor, la probabilidad de que sufra algún tipo de daño menor es bastante baja, pero va incrementando desde 2% para PGA 0.5 [g] hasta 15% para 1 [g].

Por otro lado, la probabilidad de que el túnel sufra un daño moderado comienza a partir de 0.7 [g] con un 2% de ocurrencia y va aumentando progresivamente hasta un 14% para el PGA de 1 [g]. De manera análoga, el daño alto es probable que aparezca a los 0.8 [g] con una probabilidad de ocurrencia igual a 1%, lo cual es bastante bajo y con un PGA de valor muy elevado, lo cual coincide con la realidad actual de los túneles (Metro de Santiago, 2010).

Es necesario destacar que las probabilidades de los estados de daño para un mismo valor de PGA van disminuyendo a medida que el daño sufrido aumenta. Como, por ejemplo para un valor de PGA igual a 0.8 [g], la probabilidad de que sufra daño menor es de 11%, 3% de daño moderado y finalmente un 1% para el daño alto. Lo cual es representativo de la realidad, primero por la calidad del suelo en el que está el túnel y segundo por los resultados obtenidos a partir de los modelos.

Se realiza el mismo tratamiento a los resultados del modelamiento del túnel, pero para el suelo tipo C. A partir de esto, se genera la curva de fragilidad como se observa en la Figura 7.29. A simple vista ya es posible apreciar un desplazamiento hacia la izquierda, comparado con la Figura 7.28, lo cual es atribuible a la calidad del suelo en el cual está ahora el túnel.

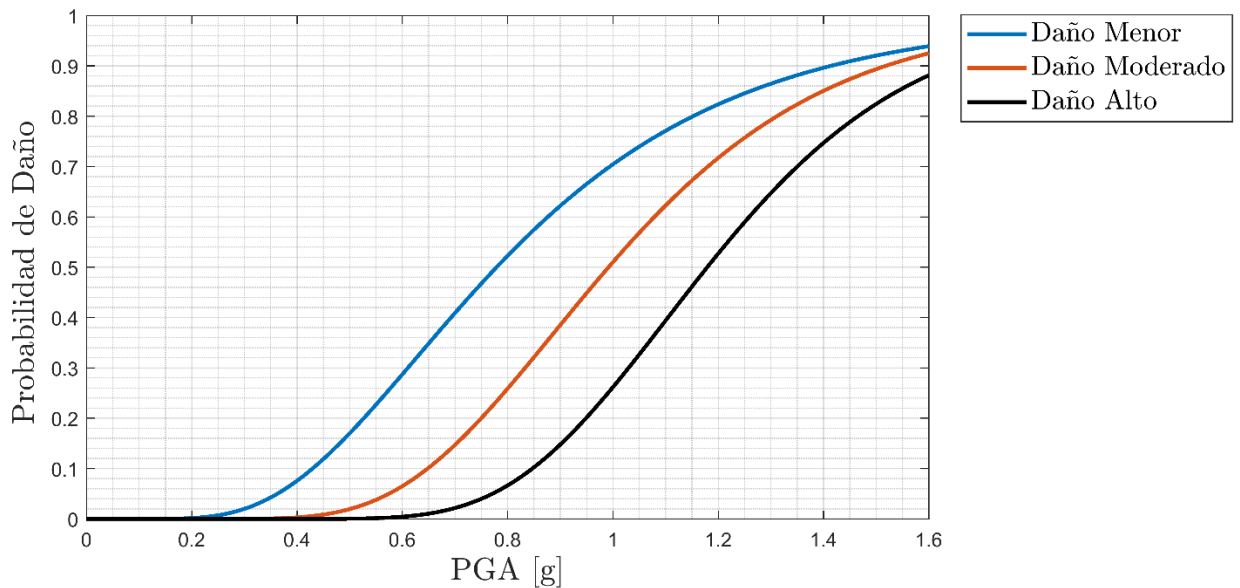


Figura 7.29: Curva de fragilidad para túnel en suelo tipo C.

Por lo tanto, es esperable que las probabilidades de estar en un estado de daño aumenten para un mismo valor de PGA. Del mismo modo, aplicado la ecuación 7.1 y usando la Figura 7.29, se genera la matriz de probabilidad para la respuesta del túnel en el suelo tipo C para diferentes valores de PGA, como se observa en la Tabla 7.10.

Es posible ver al instante que el valor de PGA al cual es probable que empiece a sufrir daño es 0.3 [g] es cual es menor comparado con el 0.5 [g] que presenta para el caso del suelo tipo A. Por otro lado, analizando el daño menor se puede observar que la probabilidad de estar en este estado de daño va aumentando desde un 2% en 0.3 [g] hasta alcanzar un peak en 0.7 [g] con un 29% de ocurrencia, y finalmente disminuye hasta alcanzar un 18% a un PGA igual a 1 [g].

En cuanto al estado de daño menor, este comienza a alcanzarse a un PGA de 0.5 [g] con una probabilidad de ocurrencia de 2% y va aumentando progresivamente hasta un 27 % de ocurrencia a un PGA de 1 [g]. Por último, es probable alcanzar el estado de daño alto a un PGA de 0.7 [g] con una probabilidad de 2% y esta incrementa hasta un 25% para el PGA de 1 [g],

Tabla 7.11: Matriz de probabilidad de daño para el túnel construido en suelo tipo C para diferentes valores de PGA.

PGA	Valores de Probabilidad de daño			
	Estados de daño			
	Sin Daño	Daño Menor	Daño Moderado	Daño Alto
0,1	1	0	0	0
0,2	1	0	0	0
0,3	0,98	0,02	0	0
0,4	0,9	0,1	0	0
0,5	0,8	0,18	0,02	0
0,6	0,72	0,22	0,06	0
0,7	0,58	0,29	0,11	0,02
0,8	0,5	0,24	0,2	0,06
0,9	0,38	0,22	0,25	0,15
1	0,3	0,18	0,27	0,25

Es necesario destacar a partir de la Tabla 7.11 que, para los modelos realizados en el suelo tipo C, el daño moderado es el que predomina a PGA's de 0.8 [g] en adelante, debido a que la probabilidad de que el túnel se encuentre en este estado de daño es mayor que en todas las otras. Como por ejemplo, para el PGA de 0.9 [g] el daño menor es probable que se presente con un 22%, el daño moderado muestra un 25% de ocurrencia y el daño alto tiene una probabilidad de 6%.

Por último, se realiza el mismo tratamiento a los resultados del modelamiento del túnel, pero para el suelo tipo E. A partir de esto, se genera la curva de fragilidad como se observa en la Figura 7.30. A simple vista ya es posible apreciar un desplazamiento de las curvas hacia la izquierda, comparado con la Figura 7.28 y Figura 7.29, lo cual es atribuible a la calidad del suelo en el cual está ahora el túnel.

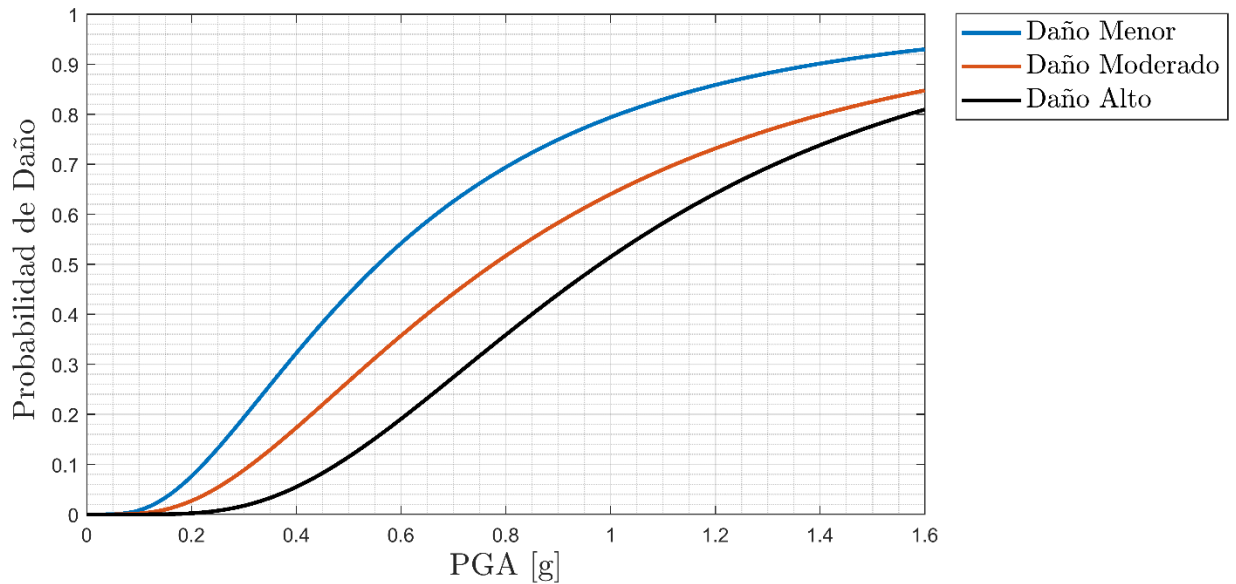


Figura 7.30: Curva de fragilidad para túnel en suelo tipo E.

Por lo tanto, es esperable que las probabilidades de estar en un estado de daño aumenten para un mismo valor de PGA. Del mismo modo, aplicado la ecuación 7.1 y usando la Figura 7.29, se genera la matriz de probabilidad para la respuesta del túnel en el suelo tipo E para diferentes valores de PGA, como se observa en la Tabla 7.12.

Tabla 7.12: Matriz de probabilidad de daño para el túnel construido en suelo tipo E para diferentes valores de PGA.

PGA	Valores de Probabilidad de daño			
	Estados de daño			
	Sin Daño	Daño Menor	Daño Moderado	Daño Alto
0,1	1	0	0	0
0,2	0,92	0,06	0,02	0
0,3	0,8	0,1	0,08	0,02
0,4	0,66	0,16	0,13	0,05
0,5	0,58	0,17	0,15	0,1
0,6	0,45	0,2	0,15	0,2
0,7	0,34	0,2	0,2	0,26
0,8	0,3	0,18	0,17	0,35
0,9	0,24	0,18	0,13	0,45
1	0,2	0,15	0,15	0,5

Es posible ver al instante que el valor de PGA al cual es probable que empiece a sufrir daño es 0.2 [g] es cual es menor comparado con el 0.5 [g] que presenta para el caso del suelo tipo A y 0,3 [g] del suelo tipo C. Por otro lado, analizando el daño menor se puede observar que la probabilidad de estar en este estado de daño va aumentando desde un 6% en 0.2 [g] hasta alcanzar un peak en 0.6

[g] con un 20% de ocurrencia, y finalmente disminuye hasta alcanzar un 15% a un PGA igual a 1 [g].

Es necesario destacar a partir de la Tabla 7.12 que, para los modelos realizados en el suelo tipo E, el daño menor predomina en valores de 0.1 [g] hasta 0.5 [g] mientras que el daño alto es el que predomina a PGA's de 0.5 [g] en adelante, debido a que la probabilidad de que el túnel se encuentre en este estado de daño es mayor que en todas las otras. Como por ejemplo, para el PGA de 0.9 [g] el daño menor es probable que se presente con un 18%, el daño moderado muestra un 13% de ocurrencia y el daño alto tiene una probabilidad de 45%. Representando claramente que siendo el suelo E, el suelo menos rígido dentro de los tres suelos presentados, es el suelo más desfavorable frente a la acción sísmica para la construcción del túnel.

8. Conclusiones y Recomendaciones

8.1. Conclusiones

El software Plaxis es una herramienta útil para la modelación de la construcción de un túnel, no tan solo considerando que es posible poder ir creando un método constructivo definido, sino que también es posible caracterizar e incorporar un revestimiento para el túnel con sus respectivos parámetros en la etapa constructiva deseada.

Considerando los resultados obtenidos a partir de la distribución de esfuerzos en el suelo y revestimiento debido a excavaciones, utilizando el método NATM y posteriormente un método de construcción conservador, se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- El realizar la primera excavación, se ve claramente en todos los suelos que tanto los esfuerzos horizontales como verticales sufren una acomodación, concentrándose principalmente, los máximos en las esquinas del túnel y los mínimos en las -zonas superior e inferior de este.
- Al adherir el revestimiento en la mitad superior de la sección de túnel, los esfuerzos máximos axiales, recordando que el signo negativo indica compresión, se presentan en las zonas del revestimiento que están en contacto con el máximo esfuerzo sentido por el suelo debido a la excavación. Así mismo, los momentos máximos se encuentran en las zonas de máximo esfuerzo axial en el revestimiento del túnel.
- Al realizar excavaciones posteriores a la sección transversal del túnel, el suelo nuevamente sufre un acomodamiento en sus esfuerzos. Esta redistribución de esfuerzos es igual para los tres tipos de suelos estudiados, sólo variando la magnitud presente en estos.
- Los esfuerzos axiales en el revestimiento debido a las excavaciones del túnel sufren un incremento y posterior disminución en ellos a medida que se va excavando hasta llegar al estado de equilibrio en la etapa final de construcción. Lo que hace sentido con como con el método NATM hace que el suelo, a medida que se excava sea un soporte más que ayuda al revestimiento.
- Es posible decir que las curvas de valor absoluto de esfuerzo axial tienen el mismo comportamiento en los tres tipos de suelos, lo que significa que el revestimiento se encuentra trabajando de la misma forma, solamente cambia el esfuerzo que este debe soportar, siendo el suelo tipo E el que mayor esfuerzo axial provoca en el revestimiento, debido a la mayor cantidad de deformaciones que el suelo sufre debido al excavar.
- En cuanto a los momentos, estos al igual que los esfuerzos axiales fueron aumentando debido a la redistribución de esfuerzo (la misma para los diferentes tipos de suelos) alrededor de la excavación hasta llegar al equilibrio en la etapa final. Se debe destacar que los momentos experimentados en el revestimiento para el túnel en el suelo tipo E fueron

los mayores registrados y los menores se obtuvieron en la excavación del túnel en el suelo tipo A, lo que hace ver una relación directa entre la rigidez del suelo y los esfuerzos de momento

- Utilizando el método constructivo conservador para modelar, aplicación de revestimiento y posterior excavación de toda la sección transversal del túnel, se obtienen resultados en los esfuerzos del revestimiento mayores que utilizando el método constructivo NATM para los tres tipos de suelos. Presentándose los mayores aumentos para el revestimiento del túnel en el suelo tipo E. Pero, por otro lado, aplicando este método se puede reducir considerablemente el tiempo de modelación debido a que consta de dos etapas constructivas.

Una vez ya construido el túnel, se aplican los dos métodos de diseño sísmico, cinemático y dinámico a todos los modelos realizados. Obteniéndose resultados de esfuerzos axiales y de momento máximos para todos los modelos realizados con el método dinámico. De acuerdo con los resultados encontrados, el método dinámico, permitiría considerando ciertas limitaciones, estimar un sub-dimensionamiento en los esfuerzos utilizando el método cinemático para este set de registros sísmicos utilizados.

Considerando el análisis de los resultados de esfuerzos, aplicando los métodos de diseño sísmico, en el revestimiento del túnel, se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- Existe diferencias notables en la localización de esfuerzos axiales máximos y de momento máximos entre los dos métodos de diseño sísmico, cinemático y dinámico, en el revestimiento del túnel.
- Se presenta una relación directa entre el PGA de los sismos utilizados y los esfuerzos axiales y de momento máximos obtenidos en el revestimiento del túnel. Es decir, a mayor PGA se obtienen mayores esfuerzos en el revestimiento para los tres tipos de suelos.
- Para el revestimiento de túnel en suelo tipo A y suelo tipo E, es posible notar que los resultados de los esfuerzos axiales son en su totalidad mayores, estos van desde aproximadamente un 30% hasta un 50% mayores, para el caso dinámico. Sin embargo, es necesario destacar que para al menos tres registros dan resultados muy similares para ambos métodos de análisis.
- Los resultados de los esfuerzos para el revestimiento en el suelo tipo C son los que presentan mayor similitud entre los métodos de diseño sísmico. Esto podría deberse a que si bien, es un suelo bueno en cuanto a rigidez, este no se encuentra en los extremos de muy rígido o muy blando como los son el suelo tipo A y suelo tipo E respectivamente.
- En cuanto a los métodos de diseño, el método cinemático presenta ventajas debido a que es más sencillo en cuanto a su implementación, requiere menor tiempo de procesamiento y elaboración en Plaxis 2D y es un método ya validado con respecto a su desempeño en sismos anteriores de importancia. Sin embargo, reduce y simplifica la física del problema, no pudiendo incorporar variables decisivas, como la que tienen que ver con efectos dinámicos.

- El método dinámico si bien, es potencialmente más realista pues trabaja directamente con el sismo, resultando en que la deformación es un output y no un input, como en el método cinemático. Requiere de mayores recursos computacionales para su implementación, hablando en cuanto a la capacidad del computador, potencia, mayor tiempo de procesamiento y de generación de modelos.
- En el presente trabajo de título se han trabajado un total de 14 registros sísmicos, todos ellos registrados en roca para la comparación entre métodos de diseño sísmico 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 en el revestimiento del túnel. Debido a que todos los registros pertenecen al mismo evento sísmico.

Posteriormente, se realiza un análisis dinámico incremental utilizando sólo el método dinámico escalando los registros, en 0,1 [g] hasta 1 [g] de PGA, para así poder ver cómo se comporta el túnel frente a mayores exigencias. Se clasifican el estado de los revestimientos según de los estados de daños menor, moderado y alto.

Considerando los resultados obtenidos a partir de los gráficos de $\ln(DI)$ vs PGA para la obtención de los valores S_{mi} y β_{tot} , se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- Si bien, se escalan los registros hasta el valor de 1 [g] debido a que no se sabe bien el valor de PGA que dañará el túnel. Es posible ver que en gráficos de $\ln(DI)$ vs PGA que los estados de daños se alcanzan para valores de PGA >1 [g] en algunos casos. Pero debido al comportamiento lineal que se supone se extrapola la línea de tendencia hasta que se interseca con la recta del estado de daño respectivo. Todo esto debido a la suposición de un comportamiento lineal del revestimiento.
- De acuerdo con el comportamiento sísmico esperado del revestimiento, las rectas de líneas de tendencia de los datos se desplazan de derecha a izquierda, mostrando una relación de que los estados de daño se alcanzan más rápido a medida que el suelo empeora su calidad para los resultados de esfuerzo axial. Viéndose reflejado esto en los valores de S_{mi} obtenidos, siendo mayores para el suelo tipo A y menores para el suelo tipo E.
- Para los resultados de los esfuerzos de momentos máximos presentes en el revestimiento, al igual que para el esfuerzo axial, el valor de S_{mi} decrece a medida que se pasa del suelo tipo A al suelo tipo E.
- En cuanto a el valor de β_{tot} , la desviación estándar, se desprende que su valor aumenta a medida que se pasa de los resultados del suelo tipo A a los resultados del suelo tipo E. Esto ocurre tanto para los resultados de los esfuerzos axiales, como los resultados de esfuerzos de momento, siendo estos últimos los que presentan una mayor dispersión de datos.

Finalmente, con los coeficientes S_{mi} y β_{tot} ya obtenidos, se realizan las curvas de fragilidad. Estas exhiben una buena correlación con los túneles en los tres tipos de suelos. Además, estas dieron a conocer la poca probabilidad de daño que tuvo el túnel frente al sismo junto con las matrices de probabilidad creadas.

Considerando los resultados obtenidos a partir de las curvas de fragilidad, utilizando la distribución log-normal, y matrices de probabilidad confeccionadas a partir de las curvas, se pueden establecer las siguientes conclusiones:

- Se aprecia un desplazamiento de las curvas de fragilidad hacia la izquierda, comparando las curvas de fragilidad de los tres suelos. Por lo que la respuesta sísmica observada en el revestimiento del túnel está fuertemente controlada por las características del sitio como lo es la rigidez del suelo.
- Las curvas de fragilidad del revestimiento del túnel ubicado en el suelo tipo A, muestran una muy baja probabilidad de recibir daño debido al sismo. Esto debido a que el túnel presente algún daño es prácticamente 0% para valores inferiores a 0.4 [g]. Y para valores superiores de PGA, el daño estructural que predomina es el daño menor.
- Es necesario destacar que las probabilidades de los estados de daño para un mismo valor de PGA, en el caso del suelo tipo A, disminuyen a medida que el daño sufrido aumenta. Como, por ejemplo, para un valor de PGA igual a 0.8 [g], la probabilidad de que sufra daño menor es de 11%, 3% de daño moderado y finalmente un 1% para el daño alto. Lo cual es representativo de la realidad, primero por la calidad del suelo en el que está el túnel y segundo por los resultados obtenidos a partir de los modelos.
- Para el suelo Tipo C, el estado de daño menor comienza a alcanzarse a un PGA de 0.5 [g] con una probabilidad de ocurrencia de 2% y va aumentando progresivamente hasta un 27 % de ocurrencia a un PGA de 1 [g]. Por último, es probable alcanzar el estado de daño alto a un PGA de 0.7 [g] con una probabilidad de 2% y esta incrementa hasta un 25% para el PGA de 1 [g],
- En cuanto al suelo tipo E, se desprende de las curvas que el revestimiento del túnel comienza a sufrir daño a valores de PGA iguales a 0.2 [g], el cual es menor comparado con el 0.5 [g] que presenta para el caso del suelo tipo A y 0,3 [g] del suelo tipo C. Por otro lado, analizando el daño menor se puede observar que la probabilidad de estar en este estado de daño va aumentando desde un 6% en 0.2 [g] hasta alcanzar un peak en 0.6 [g] con un 20% de ocurrencia, y finalmente disminuye hasta alcanzar un 15% a un PGA igual a 1 [g].
- Para los modelos realizados en el suelo tipo E, el daño menor predomina en valores de 0.1 [g] hasta 0.5 [g] mientras que el daño alto es el que predomina a PGA's de 0.5 [g] en adelante, debido a que la probabilidad de que el túnel se encuentre en este estado de daño es mayor que en todas las otras
- Por otro lado, la poca probabilidad de daño que se tiene en estos suelos podría conllevar a ahorros significativos en cuanto a la construcción, si se quiere reducir el espesor del revestimiento, por ejemplo.

8.2. Recomendaciones

- Se sugiere que para establecer de forma definitiva cuál de los dos métodos analizados es el que mejor representa la interacción suelo-estructura, se requiere de investigaciones adicionales, incorporando en el análisis un mayor número de registros sísmicos.
- Una forma de lograr lo anterior, y que podría ser parte de una futura investigación, es la inclusión de un análisis estadístico mediante un número considerablemente mayor de sismos, como lo que hace Jorquera (2014) para el caso de edificios, los cuales podrían ser eventualmente normalizados introduciendo el concepto de intensidad de Arias, para de esta forma tener un nivel común y no uno arbitrario, debido a las diferencias de intensidad de los futuros registros sísmicos a analizar.
- Se propone la realización de un análisis que incluya diversos registros sísmicos los cuales podrían ser modelados para diferentes intensidades de Arias, estudiando además unas variables fundamentales del problema, que es la profundidad de enterramiento del túnel, el diámetro de este o bien el grosor del revestimiento.
- Por otro lado, es recomendable la incorporación de modelos 3D del túnel, como lo hace Khadijah et al., (2016) u Villalba (2016), incluyendo la componente longitudinal del túnel en el análisis. Si bien estos modelos toman aún más tiempo que los modelos 2D, pueden conllevar a soluciones aún más acertadas y se podría tener una noción en cuanto en realidad es lo que afecta realizar este tipo de trabajos.
- Por otro lado, se podría modelar con diferentes revestimientos o soportes de túnel como es el caso de Argyroudis et al., (2014) considerando el grosor o tomando factores externos como la corrosión en el revestimiento.
- Por otro lado, es posible realizar un análisis considerando el factor del agua, como fue el caso de A Bobet & Nam, (2007), en donde se ve el efecto de la presión de poros y como ésta es considerada en los análisis del diseño.
- Finalmente, como es el caso para toda modelación, ésta por sí sola no es suficiente si no se tienen mediciones de monitoreo contra los cuales validar los resultados obtenidos. Por lo que se propone para una futura investigación incorporar este factor.

Bibliografía

- Alvarenga, M., García, C., & Pérez, K. (2017). Propuesta de índice de daño estructural para cuantificar nivel de afectación en estructuras en zonas urbanas después de un sismo.
- Araya, R., & Saragoni, G. (1984). Earthquake accelerogram destructiveness potencial factor. *Proceedings of the 8th World Conference of Earthquake Engineering*, 835–842.
- Argyroudis, S. A., & Ptilakis, K. D. (2012). Seismic fragility curves of shallow tunnels in alluvial deposits. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 35, 1–12.
- Argyroudis, S., Tsinidis, G., Gatti, F., & Ptilakis, K. (2014). Seismic Fragility Curves of Shallow Tunnels Considering SSI and Aging Effects Seismic fragility curves of shallow tunnels considering SSI and aging effects, (November).
- Arias, A. (1970). A measure of earthquake intensity. *Seismic Design for Nuclear Power Plants*, 79–92.
- Bard, E., Leon, R., & Anabalón, M. (2004). Análisis dinámico de túneles en suelos de Santiago. En V Congreso Chileno de Geotecnia. Santiago, Universidad de Chile, Facultad de Ciencias Físicas y Matemáticas.
- Bobet, A. (2003). Effect of pore water pressure on tunnel support during static and seismic loading, 18(03), 377–393.
- Bobet, A. (2010a). Characteristic Curves for Deep Circular Tunnels in Poroplastic Rock, 185–200.
- Bobet, A. (2010b). Drained and undrained response of deep tunnels subjected to far-field shear loading. *Tunnelling and Underground Space Technology Incorporating Trenchless Technology Research*, 25(1), 21–31.
- Bobet, A., & Nam, S. W. (2007). Stresses around Pressure Tunnels with Semi-permeable Liners, 40, 287–315.
- Boroschek, R. (2016). Apunte Diseño Sísmico de Estructuras.
- Christie Poffan, M. J. (2017). Estudio del fenómeno de interacción dinámica suelo-estructura y su influencia en la demanda sísmica estructural.
- Darendelli, B. S. (2001). Development of a new family of normalizaed modulus reduction and material damping curves.
- Einsten, H. H., & Schwartz, C. W. (1979). Simplified analysis for tunnel supports, 105(April), 499–518.

- Fraldi, M., & Guarracino, F. (2011). Evaluation of impending collapse in circular tunnels by analytical and numerical approaches. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 26(4), 507–516.
- Hashash, Y. M. A. (2016). *Deepsoil Manual Version 6.1*.
- Hashash, Y. M. A., Hook, J. J., Schmidt, B., & Yao, J. I. (2001). Seismic design and analysis of underground structures.
- Hashash, Y. M. A., Park, D., & Yao, J. I. (2005). Ovaling deformations of circular tunnels under seismic loading , an update on seismic design and analysis of underground structures, 20, 435–441.
- Jorquera Valenzuela, R. A. (2014). Catálogo de terremotos subductivos chilenos para la generación de curvas de fragilidad, 8(33), 44.
- Khadijah, S., Osmi, C., & Ahmad, S. M. (2016). Seismic Fragility Curves for Shallow Circular Tunnels under Different Soil Conditions, 10(10), 1351–1357.
- Kolymbas, D. (2005). *Tunelling and Tunnel Mechanics*. Springer. <https://doi.org/10.1007/3-540-28500-8>
- Li, Y., Wang, J., Jung, W., & Ghassemi, A. (2012). Mechanical Properties of intact rock and fractures in welded tuff.
- Lunardi, P. (2008). Diseño y construcción de túneles con el sistema de análisis de la deformación controlada en rocas y suelos 1. *Tunnels & Tunneling International*, 1–69.
- Lunardi, P., & Bindi, R. (2016). The evolution of reinforcement of the advance core using fibre glass elements for short and long term stability of tunnels under difficult stress-strain conditions: design, technologies and operating methods, 126(1), 21.
- Nam, S., & Bobet, A. (2006). Liner stresses in deep tunnels below the water table, 21, 626–635.
- Nilson, A. H., Darwin, D., & Dolan, C. W. (2004). *Design of concrete structures*.
- Panet, M. (1995). *Interacción Túnel-Sostenimiento*, 1–42.
- Penzien, J. (3AD). Stresses in linings of bored tunnels. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 27(3), 283–300.
- Plaxis 2d 2017. (2017), *Manual Plaxis 2017*.
- Realpe, F. H., Ochoa, Y. H., Franco, F., & Díaz, P. J. (2017). Solución del problema de Kirsch mediante elementos libres de malla, utilizando funciones de interpolación de base radial. *Ingeniería y Ciencia*, 13(26), 11–38. <https://doi.org/10.17230/ingciencia.13.26.1>
- Reboredo, A. B. (2000). El análisis dinámico de estructuras sismo resistentes, 2.

- Rivera, R. E. (2014). Análisis Sísmico de Túneles a baja profundidad en los suelos de Santiago.
- Sandoval, E., & Bobet, A. (2017). ScienceDirect Effect of frequency and flexibility ratio on the seismic response of deep tunnels. *Underground Space*, 2(2), 125–133.
- Saragoni, R. (2010). El mega terremoto del Maule de 2010 : una lección de buena ingeniería , pero con sorpresas y nuevos desafíos.
- Saragoni, R., & Ruiz, S. (2012). Implicaciones y nuevos desafíos de diseño sísmico de los acelerogramas del terremoto del 2010, 127–146.
- Sedarat, H., Kozak, A., Hashash, Y. M. A., Shamsabadi, A., & Krimotat, A. (2009). Contact interface in seismic analysis of circular tunnels. *Tunnelling and Underground Space Technology Incorporating Trenchless Technology Research*, 24(4), 482–490.
- Timoshenko, S. P., & Goodier, J. N. (1994). *Theory of Elasticity*.
- Vielma, J. C. (2015). Umbrales de estados límite de daño sísmico.
- Vielma Pérez, J., Alfaro, A., & Barrios, A. (2014). Determinación de curvas de fragilidad mediante análisis incremental dinámico. *Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural*, 11(1), 135–154.
- Villalba, A. L. (2016). Análisis de túneles excavados con tuneladora mediante el programa plaxis.

Anexo A: Obtención de la deformación angular y desplazamiento mediante DEEPSOIL

Obtención de la Deformación Angular y desplazamientos mediante DEEPSOIL

Para poder obtener este crucial parámetro, se utiliza el software computacional DEEPSOIL V6.1, programa de análisis de respuesta equivalente en 1D creado por (Hashash, 2016).

Para utilizar el software es necesario contar con los siguientes elementos para cada tipo de suelo a analizar.

- Registro sísmico.
- Curva de degradación del módulo de corte y amortiguamiento del suelo
- Perfil de velocidades de onda de corte.

Etapa 1: Definición del tipo de Análisis

Al iniciar el software DEEPSOIL V6.1 muestra una ventana, en la cual podemos escoger el tipo de análisis que deseamos para nuestra investigación. Para los estudios a realizar para los diferentes tipos de suelos, se utiliza el análisis Frequency Domain Analysis, Equivalent Linear, Discrete Points. Lo cual indica un análisis en el dominio de las frecuencias, lineal y con puntos discretos.

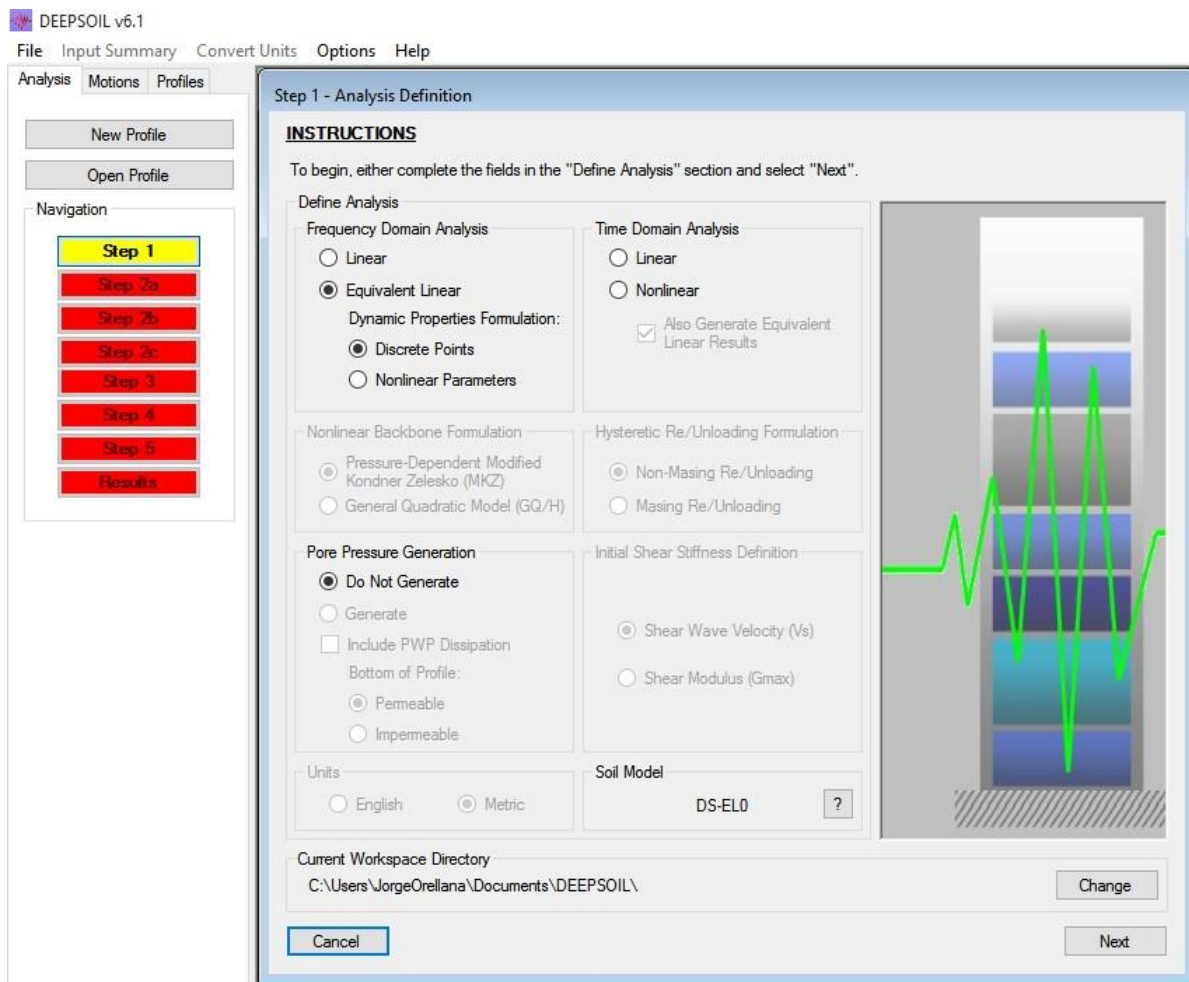


Figura 10.1: Etapa 1 DEEPSOIL. Definición del tipo de análisis.

Etapa 2a: Definición del Perfil de Suelo

En esta etapa, es posible definir la estratigrafía del perfil de suelo a analizar. En esta etapa se define los espesores, densidades, velocidades de ondas de corte de cada estrato y se ingresan las curvas de degradación para caracterizar cada suelo.

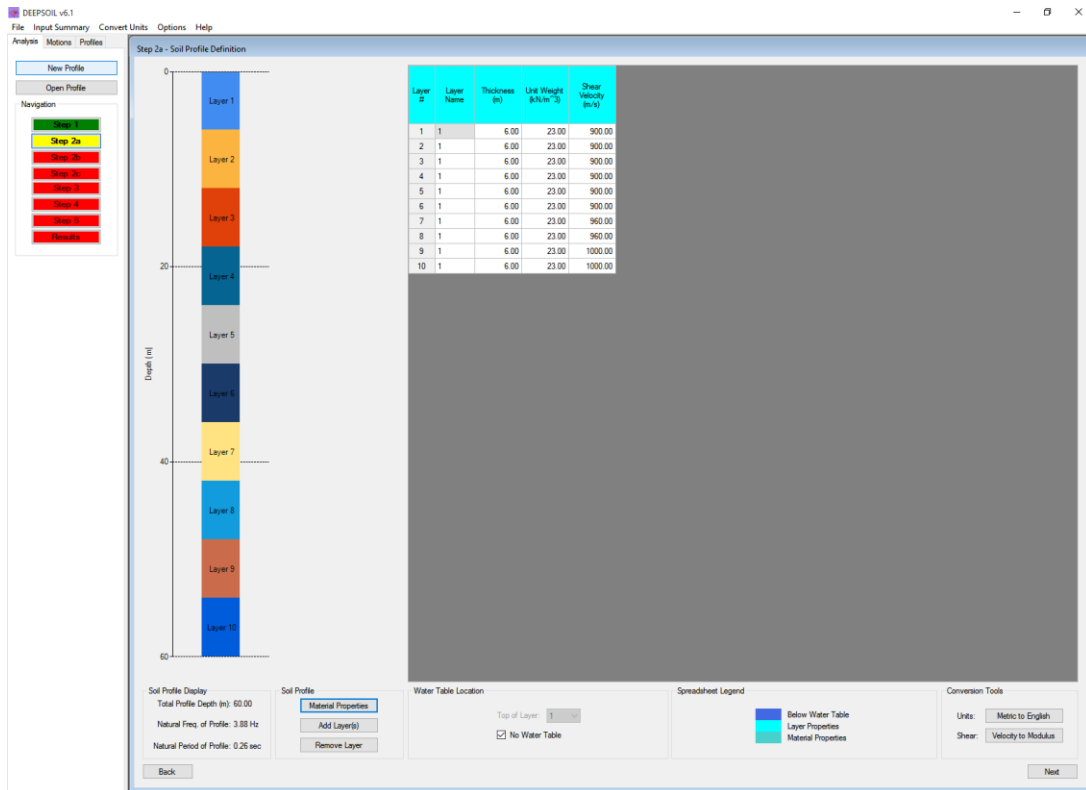


Figura 10.2: Etapa 2a DEEPSOIL. Definición y caracterización de estratos de suelo.

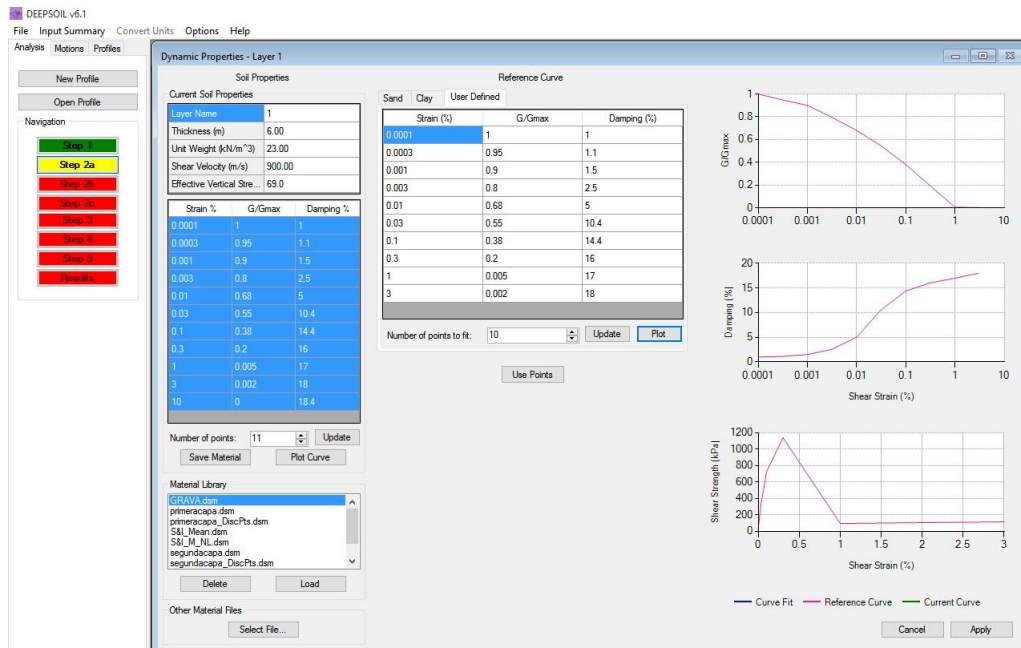


Figura 10.3: Etapa 2a DEEPSOIL. Definición de estratos mediante curvas de degradación.

Los valores de las curvas de degradación, para los suelos C y E, se obtienen a partir del estudio realizado por Darendelli (2001), mientras que para el suelo tipo A, se toman los estudios hechos por Li, Wang, Jung, & Ghassemi, (2012a)

Etapa 2b: Resumen del Estrato

En esta etapa del proceso, el software entrega gráficos en los cuales es posible visualizar algunas propiedades del suelo, a partir de los datos ingresados en la etapa anterior (2a). Dentro de los gráficos que se muestran se encuentra: Velocidades de onda de corte, máxima frecuencia, Esfuerzo de Corte y Ángulo de fricción, los cuales van variando según la profundidad de nuestro estrato de suelo, como se aprecia en la Figura 10.4 para un estrato de roca.

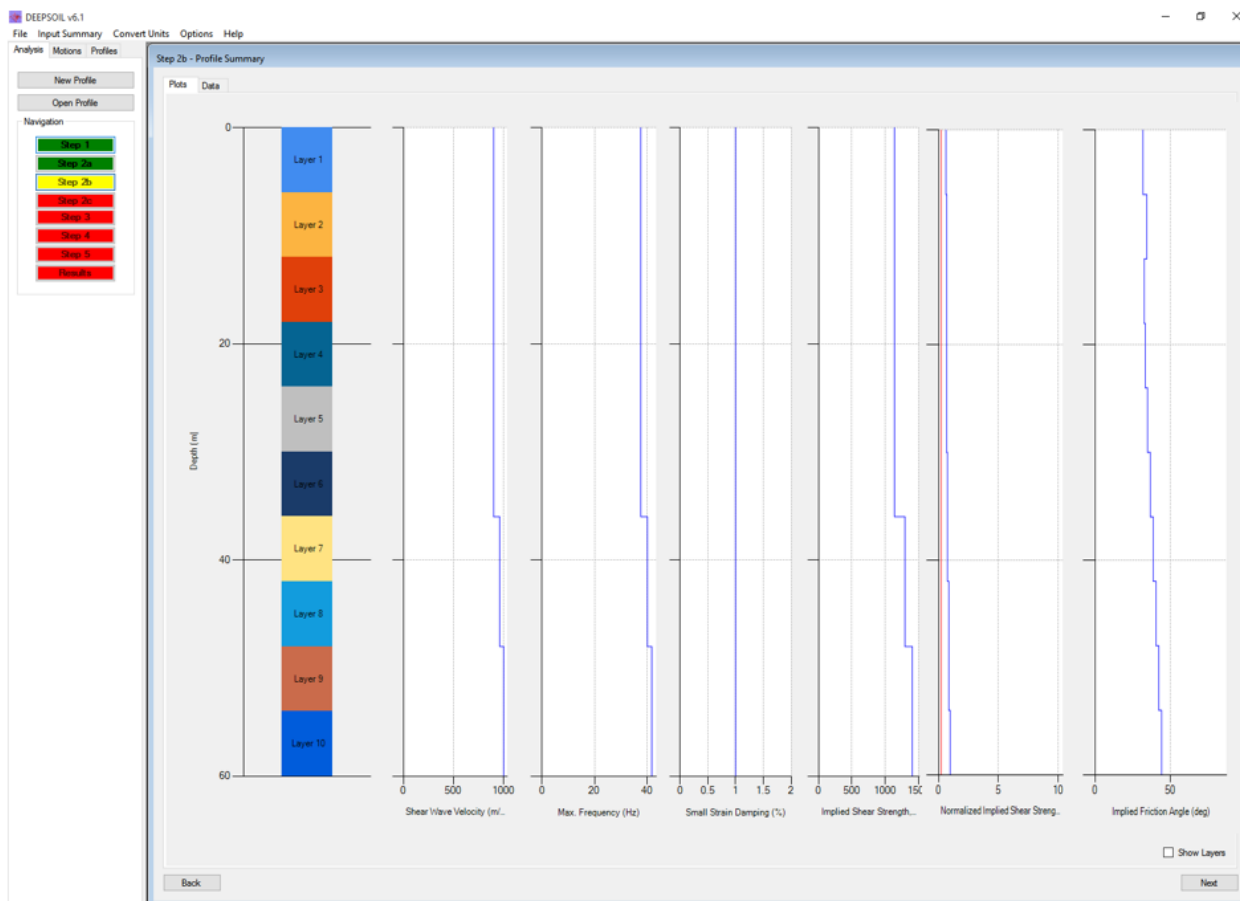


Figura 10.4: Etapa 2b DEEPSOIL. Gráficos resumen de estrato de suelo modelado.

Etapa 2c: Definición de Roca Basal

Aquí es donde se define las propiedades de la roca basal, la cual se encuentra en la base de nuestro estrato de suelo. Para su modelación y análisis, se cuenta con dos opciones 1) Rigid Half-Space y 2) Elastic Half-Space.

Para todos los casos de análisis, en los diferentes tipos de suelos, se utiliza la opción de Rigid Half-Space, es decir, una roca basal rígida.

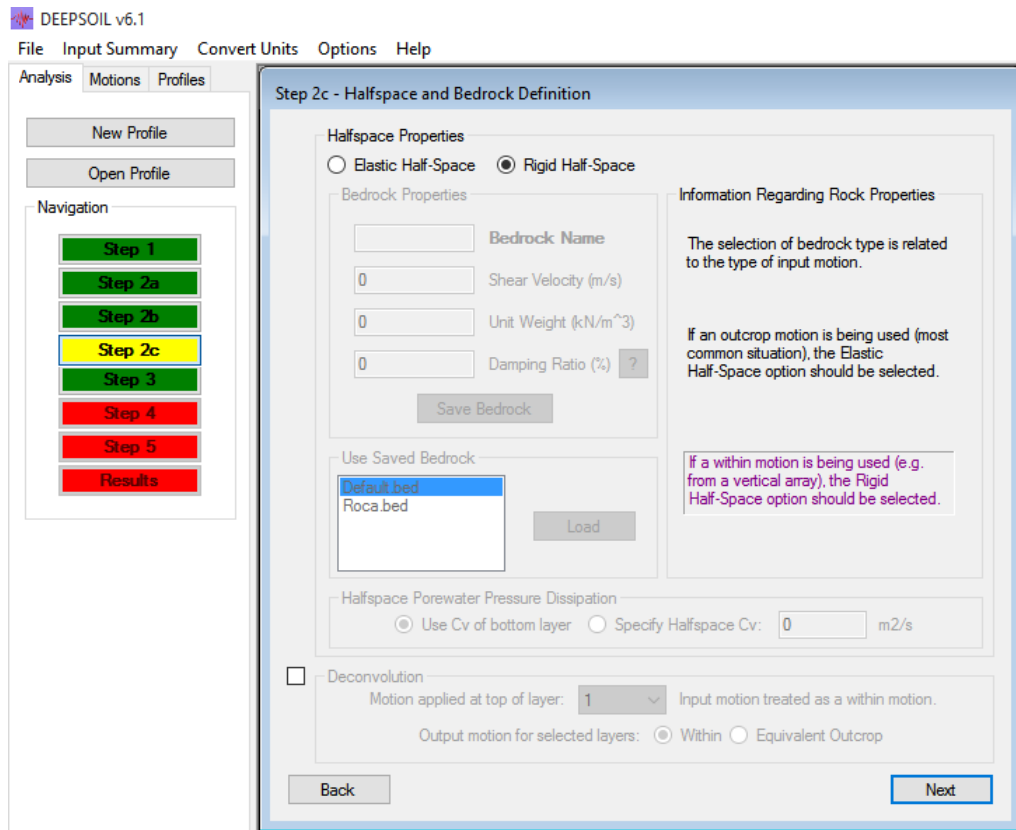


Figura 10.5: Etapa 2c DEEPSOIL. Definición de roca basal.

Etapa 3: Ingreso de registros sísmicos y estratos a utilizar

En esta etapa del proceso, se ingresan todos los registros sísmicos a nuestro modelo para su posterior aplicación. Además, en esta sección es posible seleccionar los estratos en los cuales se está interesado en saber sus resultados.

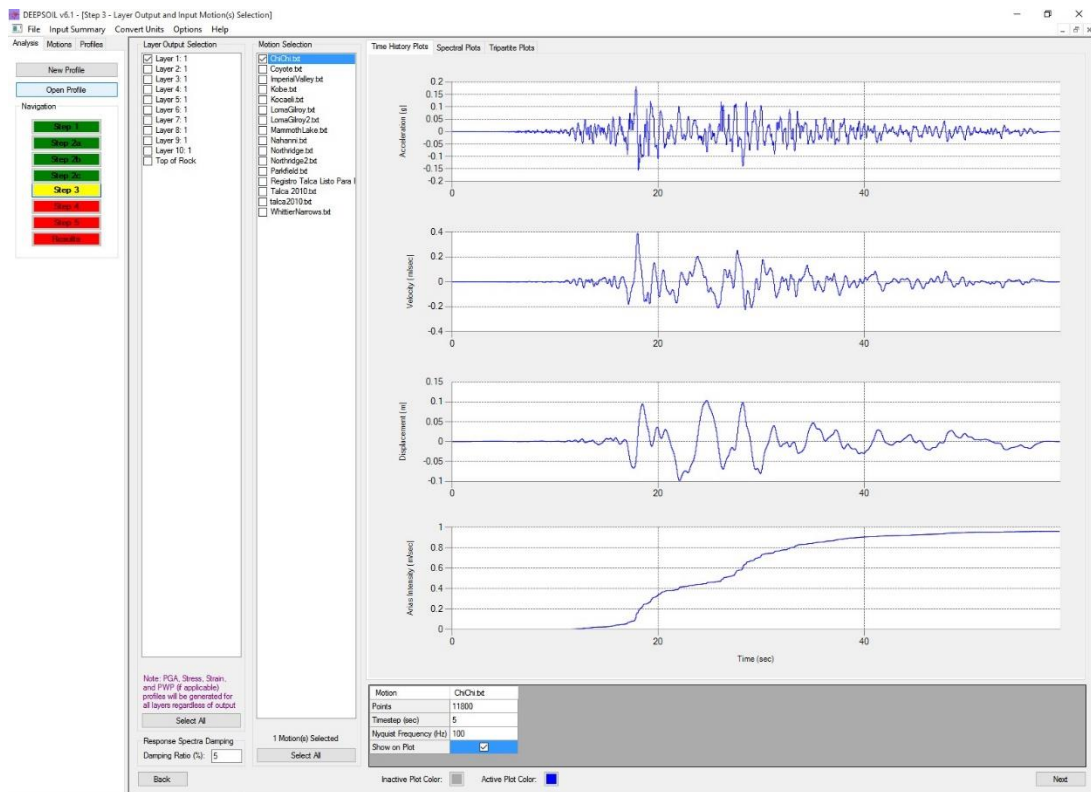


Figura 10.6: Etapa 3 DEEPSOIL. Ingreso de Registros y selección de estratos.

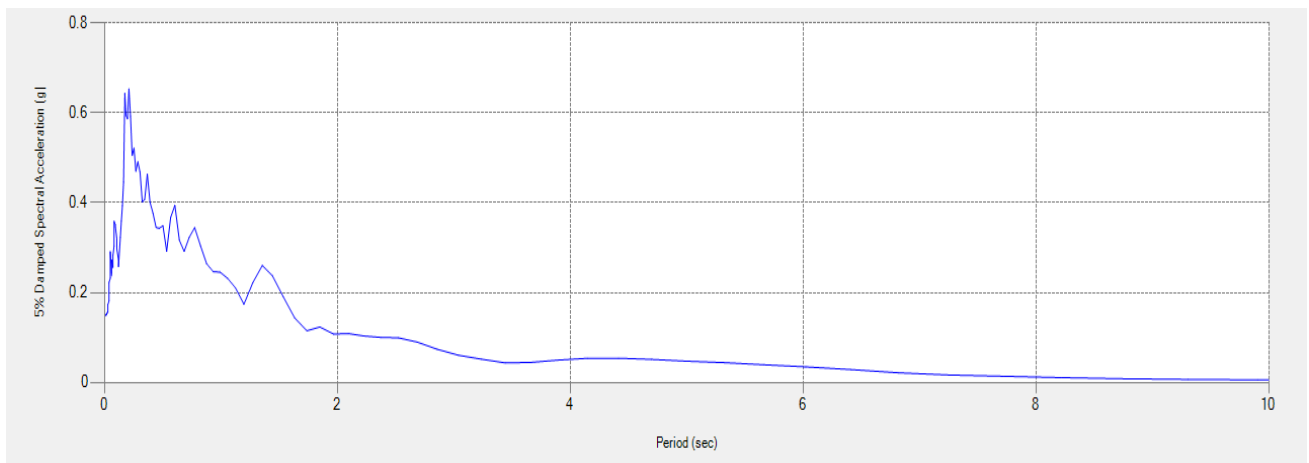


Figura 10.7: Espectro elástico de respuesta

Etapa 5: Control de Análisis

En esta sección, es posible elegir el número de iteraciones que el software realiza para procesar los datos, siendo 15 iteraciones el número por defecto.

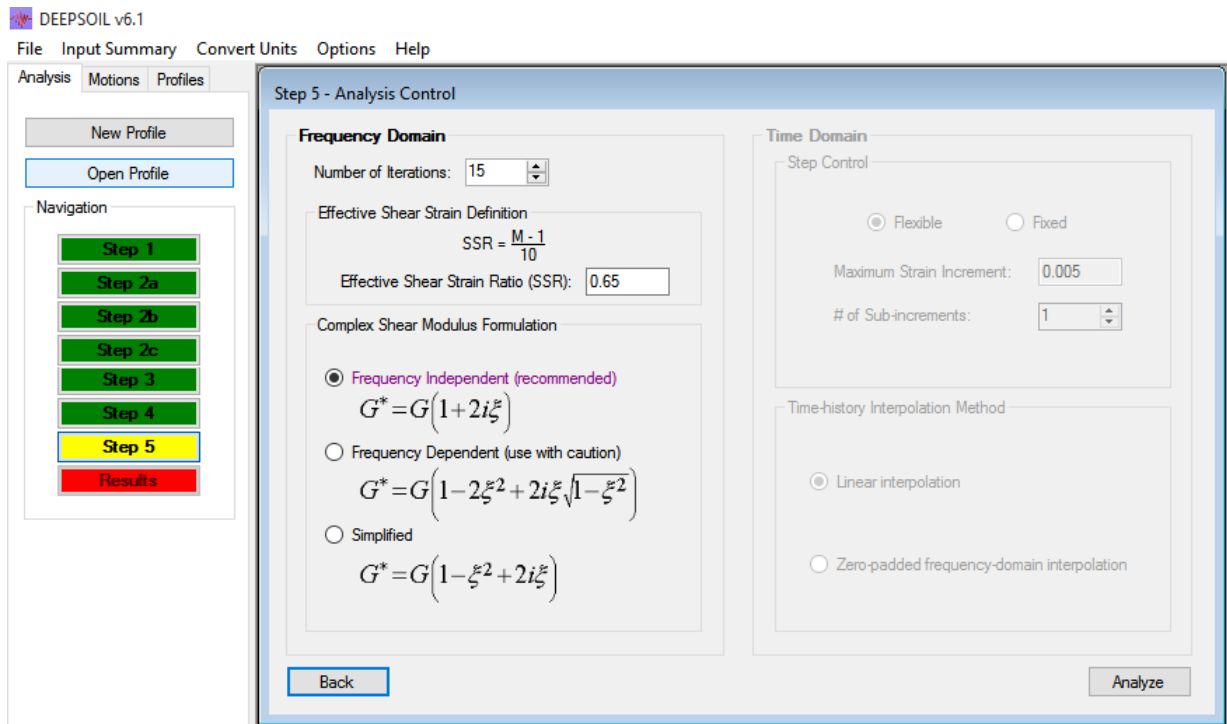


Figura 10.8: Etapa 5 DEEPSOIL. Control de análisis.

Etapa 6: Resultados Análisis

En la sección de resultados, es posible visualizar las diferentes curvas que entrega el programa. Estando dentro de ellas las de aceleración, velocidad y desplazamiento de respuesta para cada estrato deseado. Además, si así se desea, es posible obtener las curvas de PGA, Shear Strain y Stress ratio para cada estrato en su punto medio y en los extremos.

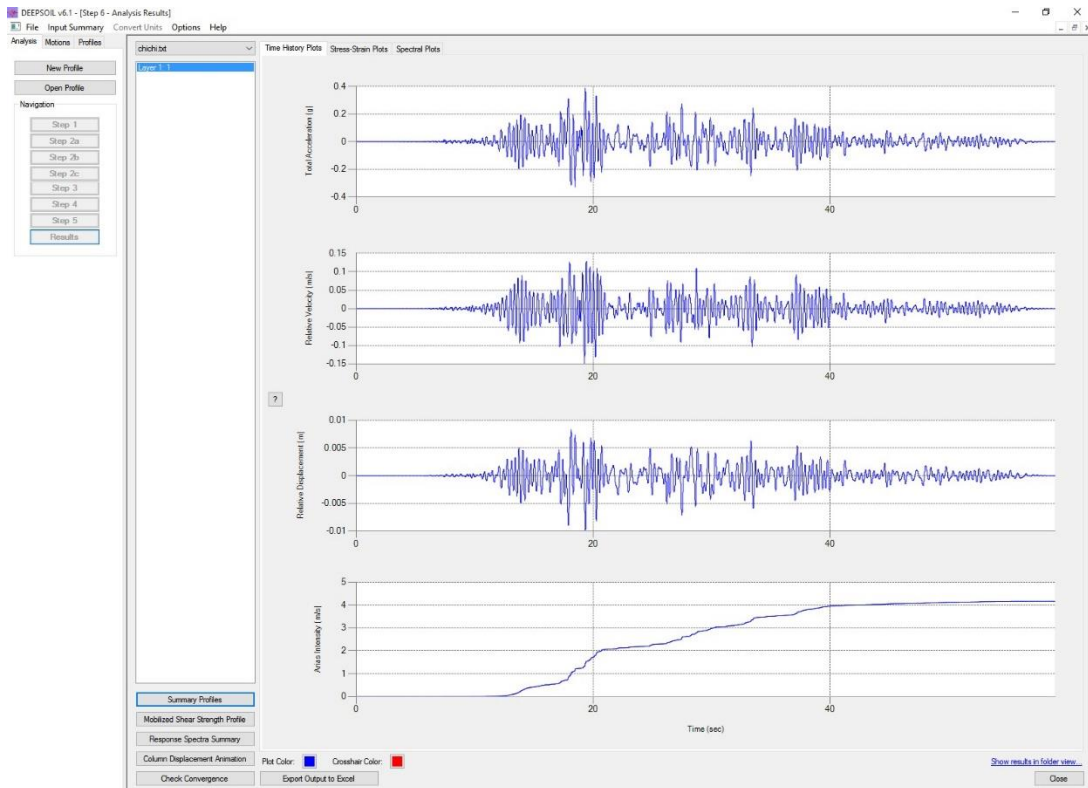


Figura 10.9: Etapa6 DEEPSOIL. Curvas de aceleración, velocidad y desplazamientos de respuesta de cada estrato.

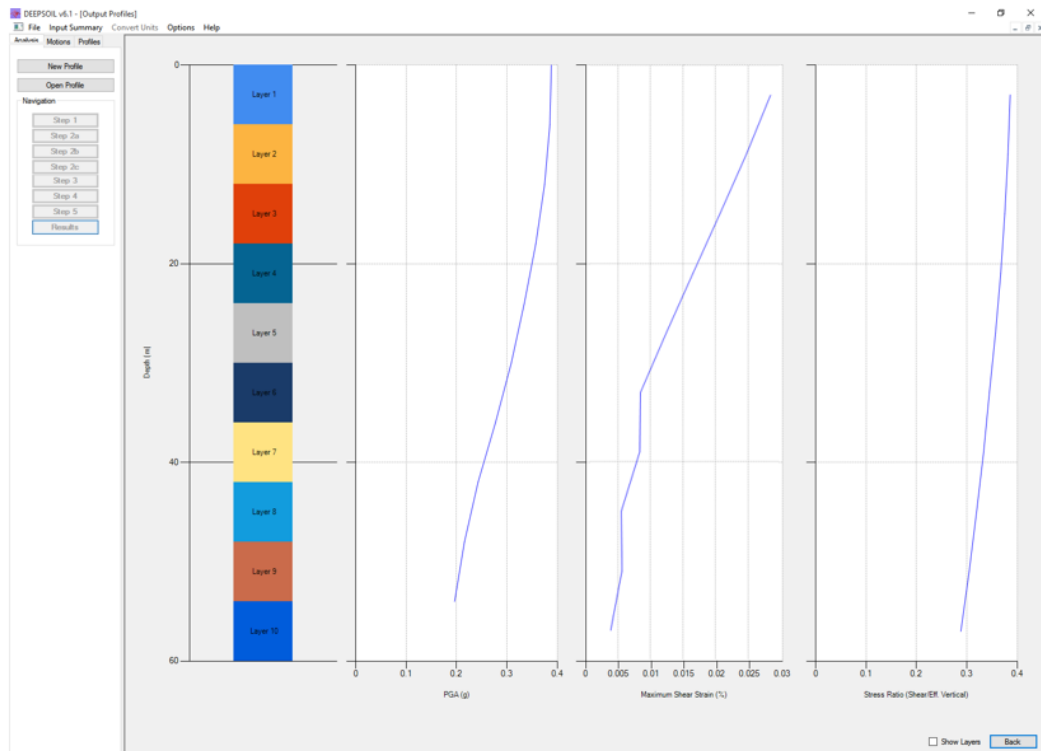


Figura 10.10: Etapa 6 DEEPSOIL. Curvas de PGA, Shear Strain y Stress Ratio según estrato.

Finalmente, DEEPSOIL es capaz de crear una animación de desplazamiento de la columna de suelo modelada. Es a partir de esta curva que se obtiene la envolvente de desplazamientos, que posteriormente se aplica al modelo de elemento finitos en PLAXIS 2D.

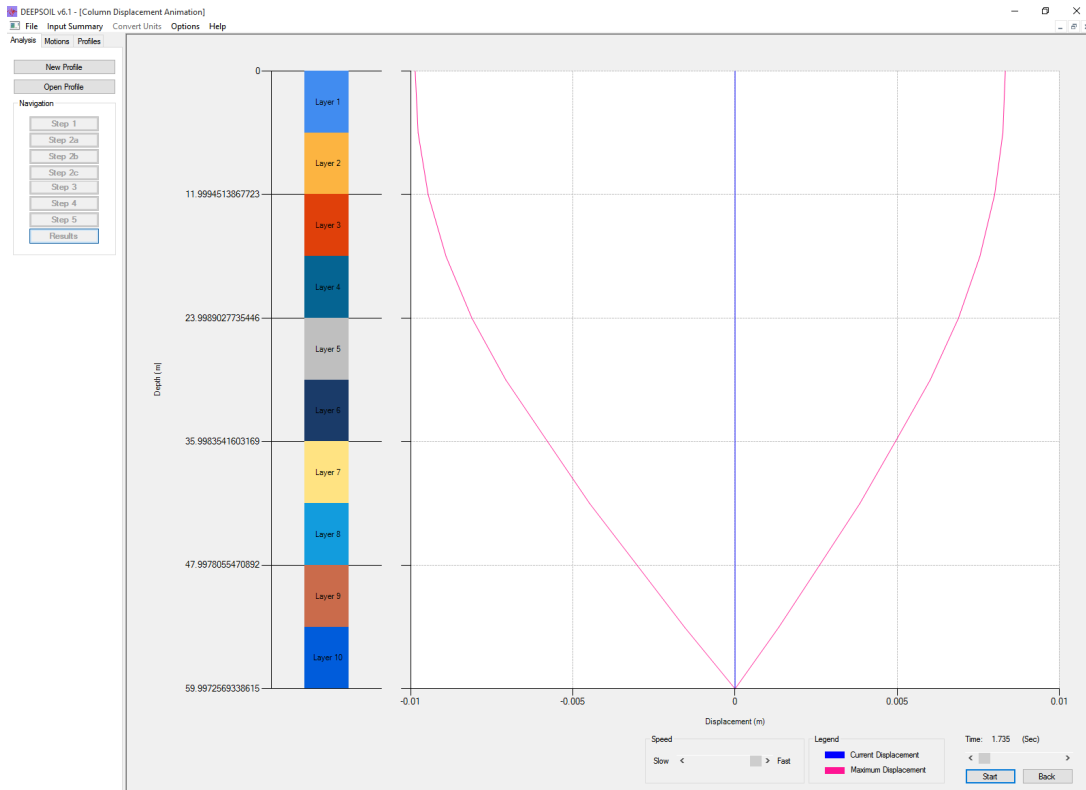


Figura 10.11: Etapa 6 DEEPSOIL. Envolvente de desplazamientos.

Anexo B: Registros sísmicos utilizados

Para la realización de los modelos cinemáticos y dinámicos, se consideran los siguientes registros (Figuras 11.1 hasta Figura 11.21) del sismo ocurrido el 27 de Febrero del año 2010, $M_w=8.8$. Debido a su magnitud, este sismo afectó a las regiones de Valparaíso, Metropolitana, de O'Higgins, del Maule, Bío Bío y a la región de la Araucanía.

Todos los registros por utilizar fueron registrados en estaciones ubicadas en roca (afloramiento rocoso). Estos captan las ondas sísmicas en todos sus componentes, es decir, N-S, E-O y Z.

Registros Convento Viejo

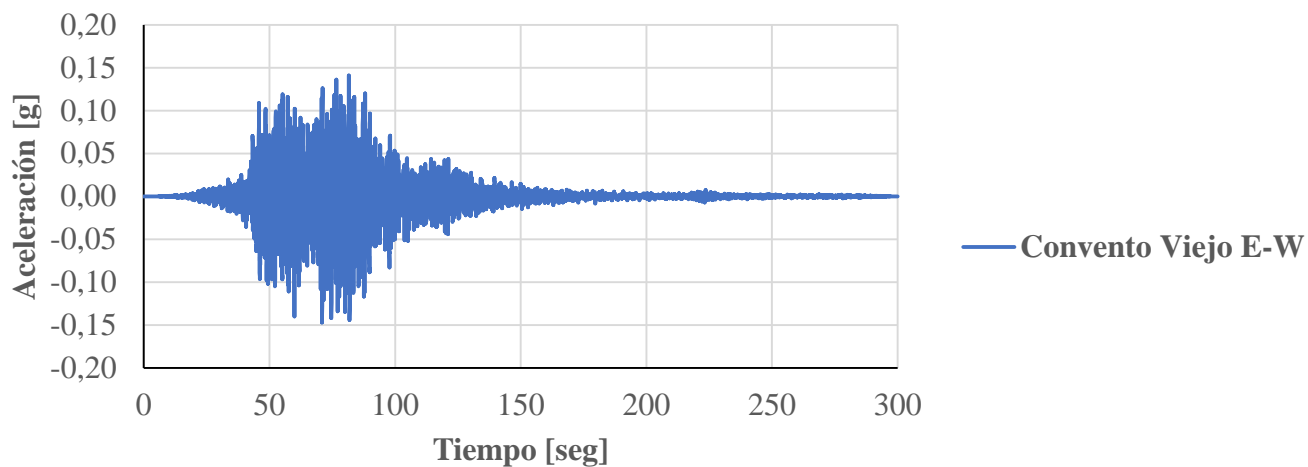


Figura 11.1: Registro de aceleraciones estación Convento Viejo E-O.

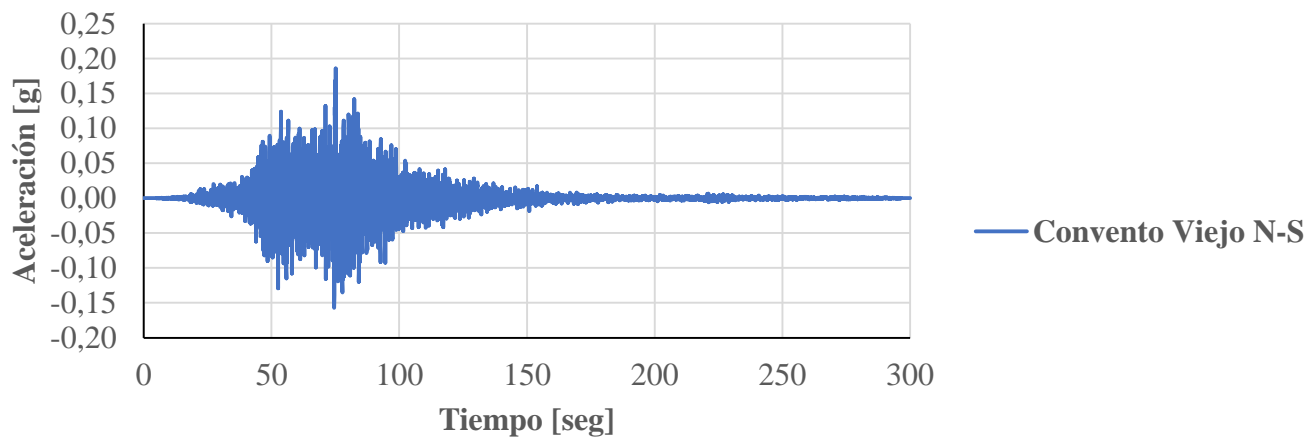


Figura 11.2: Registro de aceleraciones estación Convento Viejo N-S.

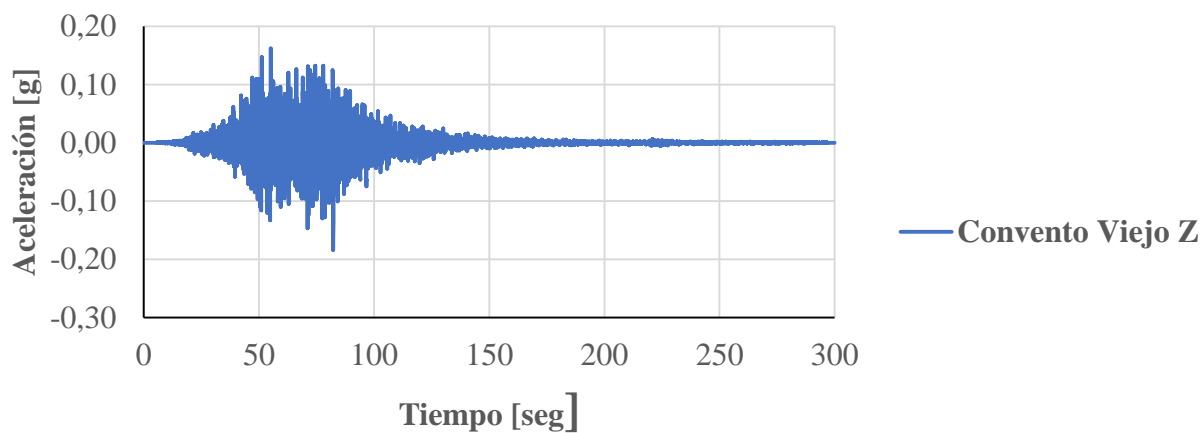


Figura 11.3: Registro de aceleraciones estación Convento Viejo Z.

Registros Melado

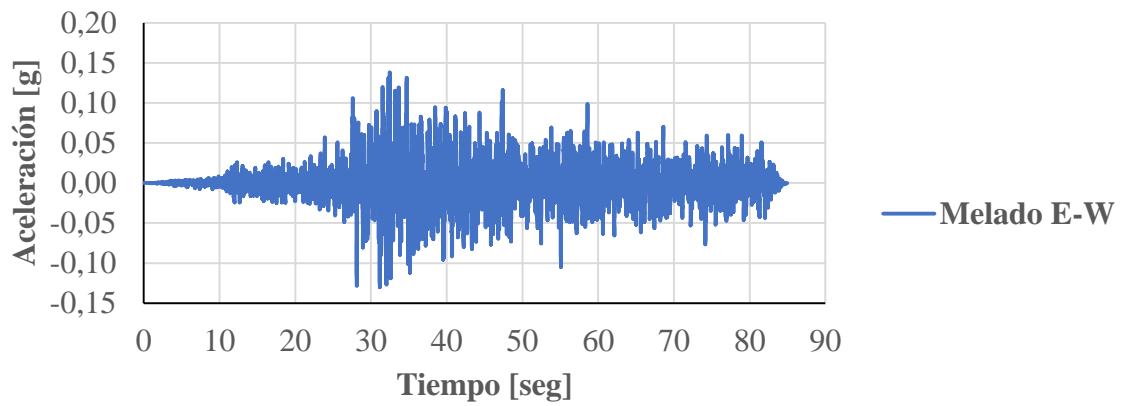


Figura 11.4: Registro de aceleraciones estación Melado E-O.

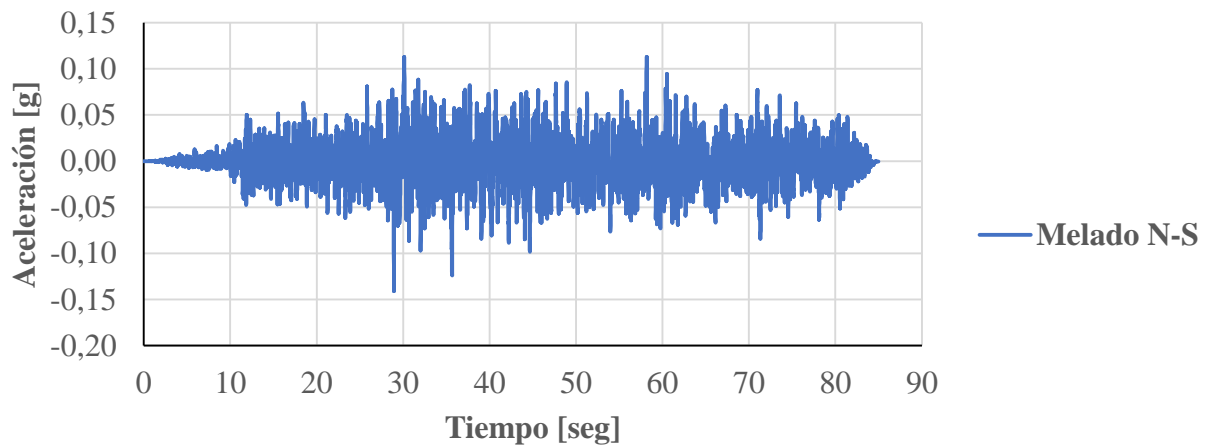


Figura 11.5: Registro de aceleraciones estación Melado N-S.

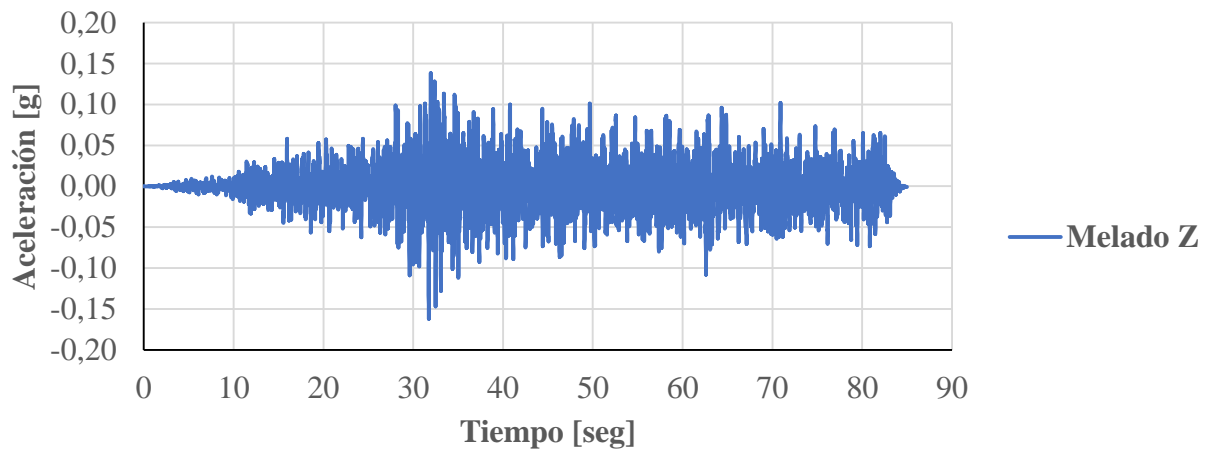


Figura 11.6: Registro de aceleraciones estación Melado Z.

Registros Rapel

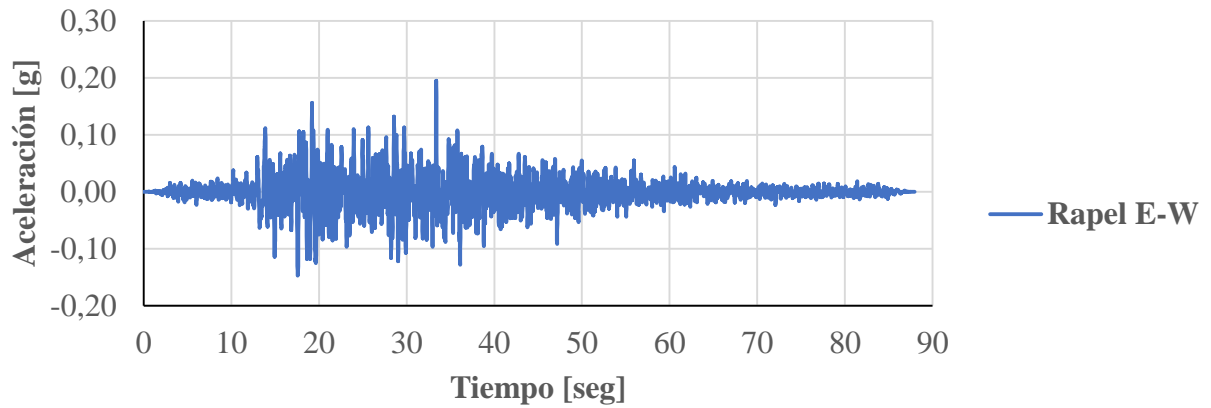


Figura 11.7: Registro de aceleraciones estación Rapel E-O.

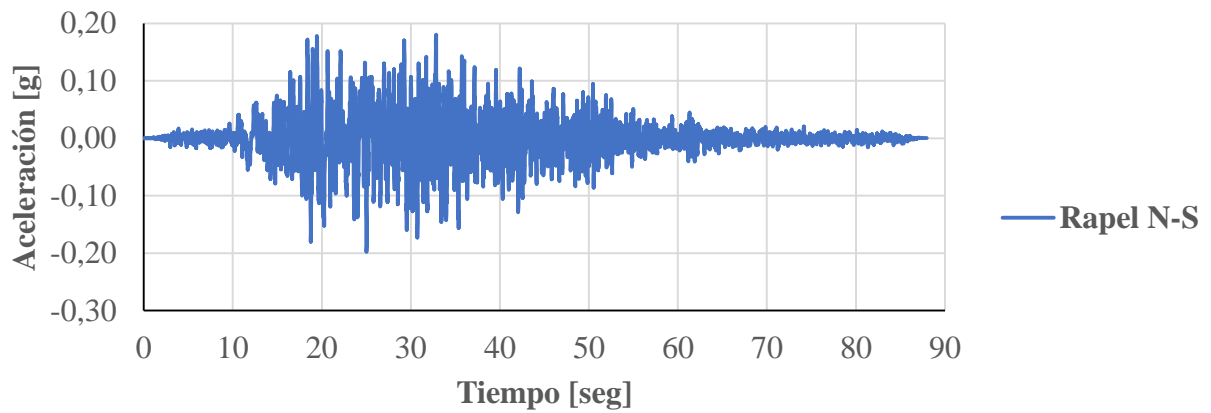


Figura 11.8: Registro de aceleraciones estación Rapel N-S

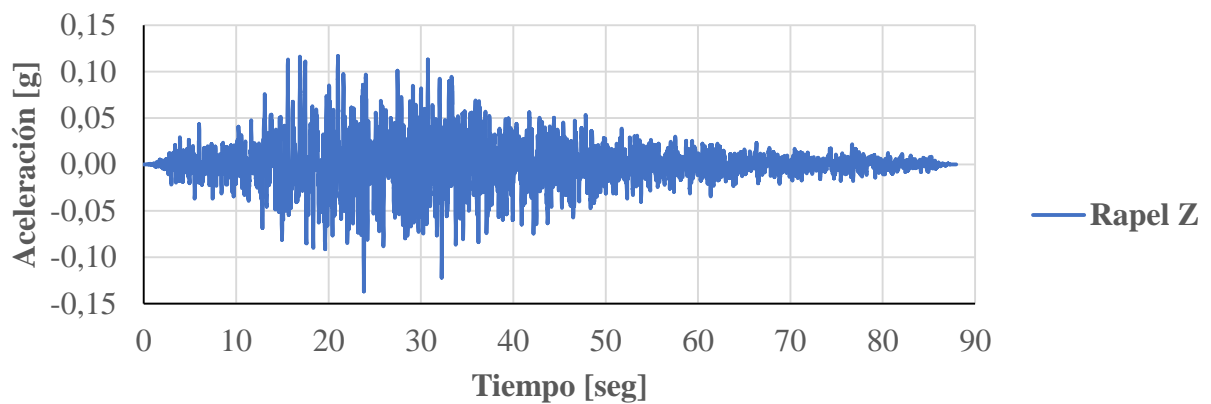


Figura 11.9: Registro de aceleraciones estación Rapel Z.

Registros Roble

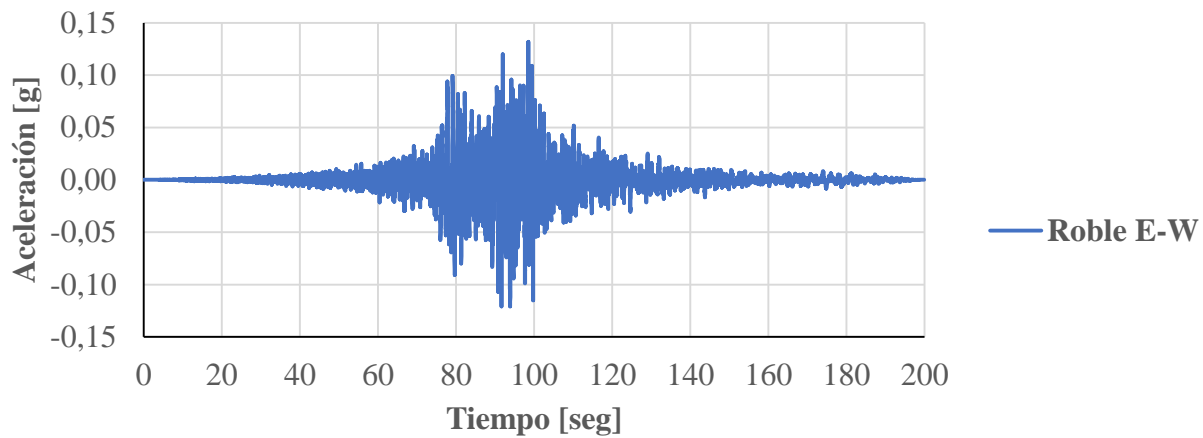


Figura 11.10: Registro de aceleraciones estación Roble E-O.

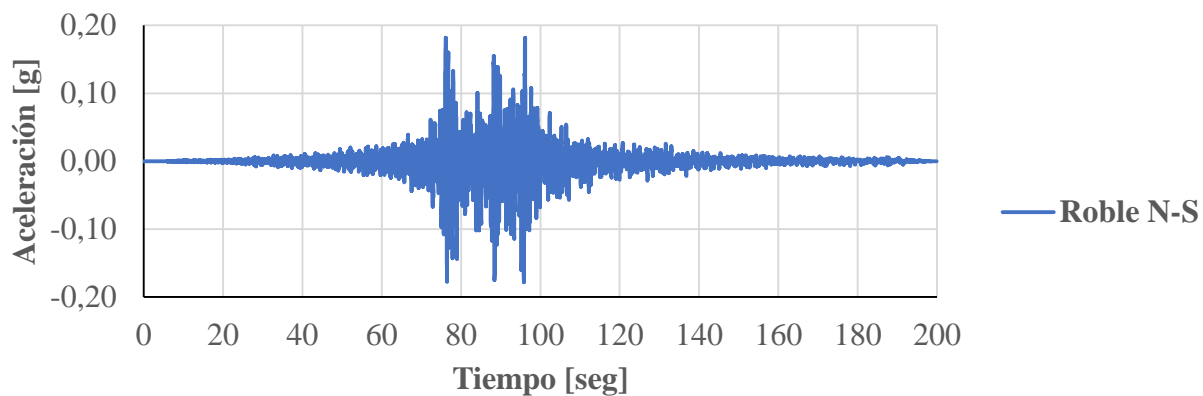


Figura 11.11: Registro de aceleraciones estación Roble N-S.

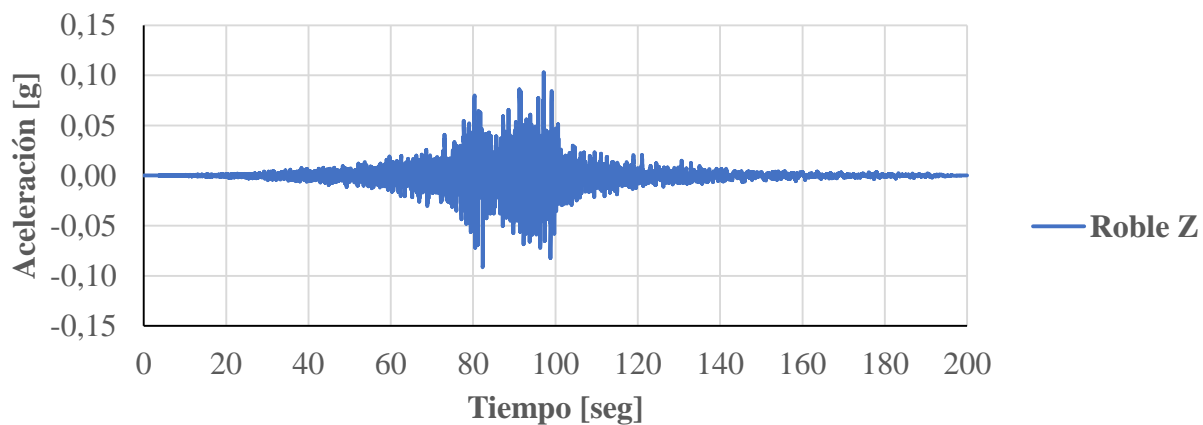


Figura 11.12: Registro de aceleraciones estación Roble Z.

Registros Santa Lucía

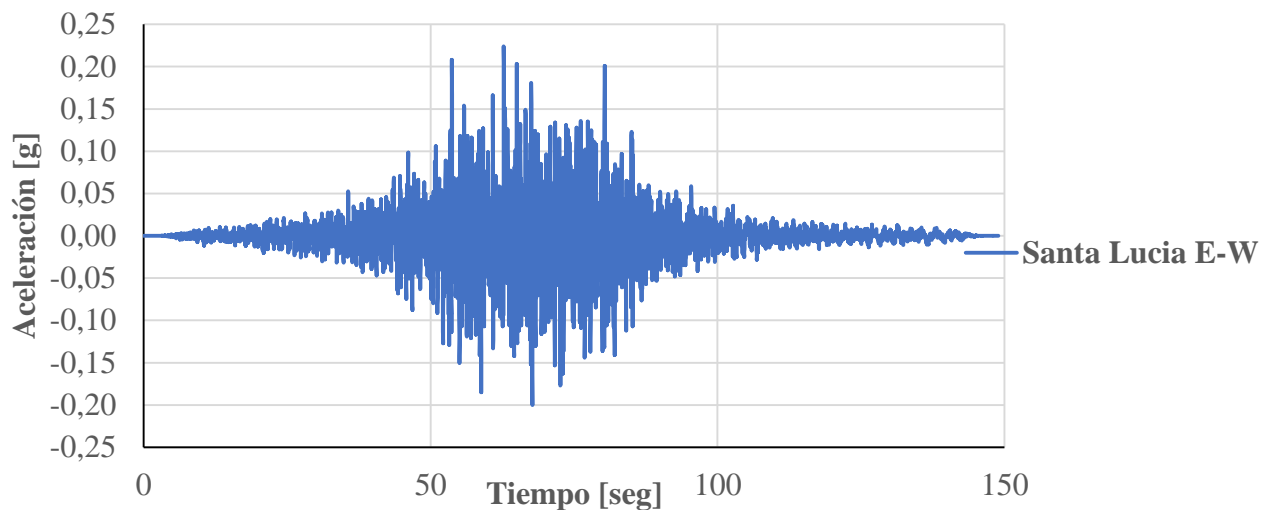


Figura 11.13: Registro de aceleraciones estación Santa Lucía E-O.

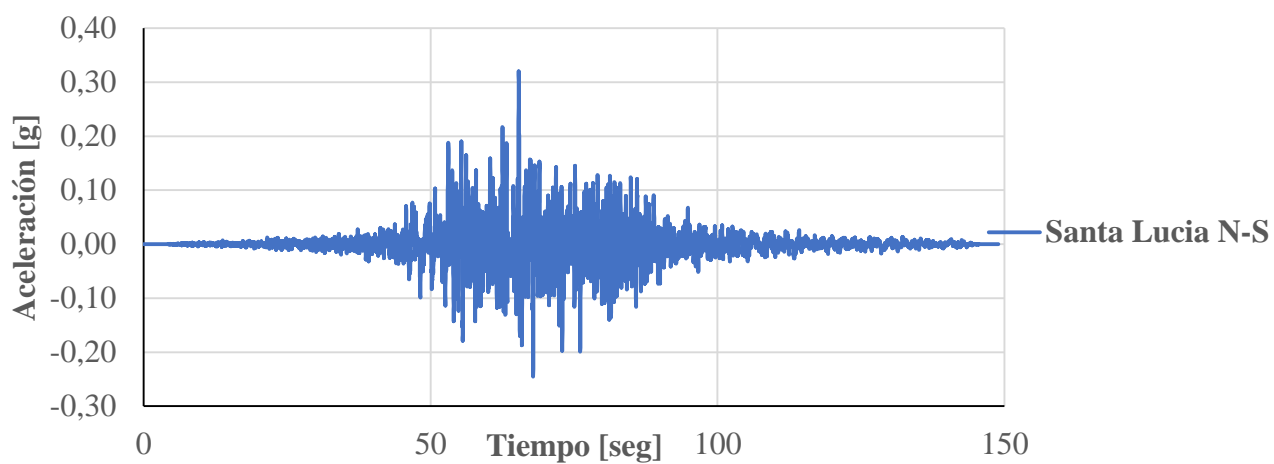


Figura 11.14: Registro de aceleraciones estación Santa Lucía N-S

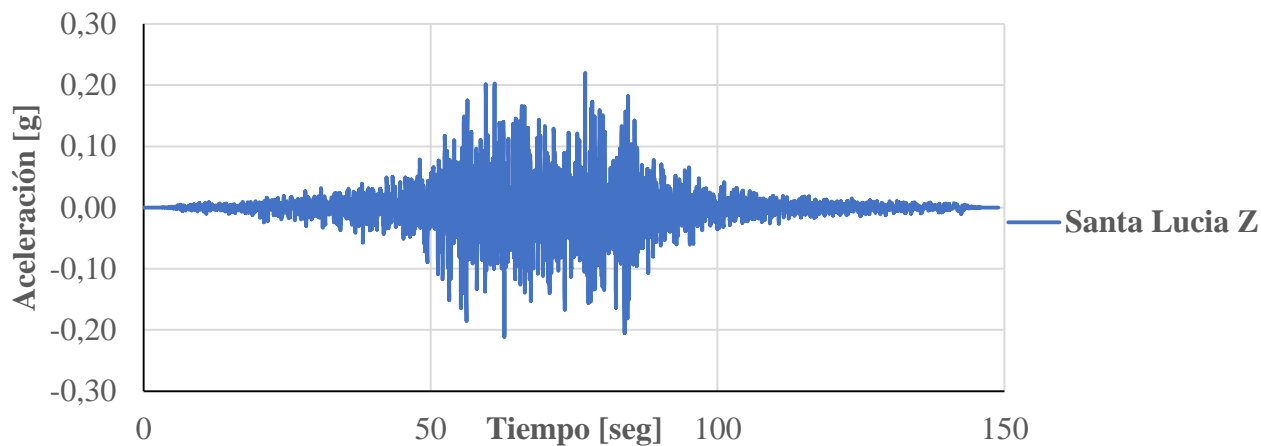


Figura 11.15: Registro de aceleraciones estación Santa Lucía Z

Registro Tórtolas

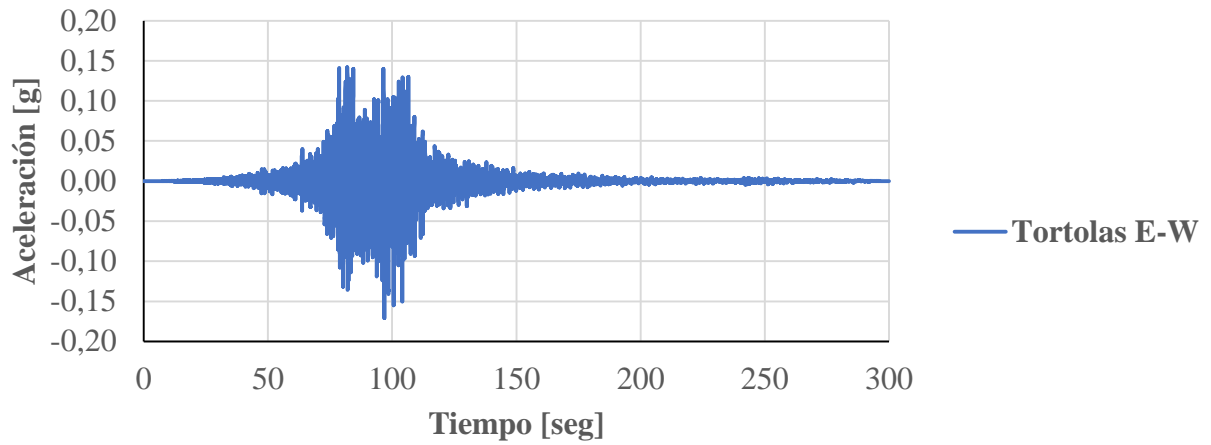


Figura 11.16: Registro de aceleraciones estación Tórtolas E-O.

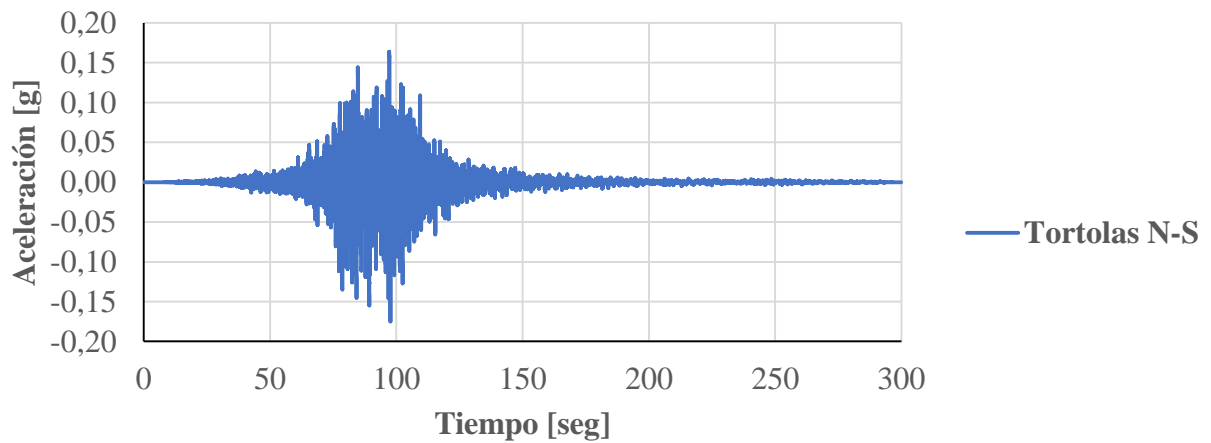


Figura 11.17: Registro de aceleraciones estación Tórtolas N-S.

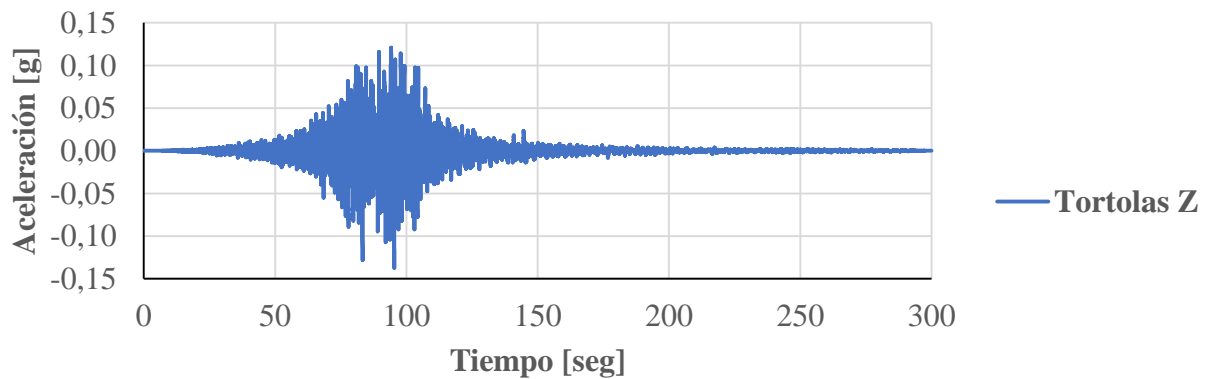


Figura 11.18: Registro de aceleraciones estación Tórtolas Z.

Registros Valparaíso UTFSM

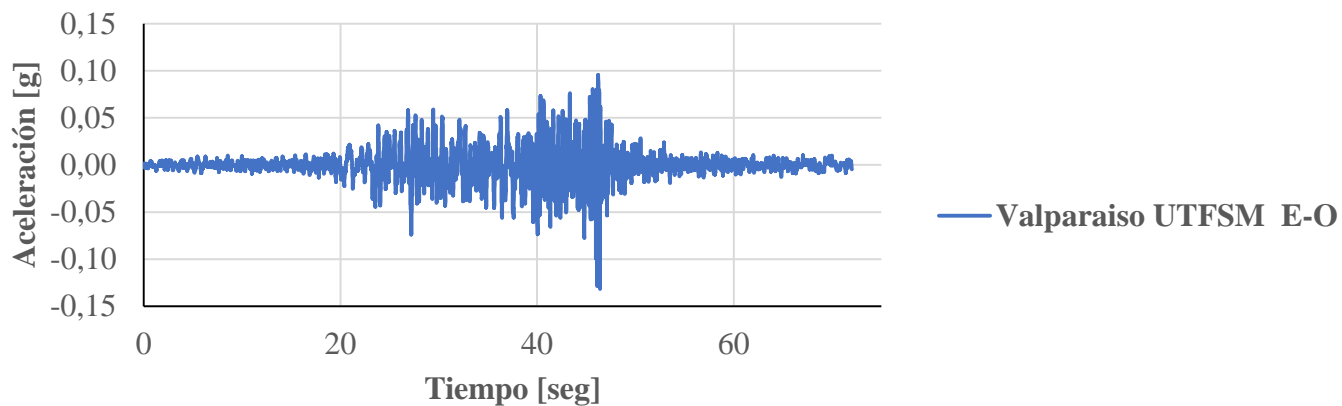


Figura 11.19: Registro de aceleraciones estación Valparaíso UTFSM E-O.

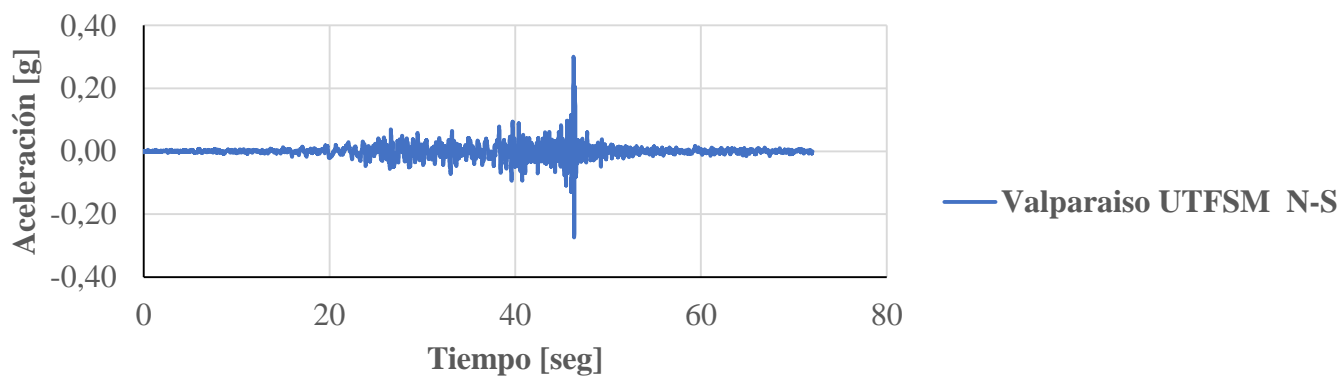


Figura 11.20: Registro de aceleraciones estación Valparaíso UTFSM N-S.

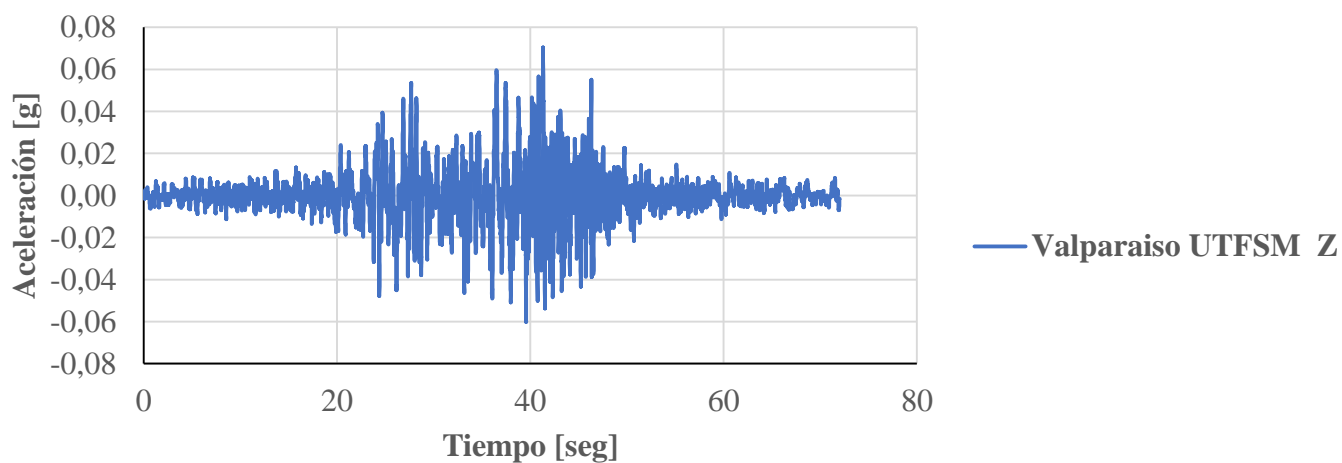


Figura 11.21: Registro de aceleraciones estación Valparaíso UTFSM Z.

Anexo C: PLAXIS 2D Software utilizado para la modelación del suelo e interacción suelo-estructura

Software Computacional PLAXIS 2D

PLAXIS es un software computacional de elementos finitos bidimensionales diseñado específicamente para la realización de análisis y estabilidad de problemas geotécnicos (“Plaxis 2d 2017,” 2017). El programa utiliza una interfaz gráfica que permite modelar geoméricamente una malla de elementos finitos basada en una sección transversal vertical representativa del túnel.

Sub Programa PLAXIS 2D

El software se descompone en dos subprogramas para la modelación:

- **PLAXIS 2D Input:** Se usa para definir el modelo geométrico, la malla de elementos finitos, condiciones de borde y condiciones iniciales de la situación a analizar. Además, permite el ingreso de registros sísmicos, fases de carga, entre otros.
- **PLAXIS 2D Output:** Se utiliza para generar tablas o gráficos de resultados provenientes de las fases de cálculo asignadas al modelo. Como gráficos permite generar curvas de relación entre distintas variables a disposición del usuario.

Para el presente estudio se utiliza el programa Input para definir las características generales del modelo, tales como propiedades geométricas, tipo de cálculo, parámetros, estructuras y el ingreso de registros de aceleraciones en la roca basal. Una vez definido, se procede a la obtención de los resultados de los esfuerzos internos en el revestimiento del túnel mediante el subprograma Output.

Método de Elementos finitos con PLAXIS 2D

El software PLAXIS 2D trabaja con el análisis de elementos finitos, este método es considerado como una herramienta muy poderosa para la resolución de problemas geotécnicos, el cual tuvo sus orígenes en el año 1966 con el análisis de esfuerzos y deformaciones en tranques de tierra y túneles en roca (“Plaxis 2d 2017,” 2017).

Este método consiste en tomar un medio continuo y subdividirlo en una serie de elementos geoméricos unidos entre sí, acoplándose en base a ecuaciones algebraicas, ya sea deformación o esfuerzos, que otorgan continuidad al sistema global. De esta forma se permite pasar el problema desde un sistema continuo a uno discreto, el cual es mucho más preciso a la hora de obtener resultados en las zonas de interés donde se requiera y además conservando la fidelidad de los resultados si se aplica de manera correcta.

Tipo de Elementos Finitos

Uno al modelar puede seleccionar elementos triangulares de 15 nodos o bien los de 6 nodos como tipo de elemento básico para modelar capas de suelos y otros elementos estructurales. Para cada una de las modelaciones a realizar, se opta por tener una mejor aproximación a la hora de los resultados, es por esto que se utilizan los elementos triangulares de 15 nodos (Villalba, 2016).

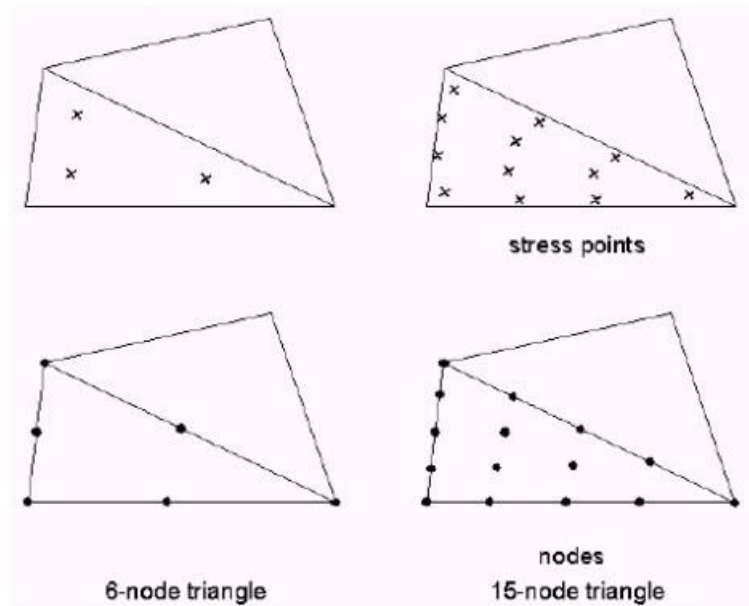


Figura 12.1: Posición de los nodos y puntos en la malla de elementos finitos en PLAXIS 2D (“Plaxis 2d 2017,” 2017).

Modelo Mohr-Coulomb

PLAXIS admite diversos modelos constitutivos para simular el comportamiento del suelo y otros medios continuos, dentro de los cuales, es posible nombrar Mohr-Coulomb, Hardening Soil, entre otros.

En esta investigación se opta por utilizar el modelo de Mohr-Coulomb, este bien reconocido modelo se utiliza como una primera aproximación al comportamiento del suelo en general. El modelo incluye cinco parámetros a saber: el módulo elástico o de Young E , el coeficiente de Poisson ν , la cohesión c , el ángulo de fricción interna ϕ y el ángulo de dilatación ψ .

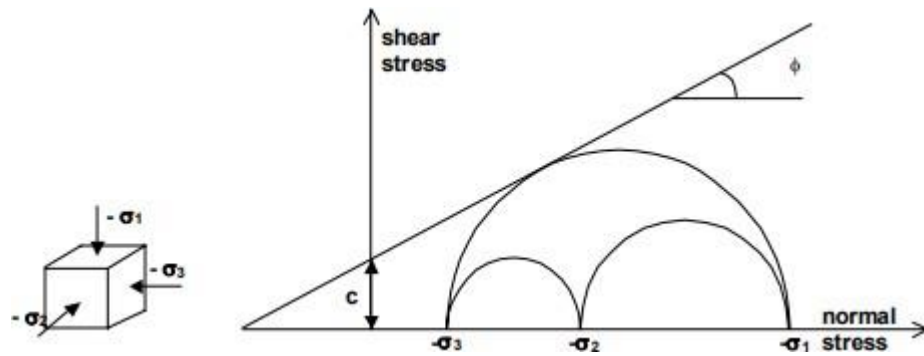


Figura 12.2: Círculos de Mohr en rotura y envolvente de falla (“Plaxis 2d 2017,” 2017).

Tipo de Comportamiento de Suelo

En principio, todos los parámetros de los modelos de PLAXIS están pensados para representar la respuesta del suelo en términos de tensiones efectivas, es decir, la relación entre las tensiones y deformaciones asociadas al esqueleto del suelo (Christie Poffan, 2017)

En este trabajo se modela el suelo tomando en cuenta un comportamiento drenado, es decir, no se generan excesos de presión debido a la acción del agua. Esta es la opción a escoger cuando se desea estudiar suelos secos o situaciones de drenaje completo debido a una alta permeabilidad.

Anexo D: Resultados debido a método constructivo para suelos C y E

Suelo Tipo C

A continuación, se presentan los resultados de cómo va variando la distribución de esfuerzos verticales del suelo C alrededor del túnel una vez que se construye. Además, se muestran la distribución de esfuerzos del revestimiento del túnel una vez es aplicado.

En una primera instancia, cuando aún no se inicia las excavaciones del túnel. El suelo se encuentra en su estado natural, es decir los esfuerzos verticales en este, se van incrementando con la profundidad.

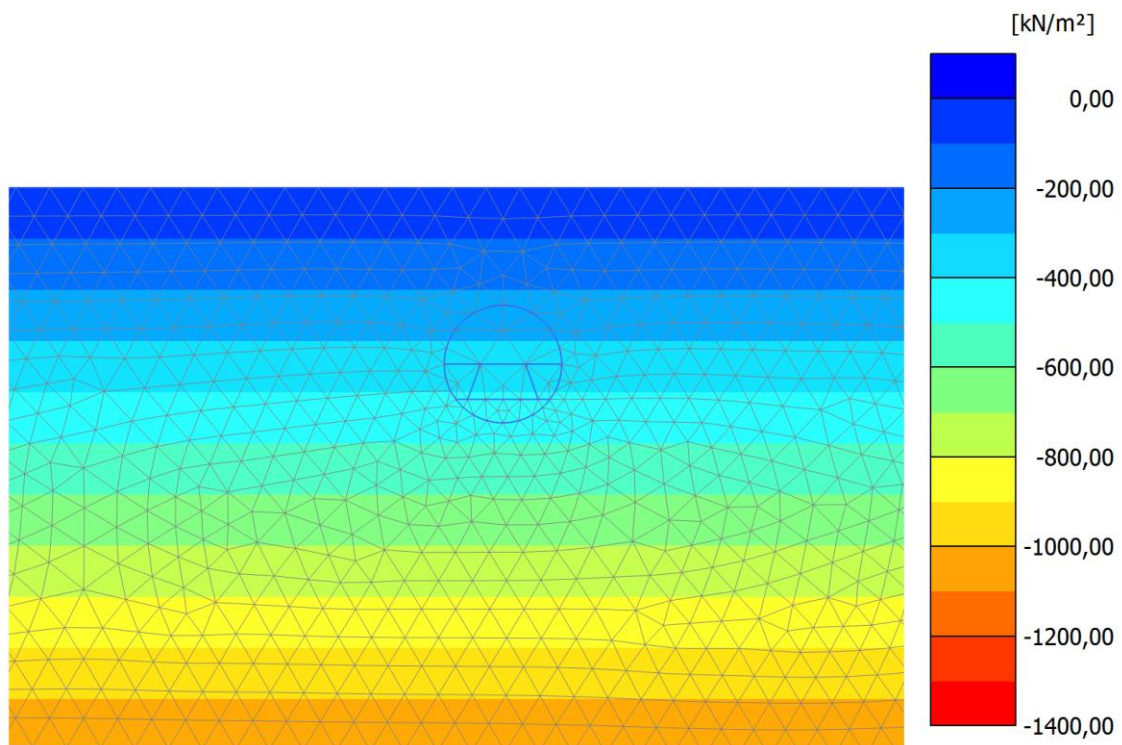


Figura 13.1: Etapa 0 de construcción. Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo C.

Siguiendo la relación $\sigma_y = \gamma H$, donde γ es la densidad del suelo y H es la profundidad a la cual mide el esfuerzo vertical. Como se aprecia en la Figura 13.1, el esfuerzo vertical aumenta su valor desde 0 [kN] en la superficie hasta los -1400 [kN] a los 60 [m] de profundidad.

Al realizar la primera excavación, es posible ver en la Figura 13.2 una acomodación o redistribución de los esfuerzos verticales tanto en la parte superior como inferior del túnel.

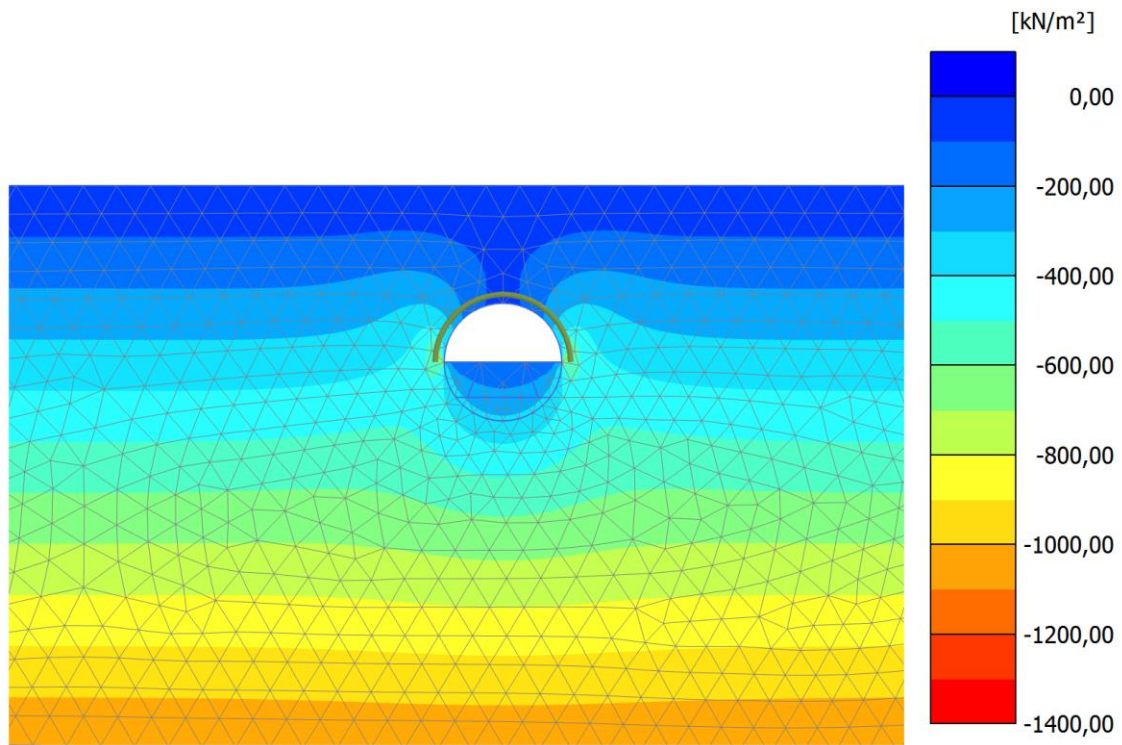
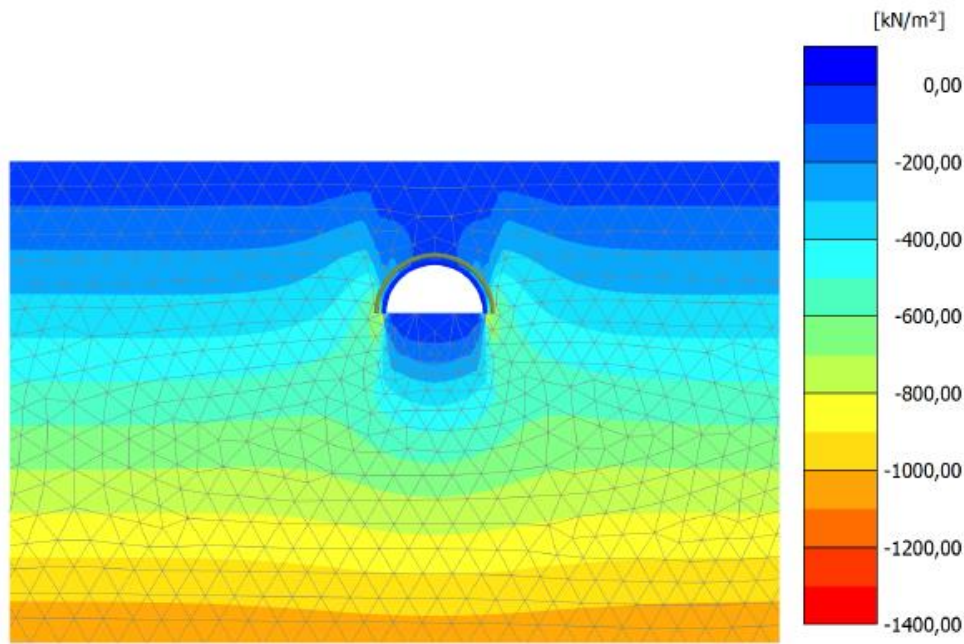


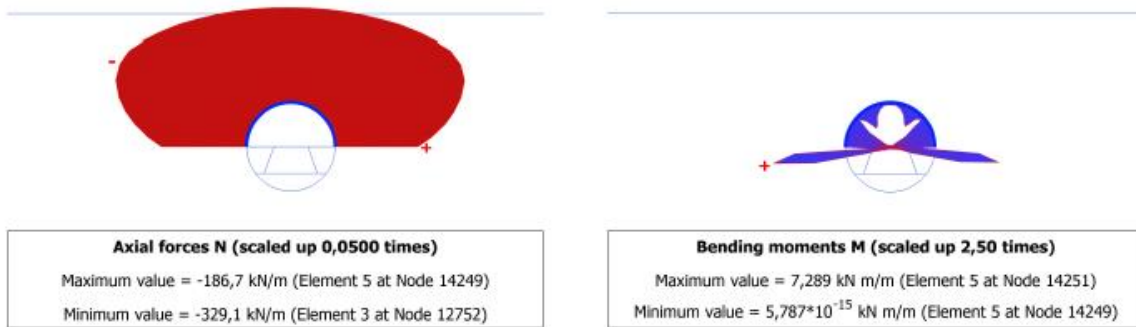
Figura 13.2: Etapa 1 de construcción. Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo C.

Concentrándose principalmente en los extremos ubicados en la horizontal del túnel (esquinas) y relajándose en los extremos superior e inferior de este. Sin embargo, es necesario destacar que el suelo es capaz de soportarse a sí mismo para esta etapa, evitando así el colapso.

Posteriormente se aplica el revestimiento escogido y presentado en la sección 5.4.6 en la sección superior del túnel. Debido a esto, las cargas que originalmente estaban aplicadas sobre el suelo pasan a ser tomadas por el revestimiento, originando una nueva redistribución de estos esfuerzos como se puede ver en la Figura 13.3 (a).



(a)



(b)

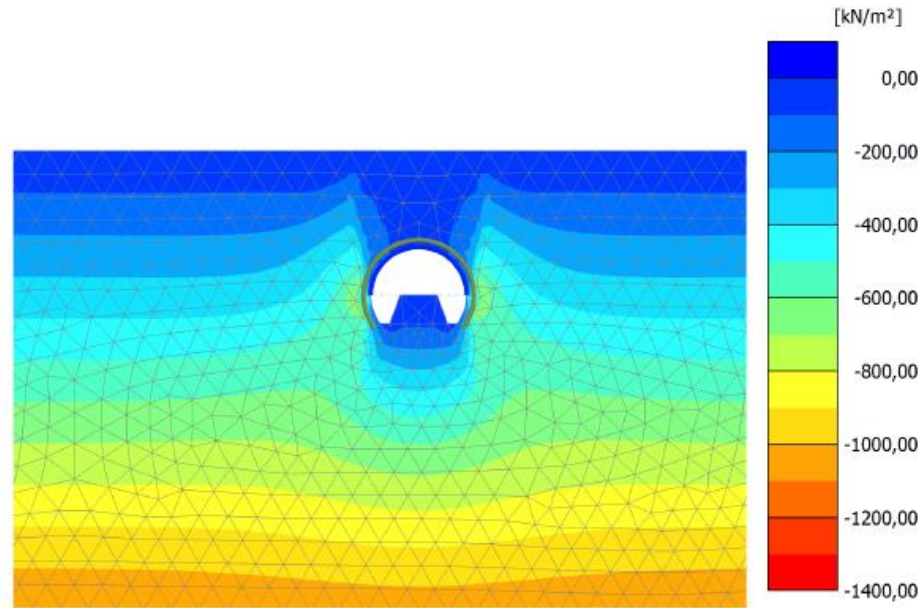
(c)

Figura 13.3: Etapa 2 de Construcción. (a) Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo C (b) Diagrama de esfuerzo Axial en revestimiento túnel (c) Diagrama de Momento en revestimiento túnel.

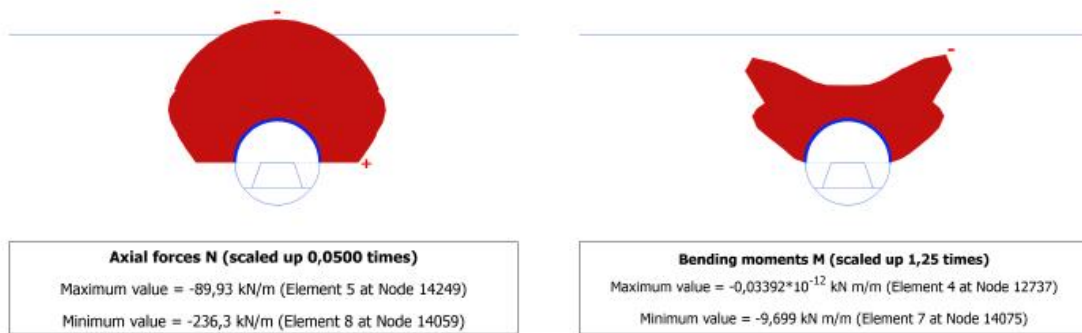
En las Figura 13.3 (b) y Figura 13.3 (c) se presentan la distribución de esfuerzos axiales y de momento con sus valores máximos y mínimos en el revestimiento aplicado en esta etapa constructiva. Es posible apreciar que las cargas axiales mayores, igual a -329.1 [kN], se ubican en las esquinas del revestimiento y el valor mínimo igual a -186.7 [kN] se ubica justo en la parte superior del túnel. Lo cual coincide con la distribución de esfuerzos presentada en el suelo.

En cuanto a la distribución de momentos, si bien los valores son pequeños debido a la rigidez del suelo y del revestimiento, los momentos máximos de valor 7.289 [kN-m] se ubican exactamente en donde están los valores máximos del esfuerzo axial.

Para la segunda etapa de excavación del túnel, en donde se realiza el machón o frente, como se puede ver en la Figura 13.4 (a), la distribución de esfuerzos vuelve a cambiar debido a las deformaciones ocasionadas por la a la excavación. Esto conlleva a un aumento en los esfuerzos en las esquinas del túnel, específicamente en las paredes ubicadas en la horizontal.



(a)



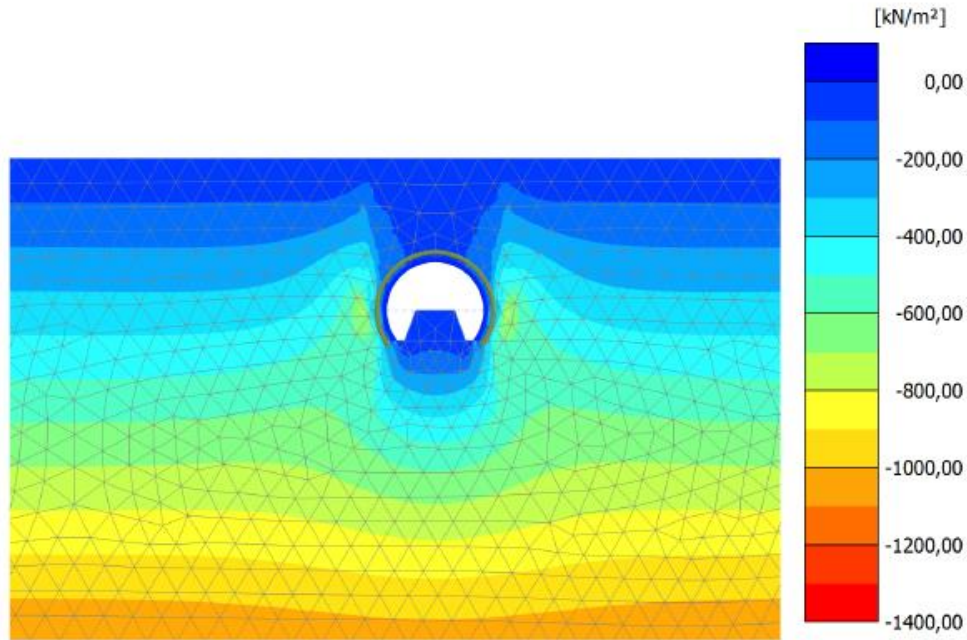
(b)

(c)

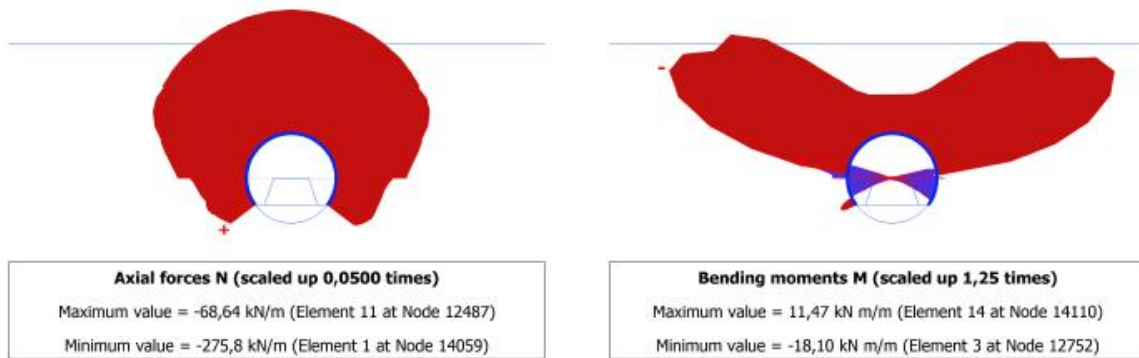
Figura 13.4: Etapa 3 de Construcción. (a) Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo C (b) Diagrama de esfuerzo Axial en revestimiento túnel (c) Diagrama de Momento en revestimiento túnel.

En cuanto a la distribución de los esfuerzos axiales y de momento en el revestimiento del túnel, esta no cambia de manera significativa, simplemente cambian los valores como se puede ver en las Figura 13.4 (b) y Figura 13.4 (c). En donde en el caso del esfuerzo axial, el valor máximo decrece de -329.1 [kN] a -236.3 [kN] y el valor mínimo aumenta de -186.3 [kN] a -89.93 [kN].

Para la tercera etapa constructiva, en donde se aplica revestimiento a la zona excavada anteriormente, la distribución de esfuerzos cambia nuevamente debido a las deformaciones ocasionadas por las excavaciones como se puede apreciar en la Figura 13.5 (a). Generando un anillo en la parte inferior del túnel.



(a)



(b)

(c)

Figura 13.5: Etapa 4 de Construcción. (a) Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo C (b) Diagrama de esfuerzo Axial en revestimiento túnel (c) Diagrama de Momento en revestimiento túnel.

En cuanto a la distribución de los esfuerzos axiales y de momento en el revestimiento del túnel, estos cambian debido a la nueva sección de revestimiento presente. Ocasionando una variación en la ubicación de los esfuerzos máximos.

El esfuerzo axial mínimo ahora se ubica en la porción más baja del revestimiento con un valor de -68.64 [kN] y el valor mínimo, manteniendo su ubicación, decrece a un valor de -275.8 [kN]. Así mismo, el esfuerzo de momento mantiene su distribución. Sin embargo, los valores de momento máximo decrecen de -9.699 [kN-m] a -18.10 [kN-m].

En la etapa de construcción cinco, se excava el frente de trabajo del túnel, lo cual origina una redistribución de esfuerzos alrededor de la excavación del túnel. Como se puede notar en la Figura 13.6 (a), en donde las paredes ubicadas en la horizontal de la sección son las que concentran mayor nivel de carga, con valores de entre -800 [kN] hasta -1000 [kN] de compresión.

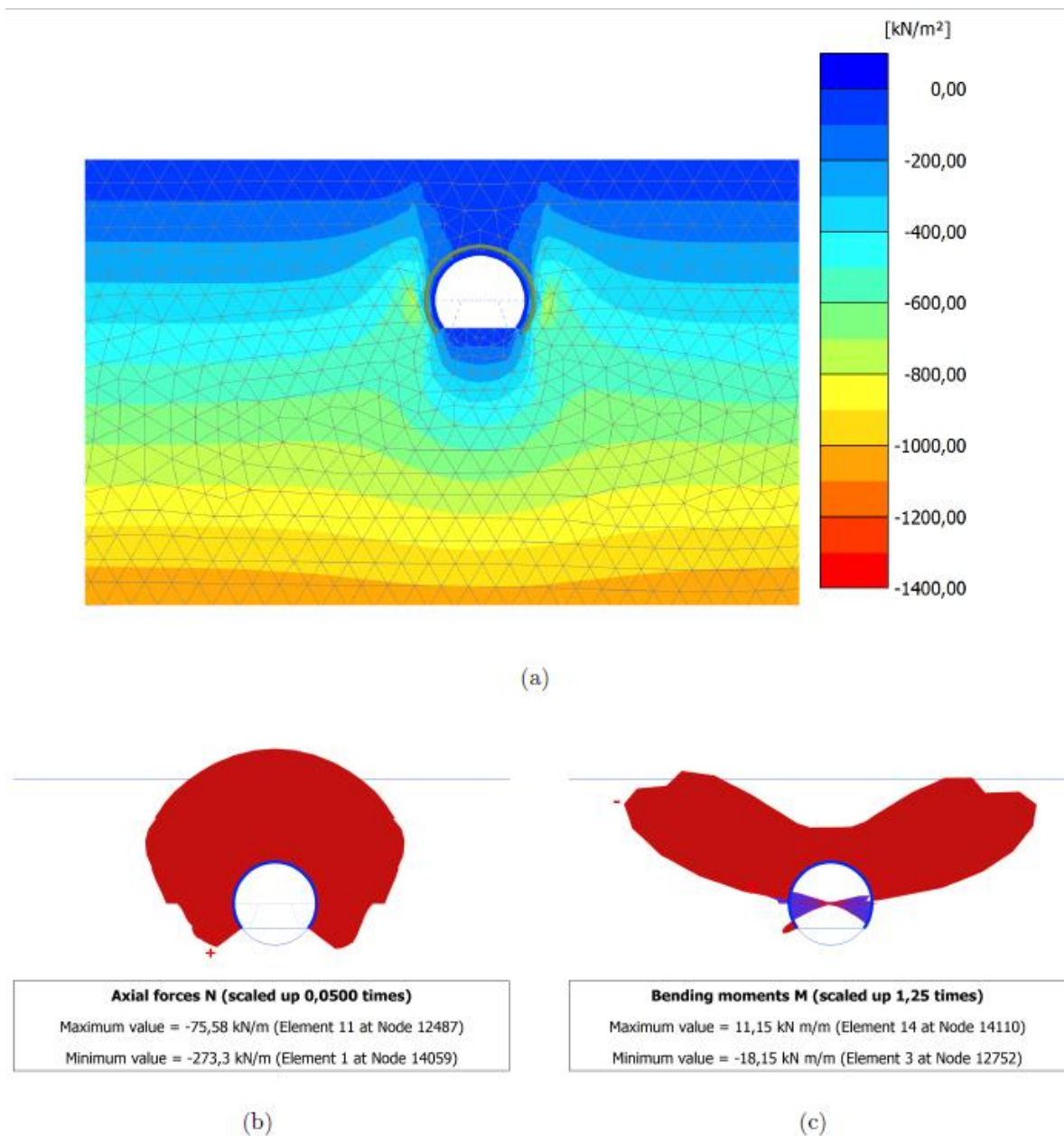


Figura 13.6: Etapa 5 de Construcción. (a) Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo C (b) Diagrama de esfuerzo Axial en revestimiento túnel (c) Diagrama de Momento en revestimiento túnel.

En consecuencia, los esfuerzos axiales y de momento cambian sus valores máximos y mínimos, pero mantienen su distribución a lo largo del revestimiento como se puede notar en las Figuras 13.6 (b) y Figura 13.6 (c). El esfuerzo axial pasa de un valor mínimo, ubicado en la zona baja del revestimiento, de -68,64 [kN] a -75,58 [kN] y un valor máximo de -275,8 [kN] decrece a -273,3 [kN], lo cual no es un cambio tan significativo. Mientras tanto el momento, pasa de un valor máximo de -18.17 [kN-m] a -18.15 [kN-m] y un valor mínimo de 11.48 [kN-m] decrece a 11.15 [kN-m].

Para sintetizar, los valores máximos y mínimos de ambos esfuerzos del revestimiento cambian, pero no significativamente, y mantienen su ubicación. Todo esto debido a la excavación del frente, el cual parece tener un leve impacto en el método constructivo para esta modelación 2D en Plaxis.

En la etapa seis de construcción Figura 13.7(a), se excava la zona faltante de la sección de túnel, es decir, la zona inferior de este. Esto genera nuevamente, un cambio en la distribución de esfuerzos debido a las deformaciones producidas por la excavación, llegando así a la distribución casi final que es posible esperar del suelo.

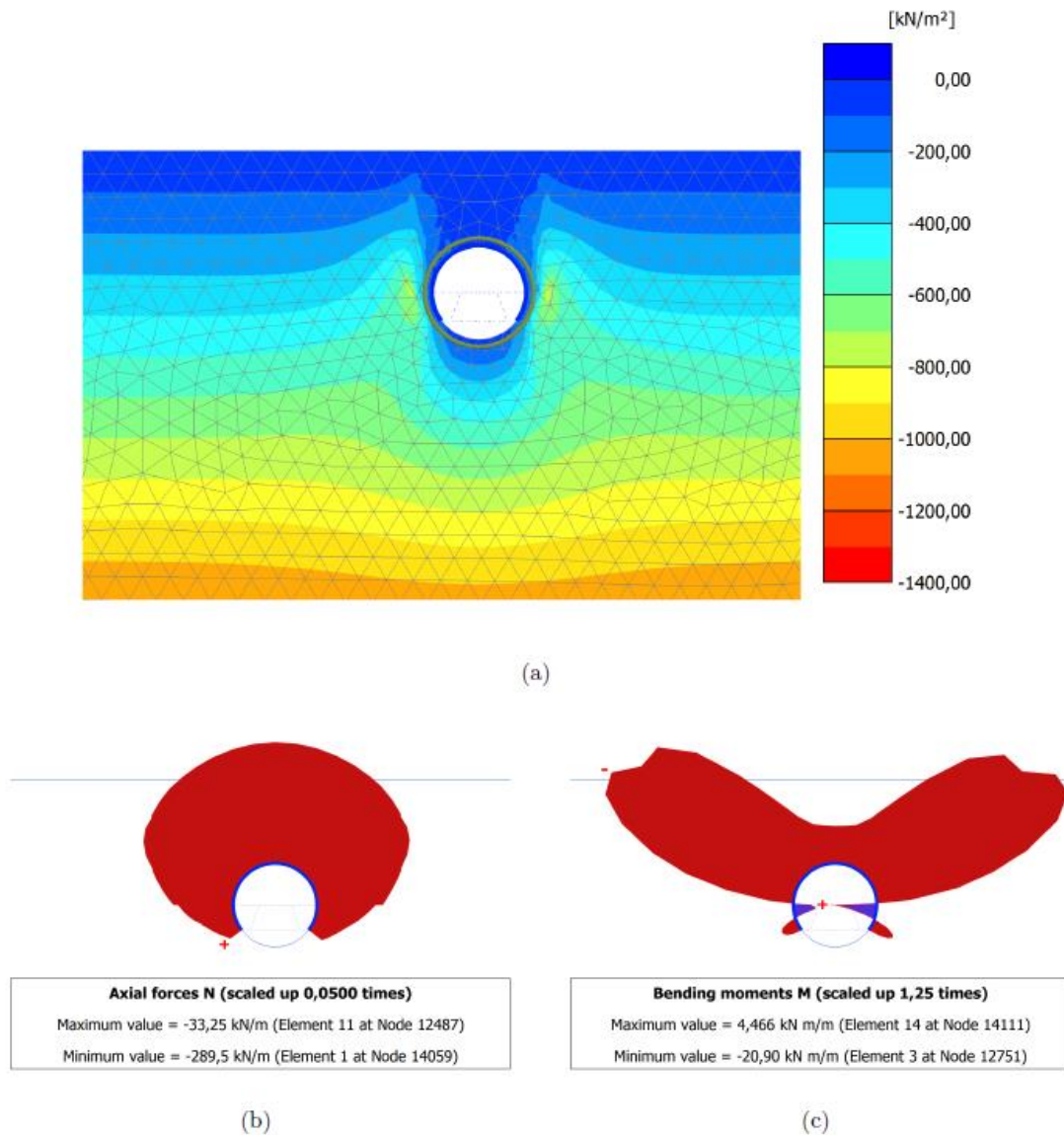


Figura 13.7: Etapa 6 de Construcción. (a) Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo C (b) Diagrama de esfuerzo Axial en revestimiento túnel (c) Diagrama de Momento en revestimiento túnel.

Por consiguiente, los esfuerzos axiales y de momento presentes en el revestimiento del túnel tienen variaciones de, por ejemplo, 20 [kN] para el esfuerzo axial máximo y 40 [kN] para el esfuerzo axial mínimo. Y en cuanto a los momentos, estos presentan variaciones de 2 [kN-m] para el máximo y 7 [kN-m] para el mínimo. Si bien no son variaciones importantes, muestran que el revestimiento va tomando cada vez más y más carga del suelo.

Para la etapa final de construcción, en la cual se completa totalmente la sección transversal de túnel con revestimiento, es posible tener la distribución del suelo final una vez nuestro túnel esté completamente terminado como se puede ver en la Figura 13.8 (a).

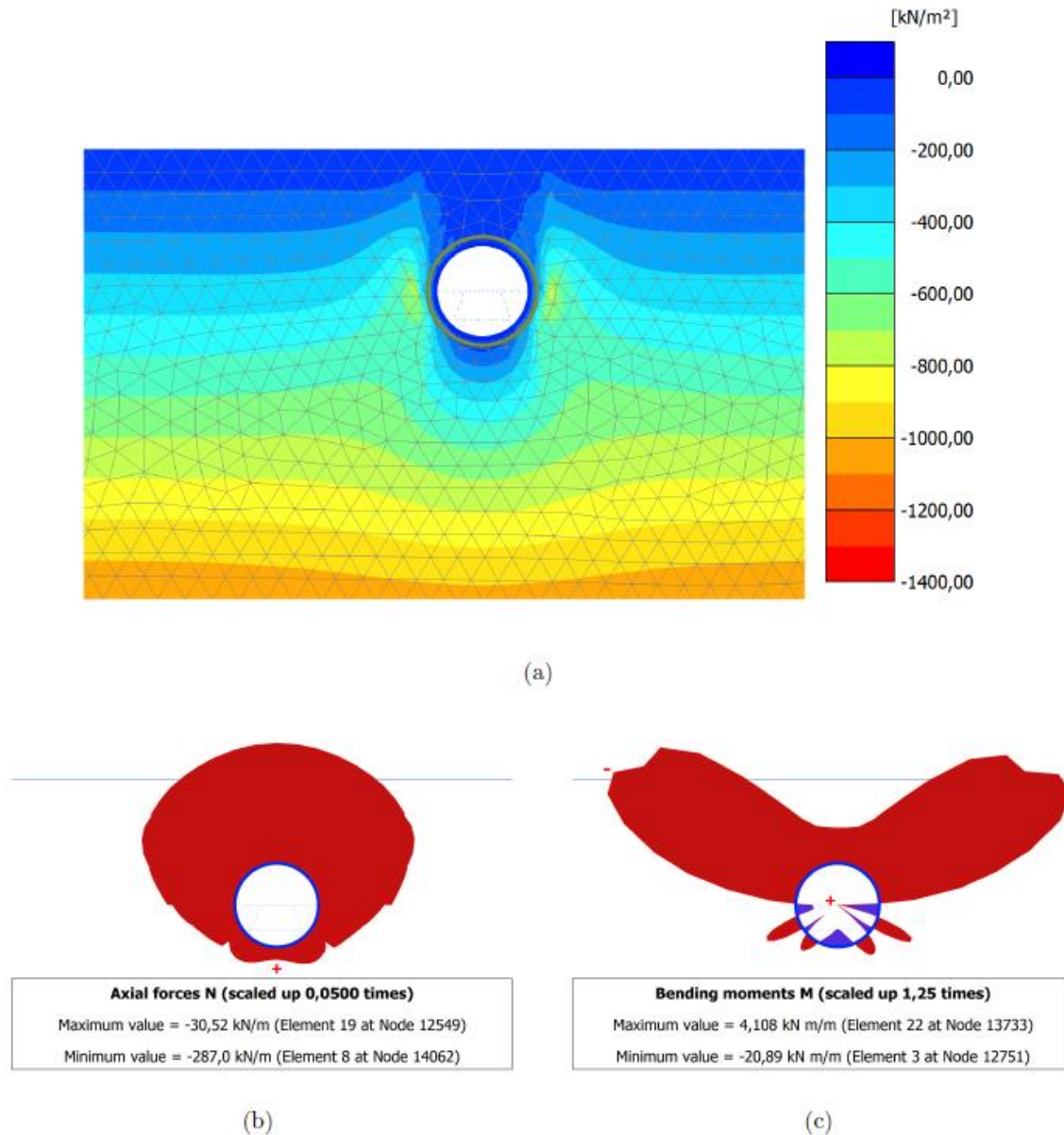


Figura 13.8: Etapa 7 de Construcción. (a) Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo C (b) Diagrama de esfuerzo Axial en revestimiento túnel (c) Diagrama de Momento en revestimiento túnel.

Es por esto, que se presentan en las Figuras 13.8 (b) y Figura 13.8 (c) la distribución final de los esfuerzos axiales y de momento del revestimiento. Con los valores finales máximos de -287[kN] para el caso del esfuerzo axial y un valor máximo de -20,89 [kN-m] para el caso de los momentos.

Suelo Tipo E

A continuación, se presentan los resultados de cómo va variando la distribución de esfuerzos verticales del suelo E alrededor del túnel una vez que se construye. Además, se muestran la distribución de esfuerzos del revestimiento del túnel una vez es aplicado.

En una primera instancia, cuando aún no se inicia las excavaciones del túnel. El suelo se encuentra en su estado natural, es decir los esfuerzos verticales en este, se van incrementando con la profundidad.

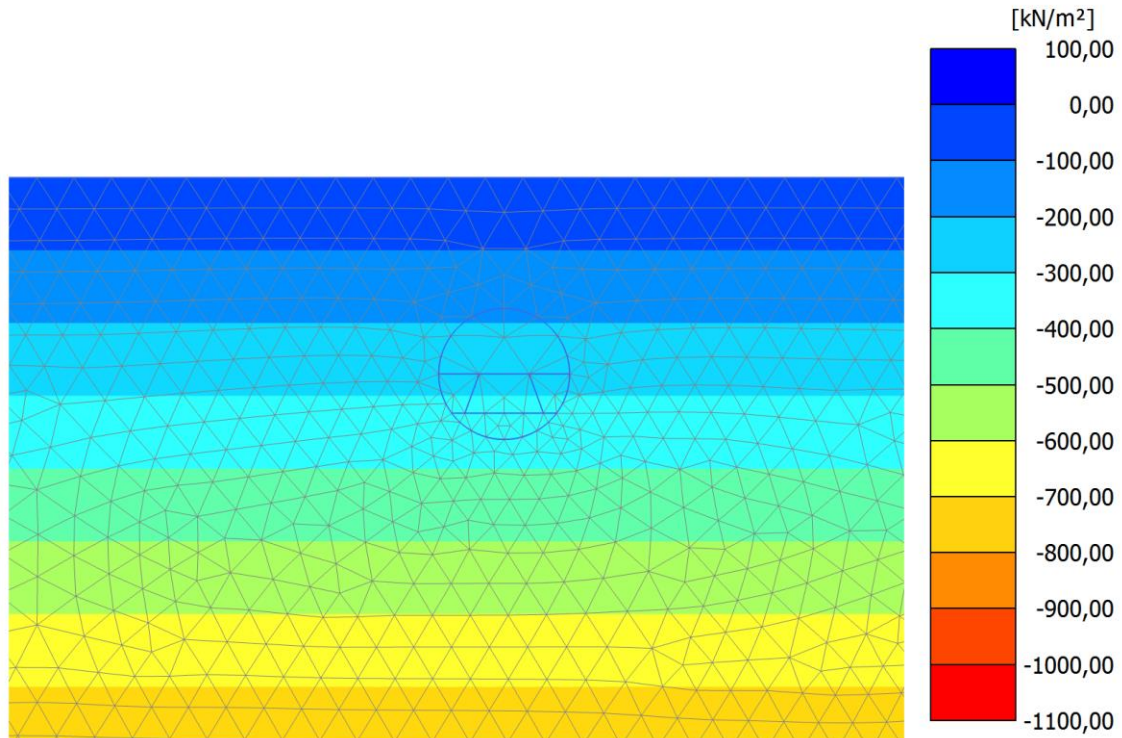


Figura 13.9: Etapa 0 de construcción. Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo E.

Siguiendo la relación $\sigma_y = \gamma H$, donde γ es la densidad del suelo y H es la profundidad a la cual mide el esfuerzo vertical. Como se aprecia en la Figura 13.9, el esfuerzo vertical aumenta su valor desde 0 [kN] en la superficie hasta los -1100 [kN] a los 60 [m] de profundidad.

Al realizar la primera excavación, es posible ver en la Figura 13.10 una acomodación o redistribución de los esfuerzos verticales tanto en la parte superior como inferior del túnel.

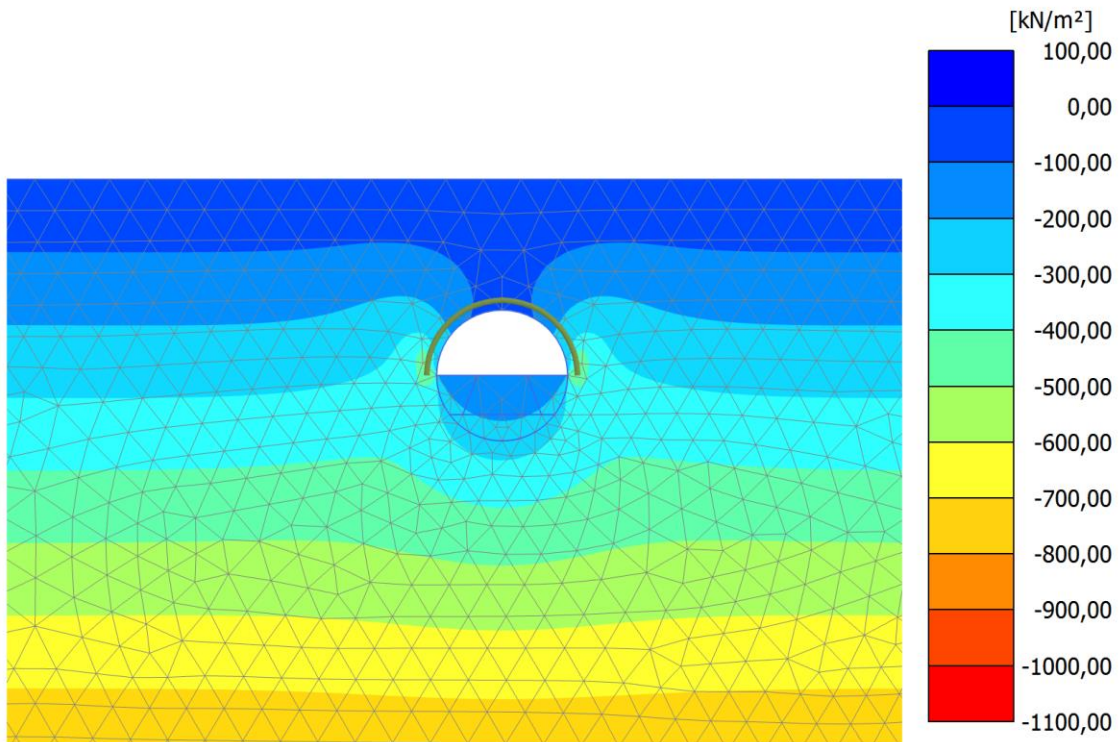
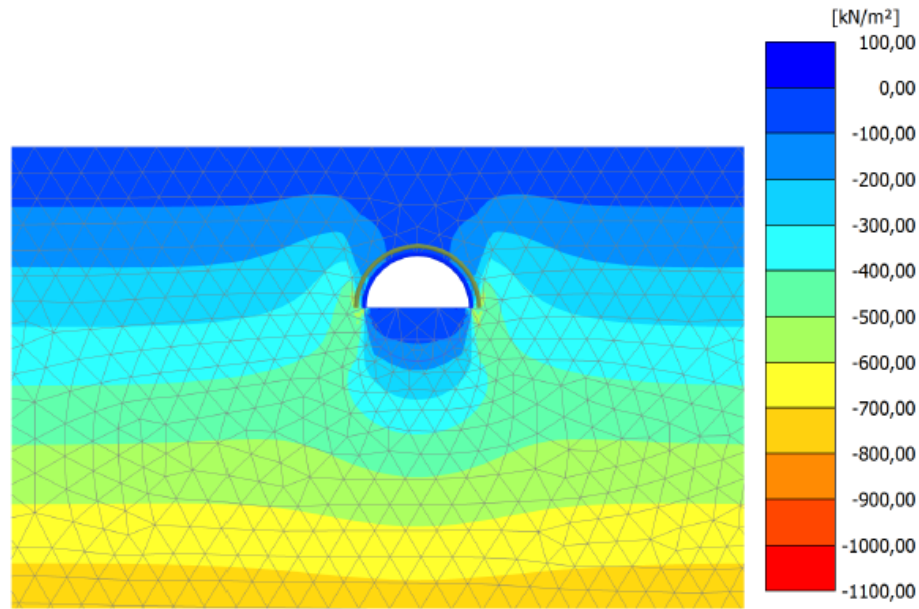


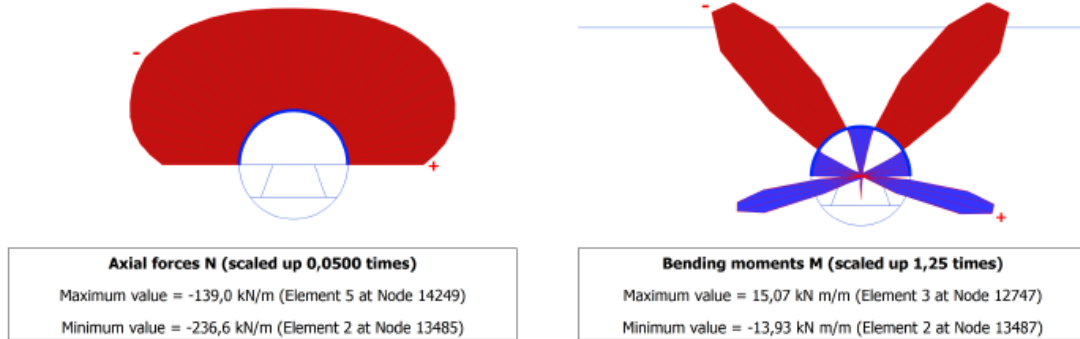
Figura 13.10: Etapa 1 de construcción. Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo E.

Concentrándose principalmente en los extremos ubicados en la horizontal del túnel (esquinas) y relajándose en los extremos superior e inferior de este. Sin embargo, es necesario destacar que el suelo es capaz de soportarse a sí mismo para esta etapa, evitando así el colapso.

Posteriormente se aplica el revestimiento escogido y presentado en la sección 5.4.6 en la sección superior del túnel. Debido a esto, las cargas que originalmente estaban aplicadas sobre el suelo pasan a ser tomadas por el revestimiento, originando una nueva redistribución de estos esfuerzos como se puede ver en la Figura 13.11 (a).



(a)



(b)

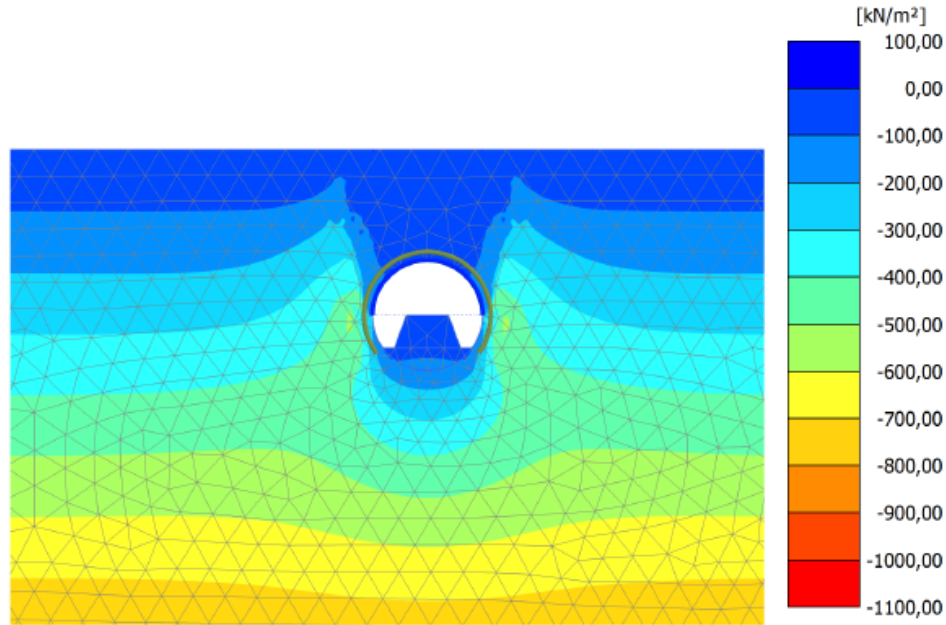
(c)

Figura 13.11: Etapa 2 de Construcción. (a) Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo E (b) Diagrama de esfuerzo Axial en revestimiento túnel (c) Diagrama de Momento en revestimiento túnel.

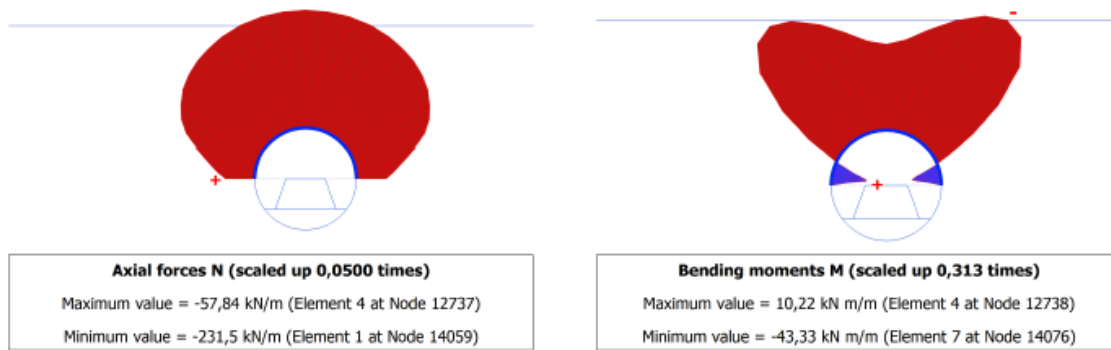
En las Figura 13.11 (b) y Figura 13.11 (c) se presentan la distribución de esfuerzos axiales y de momento con sus valores máximos y mínimos en el revestimiento aplicado en esta etapa constructiva. Es posible apreciar que las cargas axiales mayores, igual a $-236,6$ [kN], se ubican en las esquinas del revestimiento y el valor mínimo igual a $-139,0$ [kN] se ubica justo en la parte superior del túnel. Lo cual coincide con la distribución de esfuerzos presentada en el suelo.

En cuanto a la distribución de momentos, si bien los valores incrementan debido a la rigidez del suelo y del revestimiento, los momentos máximos de valor $15,07$ [kN-m] se ubican exactamente en donde están los valores máximos del esfuerzo axial.

Para la segunda etapa de excavación del túnel, en donde se realiza el machón o frente, como se puede ver en la Figura 13.12 (a), la distribución de esfuerzos vuelve a cambiar debido a las deformaciones ocasionadas por la a la excavación. Esto conlleva a un aumento en los esfuerzos en las esquinas del túnel, específicamente en las paredes ubicadas en la horizontal.



(a)



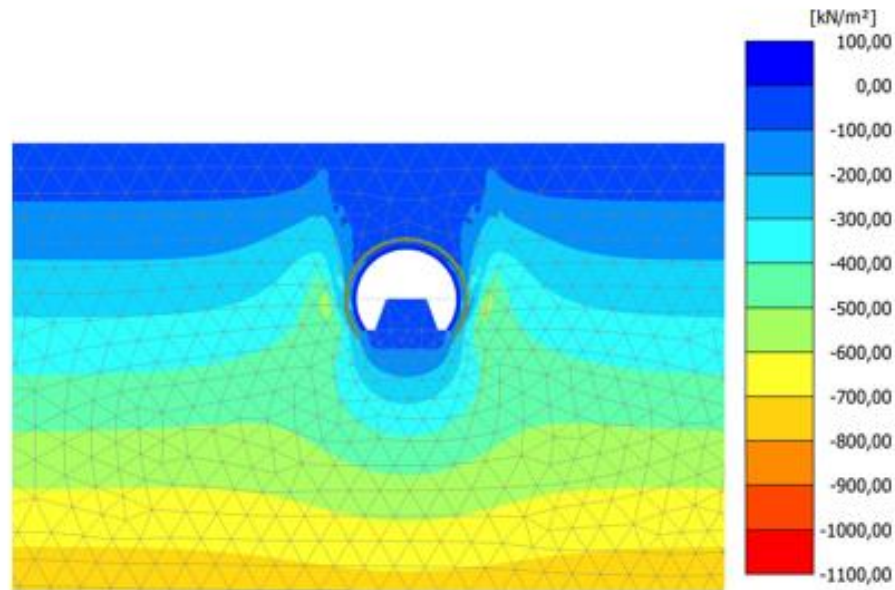
(b)

(c)

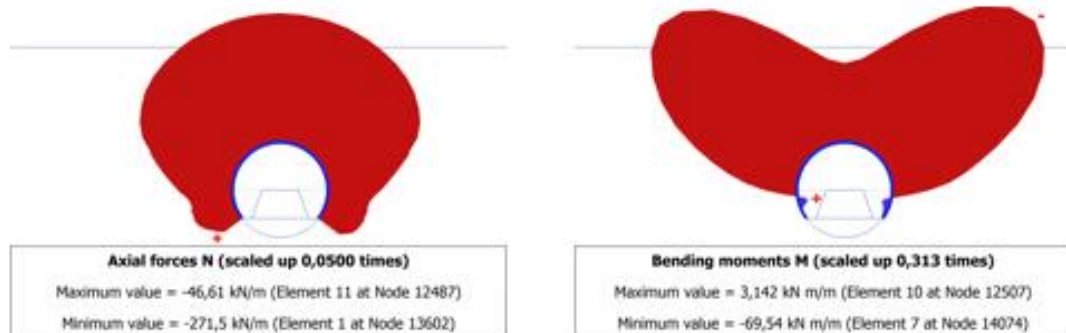
Figura 13.12: Etapa 3 de Construcción. (a) Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo E (b) Diagrama de esfuerzo Axial en revestimiento túnel (c) Diagrama de Momento en revestimiento túnel.

En cuanto a la distribución de los esfuerzos axiales y de momento en el revestimiento del túnel, esta no cambia de manera significativa, simplemente cambian los valores como se puede ver en las Figura 13.12 (b) y Figura 13.12 (c). En donde en el caso del esfuerzo axial, el valor máximo decrece de -236 [kN] a -231 [kN] y el valor mínimo aumenta de -139 [kN] a -57.8 [kN].

Para la tercera etapa constructiva, en donde se aplica revestimiento a la zona excavada anteriormente, la distribución de esfuerzos cambia nuevamente debido a las deformaciones ocasionadas por las excavaciones como se puede apreciar en la Figura 13.13 (a). Generando un anillo en la parte inferior del túnel.



(a)



(b)

(c)

Figura 13.13: Etapa 4 de Construcción. (a) Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo E (b) Diagrama de esfuerzo Axial en revestimiento túnel (c) Diagrama de Momento en revestimiento túnel.

En cuanto a la distribución de los esfuerzos axiales y de momento en el revestimiento del túnel, estos cambian debido a la nueva sección de revestimiento presente. Ocasionando una variación en la ubicación de los esfuerzos máximos.

El esfuerzo axial mínimo ahora se ubica en la porción más baja del revestimiento con un valor de $-46,61$ [kN] y el valor mínimo, manteniendo su ubicación, decrece a un valor de $-271,5$ [kN].

Así mismo, el esfuerzo de momento mantiene su distribución. Sin embargo, los valores de momento máximo decrecen de $-43.33\text{kN}\cdot\text{m}$ a $-69.54\text{ [kN}\cdot\text{m]}$.

En la etapa de construcción cinco, se excava el frente de trabajo del túnel, lo cual origina una redistribución de esfuerzos alrededor de la excavación del túnel. Como se puede notar en la Figura 13.14 (a), en donde las paredes ubicadas en la horizontal de la sección son las que concentran mayor nivel de carga, con valores de entre -600[kN] hasta -800[kN] de compresión.

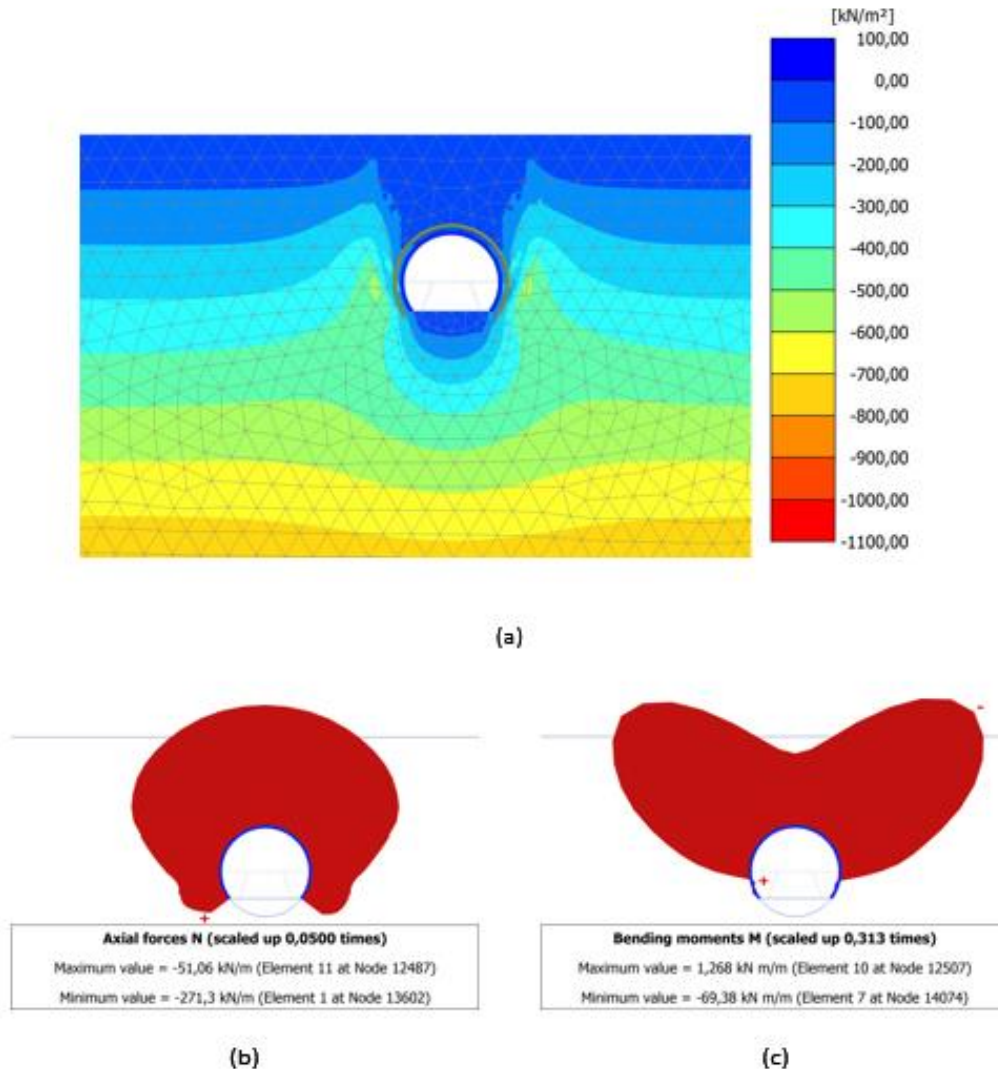


Figura 13.14: Etapa 5 de Construcción. (a) Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo E (b) Diagrama de esfuerzo Axial en revestimiento túnel (c) Diagrama de Momento en revestimiento túnel.

En consecuencia, los esfuerzos axiales y de momento cambian sus valores máximos y mínimos, pero mantienen su distribución a lo largo del revestimiento como su puede notar en las Figuras 13.14 (b) y Figura 13.14 (c). El esfuerzo axial pasa de un valor mínimo, ubicado en la zona baja del revestimiento, de -46.61 [kN] a -51.06 [kN] y un valor máximo de $-271,5\text{ [kN]}$ decrece a $-271,3$

[kN], lo cual no es un cambio tan significativo. Mientras tanto el momento, pasa de un valor máximo de -69.54 [kN-m] a -69.38 [kN-m].

Para sintetizar, los valores máximos y mínimos de ambos esfuerzos del revestimiento cambian, pero no significativamente, y mantienen su ubicación. Todo esto debido a la excavación del frente, el cual parece tener un leve impacto en el método constructivo para esta modelación 2D en Plaxis.

En la etapa seis de construcción Figura 13.15 (a), se excava la zona faltante de la sección de túnel, es decir, la zona inferior de este. Esto genera nuevamente, un cambio en la distribución de esfuerzos debido a las deformaciones producidas por la excavación, llegando así a la distribución casi final que es posible esperar del suelo.

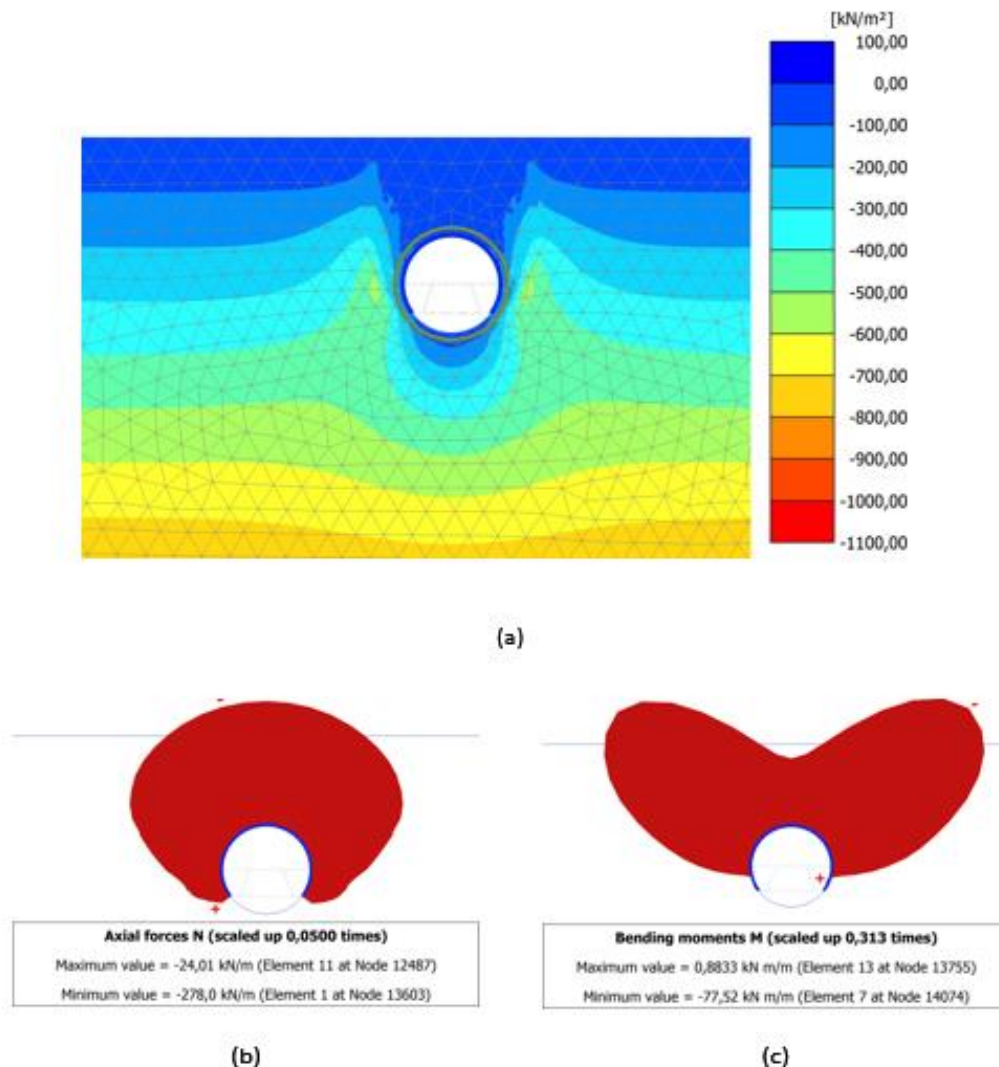


Figura 13.15: Etapa 6 de Construcción. (a) Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo E (b) Diagrama de esfuerzo Axial en revestimiento túnel (c) Diagrama de Momento en revestimiento túnel.

Por consiguiente, los esfuerzos axiales y de momento presentes en el revestimiento del túnel tienen variaciones de, por ejemplo, 40 [kN] para el esfuerzo axial máximo y 8 [kN] para el esfuerzo axial

mínimo. Y en cuanto a los momentos, estos presentan variaciones de 0.2 [kN-m] para el máximo y 8 [kN-m] para el mínimo. Si bien no son variaciones importantes, muestran que el revestimiento va tomando cada vez más y más carga del suelo.

Para la etapa final de construcción, en la cual se completa totalmente la sección transversal de túnel con revestimiento, es posible tener la distribución del suelo final una vez nuestro túnel esté completamente terminado como se puede ver en la Figura 13.16 (a).

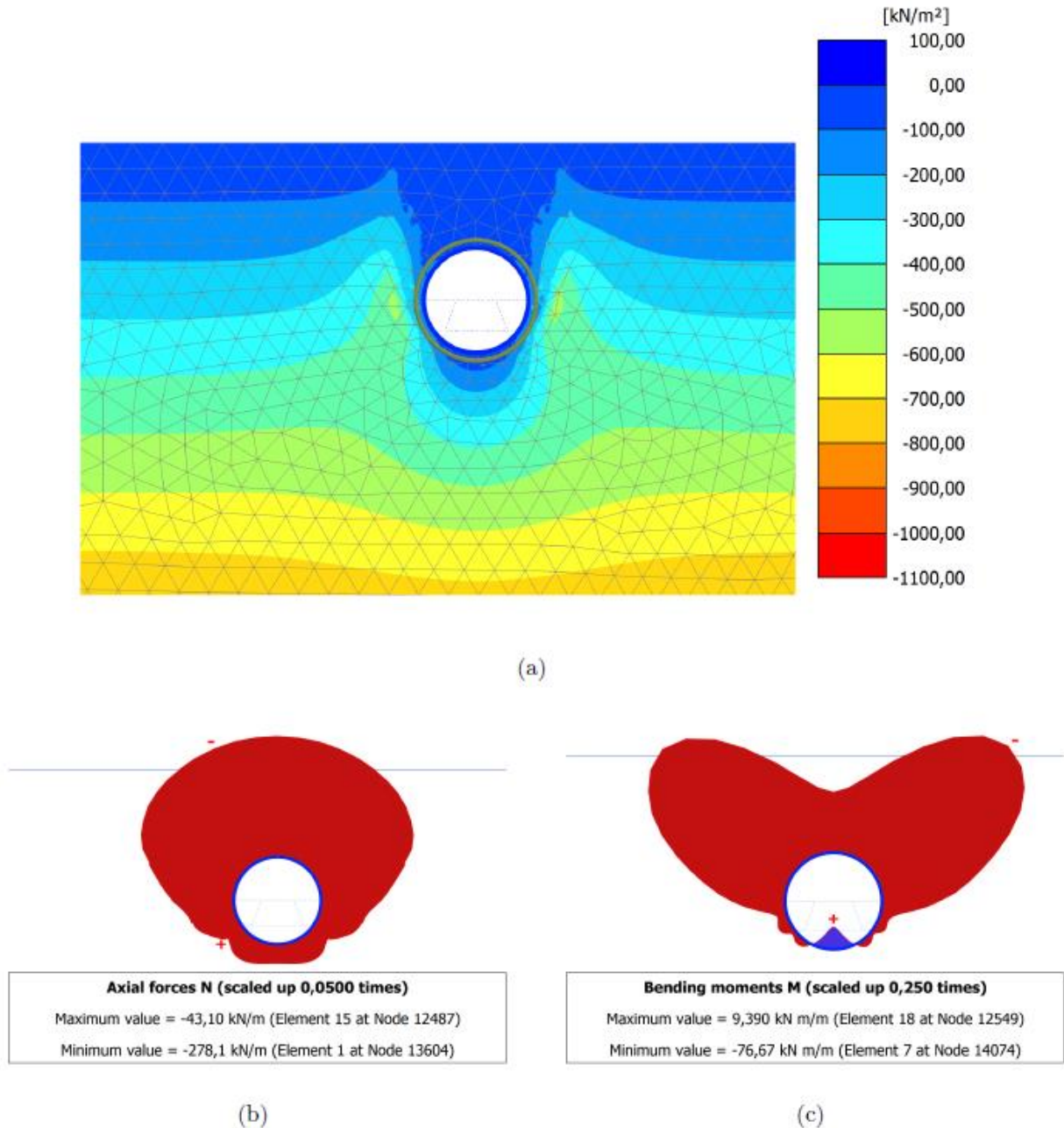


Figura 13.16: Etapa 7 de Construcción. (a) Distribución de esfuerzos verticales suelo tipo E (b) Diagrama de esfuerzo Axial en revestimiento túnel (c) Diagrama de Momento en revestimiento túnel.

Es por esto, que se presentan en las Figuras 13.16 (b) y Figura 13.16 (c) la distribución final de los esfuerzos axiales y de momento del revestimiento. Con los valores finales máximos de -278.1 [kN] para el caso del esfuerzo axial y un valor máximo de -76.67 [kN-m] para el caso de los momentos.