



**Universidad del Desarrollo**

Facultad de Ingeniería

# DISEÑO ESTÁTICO Y SÍSMICO DE TÚNELES SUPERFICIALES EN SUELOS BLANDOS

POR: LUIS FELIPE MEDINA MOLINA

Tesis presentada a la Facultad de Ingeniería de la Universidad del Desarrollo para optar al grado académico de Máster en Ciencias de la Ingeniería

PROFESOR GUÍA:

GABRIEL ALFONSO CANDIA AGUSTI, Ph.D.

Junio 2023

SANTIAGO

*©The total or partial reproduction of this publication is authorized for educational purposes, as well as other non-commercial purposes as long as the source is cited.*

*Dedicado a mi familia y al amor de mi vida,*

*gracias por su apoyo incondicional.*

# AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradecer a mi profesor guía Gabriel Candia, quien me dedicó incondicionalmente su tiempo desde el primer día de clases a guiar mi camino en el magister, por preocuparse de cada necesidad y por apoyarme en todas las actividades que conlleva realizar un postgrado. Le agradezco todo el conocimiento transmitido y por su eterna dedicación, lo cual me motiva a seguir investigando en un futuro cercano. En el además de un tutor, encontré un amigo, siempre pendiente de mi bienestar y mi adecuado progreso, por esto, muchos gracias.

Agradecer a la Universidad del Desarrollo y en especial al personal y académicos de la Facultad de Ingeniería, por permitirme cursar mis estudios de postgrado, entregándome el financiamiento necesario para poder lograrlo con éxito.

Agradezco a la Vicerrectoría de Investigación y Doctorados por su apoyo en las actividades de investigación, las cuales me permitieron presentar mi investigación en diferentes lugares.

Agradecerle a mi amigo Carlos Gutiérrez, con quien tuve la fortuna de compartir mi etapa de investigación, a el le debo muchas cosas aprendidas y con quien pasamos tardes y noches completas desarrollando problemas de ingeniería sísmica.

Agradezco a mi familia, por su apoyo durante estos años de estudio, su cariño y comprensión.

Agradecer a Javiera, mi compañera de vida, con quien he vivido esta etapa tan desafiante y que ahora ella comienza a vivir, a ti nada más que agradecer la comprensión y el amor entregado durante todos estos años, sin ti nada de esto sería posible.

Agradezco de manera especial a Dios, fuente de sabiduría y guía en todo momento. Agradezco por su inmensa bondad, por brindarme fortaleza, paciencia y perseverancia durante todo el proceso de investigación y redacción de esta tesis de magíster. Reconozco que sin su amor y misericordia, este logro no habría sido posible.

# ABSTRACT

In recent years there has been uncertainty in the seismic design of tunnels due to the limited or lack of regulations related to seismic design. The motivation for this research is the evidence in recent decades of damage due to earthquakes in this type of structures (e.g. Dowding & Rozan, 1978; Owen & Scholl 1981; Power et al., 1998; Wang et al., 2001; Yashiro & Kojima 2007). Although the observed damage levels are less than those observed in aboveground structures, they are still significant and risky, mainly due to the importance that these critical infrastructures.

The objective of this research is to answer the following question: Can a shallow tunnel correctly designed to resist static loads withstand severe earthquakes without significant damage? This allows validating a static design for dynamic load conditions associated with seismic movements.

To carry out the objective of this research, a literature review of tunnel construction methods and calculation for the static design of tunnel lining in soils is first carried out.

In addition, in this study a 2D finite element model was built for a 6m diameter circular tunnel buried at a depth of 12m in a medium dense dry sand deposit, supported on an elastic half space. The numerical model was implemented in OpenSees; it features the tunnel excavation sequence, a non-linear constitutive laws for the sand, and a dynamic analysis for severe earthquakes associated to hazard levels of 500 and 2500 years of return period.

Finally, from the analysis of results, the research hypothesis was validated, thus, a tunnel design for static loads without seismic considerations can resist significant shaking without significant damage.

## RESUMEN

En la práctica de la ingeniería aún existe un nivel de incertidumbre en el diseño sísmico de túneles debido a la falta de regulaciones y normativas específicas para cada ambiente sísmico. La motivación de esta investigación es la evidencia en las última décadas de daños a causa de terremotos en este tipo de estructuras (p.ej. Dowding & Rozan, 1978; Owen & Scholl 1981; Power et al., 1998; Wang et al., 2001; Yashiro & Kojima 2007). Si bien los daños ocurridos han sido menores a los causados en estructura superficiales, estos no dejan de ser significativos y riesgosos debido principalmente a la importancia que estas estructuras subterráneas tienen en el transporte de personas.

El objetivo de esta investigación es responder a la pregunta: ¿Un túnel poco profundo correctamente diseñado para resistir cargas estáticas puede soportar sismos severos sin daños significativos?, lo cual permite probar un diseño estático bajo condiciones de cargas dinámicas asociadas a movimientos sísmicos.

Para llevar a cabo el objetivo de esta investigación primeramente se realiza una revisión bibliográfica de los métodos constructivos de túneles y de cálculo para el diseño estático del revestimiento de túneles en suelos.

Además, en este estudio se construyó un modelo de elementos finitos 2D con un túnel circular de 6m de diámetro enterrado a 12m de profundidad en un depósito de arena media densa sin presencia de nivel freático, apoyado sobre un semi-espacio elástico. El modelo se resuelve por medio de la herramienta de elementos finitos OpenSees y considera la secuencia constructiva del túnel, una ley constitutiva no lineal para el arena, y seguido de un análisis dinámico para simular los efectos de un sismo severo (e.g., periodo de retorno de 500 años) y un sismo excepcionalmente severo (e.g., periodo de retorno de 2500 años).

Finalmente, a través del análisis de resultados y una propuesta de diseño estático se valida la pregunta de investigación para un túnel sometido a sismos de gran intensidad.

## TABLA DE CONTENIDOS

1.	INTRODUCCIÓN .....	10
2.	METODOLOGÍA .....	12
3.	ESTADO DEL ARTE .....	14
3.1.	Métodos de Excavación de Túneles .....	14
3.1.1.	NATM .....	14
3.1.2.	Método de la Bóveda Autoportante (SSV) .....	17
3.1.3.	Método Belga .....	17
3.1.4.	Método Alemán .....	18
3.2.	Elementos de refuerzo y sostenimiento .....	19
3.2.1.	Concreto proyectado con malla electrosoldada .....	19
	Marcos metálicos .....	19
3.3.	Diseño bajo cargas estáticas .....	20
3.3.1.	Cargas estáticas del sostenimiento .....	20
3.3.2.	Método de Convergencia Confinamiento (CCM) .....	20
3.3.3.	Métodos Numéricos (NM) .....	21
3.4.	Diseño bajo cargas dinámicas .....	22
3.4.1.	Métodos Analíticos .....	22
3.4.2.	Métodos Experimentales .....	23
3.4.3.	Métodos Numéricos .....	24
3.5.	Diseño Estructural del Revestimiento .....	24
3.5.1.	Combinaciones de carga y consideraciones de diseño (AASHTO-LRFD) .....	25
3.5.2.	Método de cálculo a la rotura o capacidad última .....	26
3.5.3.	Diseño de una sección en flexo-compresión .....	27
4.	MODELO NUMÉRICO .....	30
4.1.	Fase 1: Descarga peso propio .....	31
4.2.	Fase 2: Secuencia constructiva .....	32
4.3.	Fase 3: Análisis dinámico .....	33
5.	RESPUESTA DEL MODELO NUMÉRICO .....	37
5.1.	Esfuerzos internos estáticos .....	37
5.2.	Respuesta dinámica del túnel .....	39

<b>6. ANÁLISIS DE RESULTADOS</b> .....	43
<b>6.1. Diseño estático del revestimiento</b> .....	43
<b>6.2. Diseño sísmico de vigas de revestimiento</b> .....	45
<b>6.3. Evaluación de hipótesis y respuesta de pregunta de investigación</b> .....	46
<b>7. CONCLUSIONES</b> .....	47
<b>REFERENCIAS</b> .....	49

# 1. INTRODUCCIÓN

En la ingeniería existe la noción de que los túneles y otras estructuras subterráneas en suelos firmes son sistemas seguros en caso de sismos, esto debido a la redundancia estructural, las bajas deformaciones del terreno y, especialmente, por el buen desempeño que se ha observado en estos sistemas en terremotos pasados.

Actualmente se construyen muchos túneles alrededor del mundo, incluido Chile. En Chile actualmente no se cuenta con un manual o código de diseño de túneles desarrollada para el ambiente tectónico local, lo cual genera incertidumbres a la hora de modelar y analizar la interacción de este tipo de estructuras. Afortunadamente, el desempeño sísmico de túneles en Chile ha sido muy favorable, incluso en túneles antiguos cuyo diseño no consideró aspectos sísmicos. Esto se debe principalmente a los amplios márgenes de seguridad implícitos en el diseño.

Por este motivo, el presente estudio tiene como objetivo responder la siguiente pregunta de investigación: “¿pueden los túneles diseñados adecuadamente para resistir fuerzas estáticas resistir sismos de gran intensidad sin sufrir daños significativos?”. Para responder esta pregunta, se estudiará la respuesta estática y dinámica de un túnel modelado con elementos finitos, y se hará una comparación de los requerimientos de diseño para dos condiciones: (1) cargas de peso propio y derivadas del proceso constructivo, y (2) fuerzas dinámicas generadas por un sismo. El enfoque de esta investigación es del tipo exploratorio y permitirá verificar (o poner a prueba) algunos de los supuestos básicos sobre el comportamiento sísmico de túneles, e.g., ¿qué medidas de intensidad se correlacionan mejor con la demanda de esfuerzos internos?, ¿qué márgenes de seguridad tienen las estructuras subterráneas? Y ¿Cómo es la comparación de la demanda sísmica y la demanda por la secuencia constructiva?

La importancia de esta investigación radica en poder aceptar o rechazar la hipótesis planteada, pudiendo así comprender de mejor forma el desempeño de estas estructuras subterráneas frente a las cargas sísmicas a los que se verán enfrentadas.

Esta investigación se enmarca en el Proyecto FONDECYT N°11180937 “Seismic Risk of Mined Tunnels” y está organizada en siete capítulos. El Capítulo 2 describe la metodología de trabajo y marco conceptual para desarrollar la investigación. El Capítulo 3 presenta una revisión bibliográfica con un foco en los métodos constructivos y el diseño del revestimiento en túneles. El Capítulo 4 describe el modelo numérico utilizado y el Capítulo 5 presenta los resultados de la descarga estática y respuesta dinámica del sistema. En el Capítulo 6 se evalúa al diseño del revestimiento del túnel bajo las dos condiciones de carga y se entregan

argumentos para responder la pregunta de investigación. Finalmente, el Capítulo 7 entrega las conclusiones referentes a la investigación realizada y lo que se desprende del caso estudiado con el fin de responder a la pregunta de investigación.

## 2. METODOLOGÍA

Para responder a la pregunta de investigación: “¿Los Túneles diseñados adecuadamente para resistir fuerzas estáticas pueden resistir sismos de gran intensidad sin sufrir daños significativos?”, esta investigación utilizó un enfoque exploratorio, el cual consiste en un modelo plano (2D) de un túnel circular en un arena seca. Este modelo toma en cuenta la respuesta no lineal del suelo y la secuencia constructiva de un túnel para la obtención de esfuerzos estáticos. Además, simula la respuesta sísmica del sistema para un túnel ubicado en un ambiente de subducción. Estos dos tipos de análisis (estático y dinámico), permitirán comparar los diseños resultantes de incluir o no incluir los efectos de un sismo en el diseño y responder la hipótesis de trabajo.

El modelo numérico fue implementado en Opensees (McKenna, 2011) y el análisis se dividió en 3 etapas. La primera etapa corresponde a la descarga de peso propio de un depósito de suelo uniforme (sin excavación) para reproducir las tensiones iniciales en condiciones de campo libre, también llamada “condición  $K_0$ ”.

La segunda etapa corresponde a la excavación del túnel y colocación del revestimiento. Esta etapa reproduce de forma aproximada la secuencia constructiva de los túneles reales o SEM (Sequential Excavation Method), y está sujeta a las restricciones de un modelo de deformaciones planas. En este caso, la sección transversal del túnel se dividió en cuatro sectores o cuadrantes idénticos, y el proceso constructivo se simuló mediante un análisis pseudo-estático no lineal en donde se remueven los elementos de suelo y se agregan los elementos del revestimiento para cada cuadrante en forma secuencial.

En la última etapa, se realiza un análisis dinámico del modelo a partir de los esfuerzos estáticos obtenidos al final de la secuencia constructiva. Para caracterizar la incertidumbre del movimiento sísmico, el análisis dinámico se realizó para un total de 33 registros sísmicos seleccionados usando la metodología CSS (Arteta et al. 2010, Lyon et al. 2010) y la base de datos SIBER-Risk (Castro et al. 2022). De los 33 registros, 16 fueron escalados para representar un nivel de amenaza asociado a 500 años de periodo de retorno, y los 17 restantes escalados para representar una amenaza consistente con 2500 años de periodo de retorno.

Una vez ejecutados los modelos numéricos, los esfuerzos estáticos al final de la Etapa 2 (i.e., final de la construcción) se usaron para diseñar el revestimiento según el ACI – 318 (código de diseño para hormigón armado, ACI, 2008) y las combinaciones de carga estática del manual *LFRD – Road Tunnel Design and Construction Guide Specification* (AASHTO, 2017). El diseño resultante se utilizó para verificar el comportamiento sísmico del revestimiento utilizando los esfuerzos internos obtenidos en la etapa 3 del análisis, y de esta forma dar

respuesta a la pregunta de esta investigación. Un diagrama simplificado de la metodología de trabajo se presenta en la Figura 2.1.

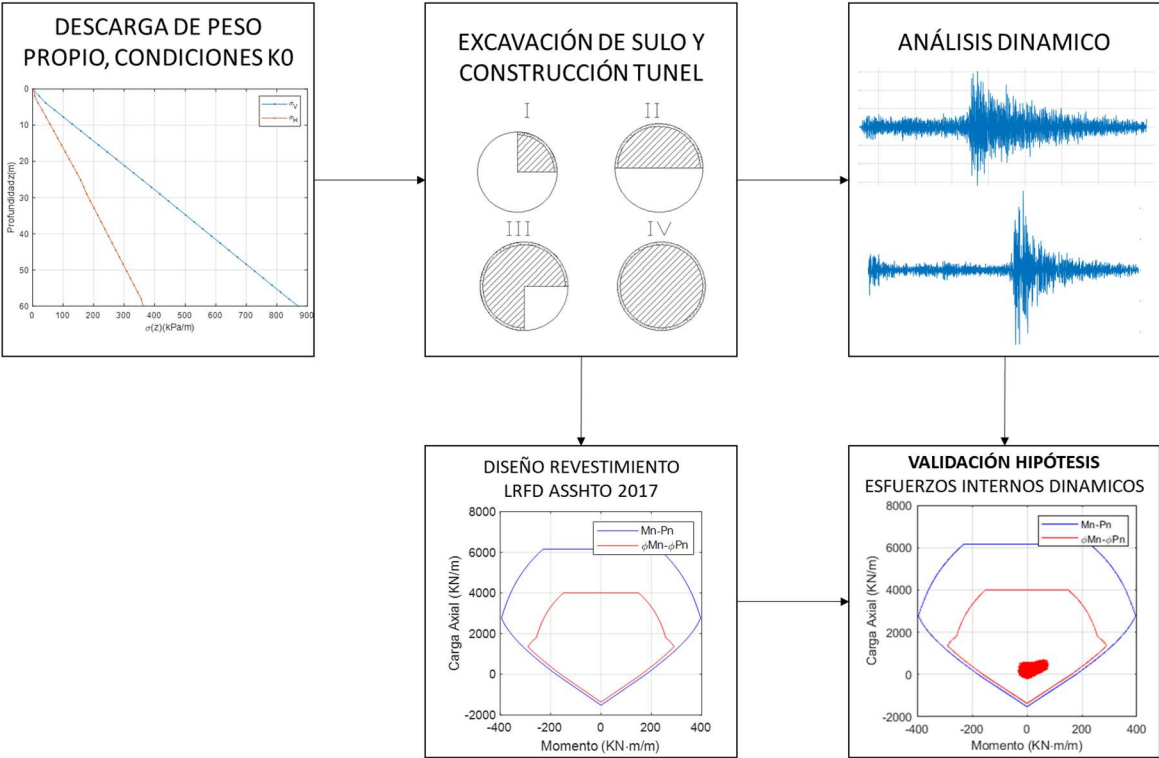


Figura 2.1 Análisis esquemático de la metodología de trabajo

## **3. ESTADO DEL ARTE**

El diseño de túneles urbanos ha evolucionado con el pasar de los años, incluyendo nuevos tipos de análisis y consideraciones en su diseño, como lo son la inclusión de cargas dinámicas inducidas de forma natural a través de sismos en sus combinaciones de carga.

En este capítulo se revisan los métodos de diseño de túneles, sus diferentes características y análisis de su revestimiento desde el punto de vista estructural a partir de los códigos y guías de diseño además de cómo interactúan las solicitaciones a partir de un análisis estático y dinámico para una estructura de las mismas características.

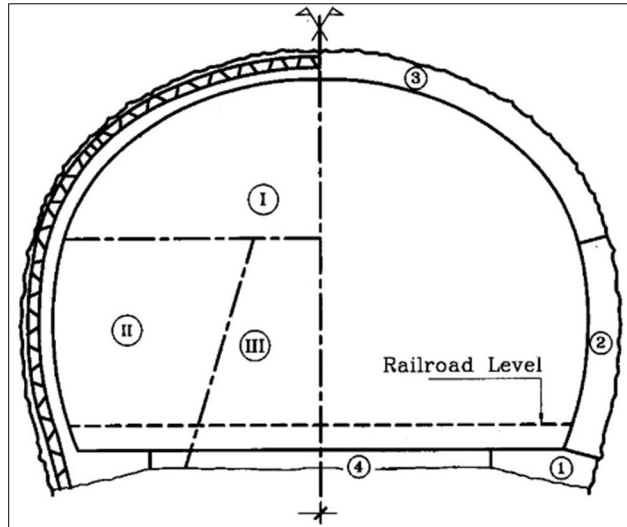
### **3.1. Métodos de Excavación de Túneles**

A través de los años los métodos constructivos en túneles han ido adaptándose a las necesidades constructivas que presenta el terreno y los emplazamientos de los túneles como estructuras, esto principalmente a que las condiciones arquitectónicas y de las grandes metrópolis lo exigen.

Los métodos constructivos son diversos según el material, ya sea suelo o roca y de las propiedades de ambos casos. Por lo general se utilizan métodos mecánicos para túneles en suelos y métodos de excavación con explosivos para túneles en roca, aunque esto puede variar según las propiedades de cada material y las condiciones en las que se desarrolla la operación.

#### **3.1.1. NATM**

El Nuevo Método de Construcción de Túneles Austriaco o NATM por sus siglas en inglés (New Austrian Tunnelling Method) es un método de excavación secuencial (SEM), el cual tiene como objetivo aprovechar las tensiones del terreno para la estabilidad global del túnel a través de la excavación secuencial de la sección y el frente de avance, formando estructuras de contención naturales debido al método constructivo.



**Figura 3.1.** Procedimiento de Excavación del método NATM

A pesar de ser un método SEM, la incertidumbre en los proyecto y rangos poco conservadores de diseño pueden provocar el colapso de estas estructuras como lo ocurrido en el Heathrow Express Rail Link, Londres 1994, debido a la rápida deformación de las arcillas (London Clay) en las que se estaba realizando el proyecto. Como consecuencia, la experiencia adquirida con este desastre desembocó en la modificación de la metodología NATM aportando a lo que tenemos hoy en día en cuanto a recomendaciones constructivas, a pesar de que algunas investigaciones sugieren que el NATM nunca fue aplicable a este proyecto (Wallis, 2012)

**Tabla 3.1.** Ventajas y desventajas del NATM (Extraída de ConstruMine, 2017)

Ventajas del método	Desventajas del método
<p><b>Es económico, un revestimiento flexible casi siempre es más barato que uno rígido</b></p>	<p>Exige un cuidado continuo, saber hacerlo bien, estar pendiente en todo momento a la instrumentación y usarlo dónde toca, y eso suele excluir a los suelos blandos.</p>
<p><b>Altera poco el terreno, lo cual viene bien a largo plazo.</b></p>	

**Su adaptabilidad a condiciones geológicas variadas, especialmente en condiciones difíciles.**

El nuevo método austriaco ha dado magníficos resultados en materiales rocosos en que las deformaciones antes de la rotura pueden ser relativamente grandes. En suelos estas deformaciones antes de la rotura son más pequeñas y hay mayor riesgo de utilizar esta filosofía.

**Reducción en los presupuestos de obra.**

**Disminución de la probabilidad de accidentes en el frente de trabajo, por causa de rocas o derrumbes.**

**Económicamente mucho más rentable comparado con otros métodos de tunelería.**

El NATM tiene dificultades en zonas urbanas a poca profundidad donde la subsidencia, que el método provoca, lo hace inviable.

---

En el caso de Chile, esta metodología constructiva ha sido utilizada por más de 20 años (Celada et al., 2016) en proyectos como la Línea 4 de Metro de Santiago, Camino La Pólvara en Valparaíso, el túnel bajo el Parque Bustamante (Casares & Salazar, 2004) y Américo Vesputio Oriente I (Chapple C., 2019). En el caso del proyecto de túnel bajo el Parque Bustamante el NATM permitió conseguir los resultados esperados. Posterior a ello, el método ha tenido sustanciales mejoras, las cuales han permitido tener mejores rendimientos como el caso de la construcción de la Línea 4 de Metro de Santiago donde no solo se utilizó el método para los túneles inter-estaciones, sino que para la construcción de las estaciones mismas. Con todo esto, podemos concluir que este método ha tenido un

buen rendimiento en Chile siempre considerando las limitaciones que este posee (ver Tabla 3.1).

### 3.1.2. Método de la Bóveda Autoportante (SSV)

El SSV por sus siglas en inglés (Self Support Vault) consiste en la construcción de una bóveda de hormigón, la cual tiene como objetivos principales soportar la carga gravitacional del suelo si el efecto arco no es posible, además de transmitir estas cargas a la masa de suelo (Celada et al., 2016).

En cuanto a la secuencia de excavación, posterior a la excavación, hormigonado de la bóveda primaria y construcción del soporte primario se realiza la excavación de la segunda bóveda colindante al muro temporal y su posterior hormigonado, finalmente se realiza la secuencia que se puede apreciar en la Figura 3.2 con la bóveda y la contra bóveda.

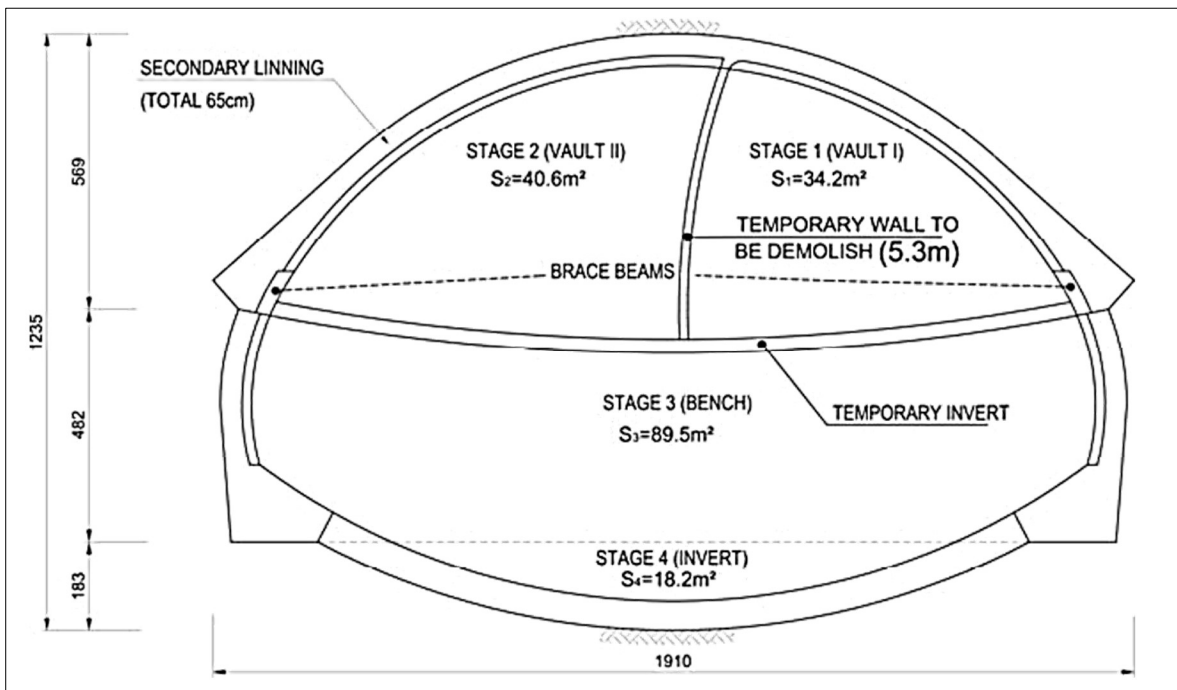


Figura 3.2. Secuencia constructiva del método SSV. Recuperado de Celada et al., 2016

### 3.1.3. Método Belga

También conocido actualmente como el método de Madrid, este método adquiere este nombre debido a ser el método más usado en la ciudad de Madrid para la construcción de túneles del metro de esta ciudad. Adquiere su popularidad a raíz de la prohibición de la

utilización del método NATM en el país y de la creciente necesidad de la ampliación del metro (Melis & Trabada, 2000)

Este método consiste en la excavación de pequeñas galerías en la clave del túnel y su posterior ampliación previo aseguramiento de la sección. Así, es posible hormigonar toda la bóveda asegurando la estabilidad global de la sección final de forma secuencial.

Primeramente, se realiza una pequeña galería en la clave del túnel, luego del aseguramiento de esta a través de cerchas o perfiles TH dispuestos de forma inclinada se realiza una excavación vertical siguiendo la longitud de los perfiles y posteriormente hacia los costados de los perfiles, nuevamente y con la inclusión de los mismos elementos estructurales se asegura nuevamente el tramo de la sección y se repite el proceso hasta tener la bóveda completa de la sección. Finalmente se procede a hormigonar la bóveda y se realiza la excavación a destroza, hormigonando los estribos laterales una vez también son excavados.

Otra ventaja del método belga es la posibilidad de corregir a tiempo las inestabilidades del frente de avance, ya que la ampliación secuencial de la bóveda por sobre la clave permite identificar y corregir los tipos de falla. En cuanto a la inestabilidad del frente de avance, Broms y Bennermark (1967) proponen una expresión basada en el número de estabilidad  $N$ (Ec.1), el cual toma un valor menor a 6 si el frente es estable. Diversos autores han realizado modificaciones a esta expresión incluyendo condiciones que afectan la estabilidad, pero se debe tener en cuenta que finalmente este es una forma simplificada del problema en 3D (Melis & Trabada, Construcción en 39 meses de 8km de túnel por el Método Clásico de Madrid, 2000).

$$\text{Número de estabilidad } N = \frac{p_v - p_a}{c_u} \quad \text{Ec.3.1.}$$

Donde:

$p_v$  = Presión total vertical en el eje del túnel, exterior.

$p_a$  = Presión interior en el túnel

$c_u$  = Resistencia no drenada al corte

#### **3.1.4. Método Alemán**

El método alemán trabaja bajo la misma filosofía que el método de Madrid o belga, debido a la estabilización secuencial de tramos más pequeños de la sección proyectada, pero con método inverso de construcción, ya que, la excavación de la sección se inicia de forma ascendente hacia la clave, realizando 2 excavaciones laterales de forma simultánea correspondientes a los hastiales, para posteriormente proceder a la excavación de la

bóveda, destroza y por último la solera para finalizar con el revestimiento final de la sección completa.

Este método constructivo se utiliza para túneles de grandes luces (mayores a 8m) o en terrenos dificultosos de trabajar en donde existe un riesgo de descalzar la bóveda para la ejecución de los hastiales (Melis & Trabada, 2000)

El proceso constructivo tiene su fundamento en que, a diferencia de otros métodos, este permite la deformación del suelo y el aseguramiento del desarrollo de la capacidad previo a la estabilización.

### **3.2. Elementos de refuerzo y sostenimiento**

Los elementos de refuerzo y sostenimiento son fundamentales para el correcto funcionamiento del túnel. Los elementos de sostenimiento deben trabajar en conjunto a las otras variables del proyecto en particular, como lo son los tiempos de ejecución en el frente de avance, las condiciones del terreno y los presupuestos del proyecto.

Existen diversos códigos constructivos que más que definir una metodología de construcción, entregan recomendaciones constructivas para los diferentes proyectos, debido a la variabilidad de este tipo de estructuras y por sobre todo de la variabilidad de los proyectos.

A continuación, se describen los tipos de elementos de los revestimientos recogidos de la literatura según SCT (2016), López Jimeno (2011), Thomas (2009).

#### **3.2.1. Concreto proyectado con malla electrosoldada**

La malla electrosoldada con concreto proyectado o *shotcrete* es un tipo de sostenimiento el cual cumple la función de soporte primario en túneles a través de la adherencia entre el concreto y el acero. Esta técnica posee diferentes variantes como lo son las características de la malla la cual debe cumplir con las normas ASTM A-185 (ASTM, 2006) y ASTM A-1064 (ASTM, A1064 / A1064M-18a, Especificación estándar para alambre de acero al carbono y refuerzo de alambre soldado, liso y deformado, para concreto, 2018) (SCT, 2016) además el *shotcrete* puede contener diferentes agregados con el fin de aportar propiedades al hormigón; por ejemplo, agregados en base a fibras metálicas las cuales aportan resistencia, rigidez y mejoran la adherencia.

#### **Marcos metálicos**

Los marcos metálicos son los elementos de sostenimiento más populares, las cuales tienen funciones rigidizadoras, además estas vigas al ser recubiertas con *shotcrete* cumplen un importante rol estructural soportando grandes cargas de flexión y deformaciones inducidas por el terreno. Finalmente, algunas de sus otras ventajas por sobre otros sistemas, son la facilidad y rapidez de instalación y su fácil logística dentro del proyecto, (SCT, 2016).

### **3.3. Diseño bajo cargas estáticas**

El diseño del revestimiento de túneles debe considerar un análisis de interacción suelo-estructura (Thomas, Legge, & Powell, 2004), por lo que es necesario la correcta interpretación de los esfuerzos y la debida modelación de los elementos utilizados para el caso de la modelación numérica (Thomas A. , 2009).

Si bien existen diversos métodos para el diseño del revestimiento, siempre deben tenerse en consideración las cargas que actúan sobre la estructura del sostenimiento y el depósito de suelo.

#### **3.3.1. Cargas estáticas del sostenimiento**

Las cargas a las que se encuentran sometidos los sostenimientos se pueden dividir principalmente en:

- Cargas estáticas de la masa de suelo
- Cargas de agua
- Cargas debido al proceso constructivo

Para este caso práctico de estudio serán consideradas las cargas estáticas debido a la masa de suelo y las cargas inducidas por el proceso constructivo. Éstas, pueden considerarse como la totalidad de la masa de la columna de suelo, aunque de forma menos conservadora algunos autores proponen utilizar un cierto porcentaje de esta carga a largo plazo para el diseño del sostenimiento a través del factor de relajación en el modelamiento numérico. En cuanto a las cargas inducidas por el proceso constructivo, estas podrían encontrarse en el rango de comportamiento no-lineal.

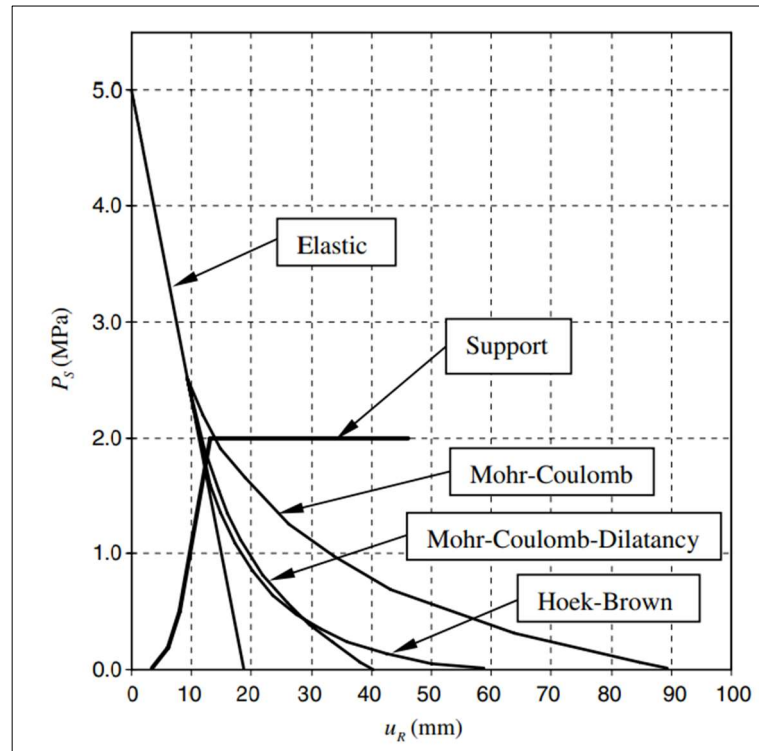
En cuanto a los métodos para el diseño de soportes, estos deben ser diseñados bajo la tipología de la interacción suelo-estructura. Frente a ello se establecen 2 métodos para la resolución de este problema, el Método de Convergencia Confinamiento (CCM) y los Métodos Numéricos (NM), cada uno de ellos posee sus propias características y limitaciones definidas (Ghiasi, et al., 2010).

#### **3.3.2. Método de Convergencia Confinamiento (CCM)**

Este método es considerado como uno de los métodos más simplificados para realizar un análisis de la interacción suelo-revestimiento en el túnel y que por las condiciones simétricas del problema es aplicable a este caso (e.g. sección circular) (AFTES, 2002).

El método de convergencia confinamiento permite el diseño del revestimiento a partir de la reacción que tiene el terreno frente al reordenamiento del estado tensional. En este punto la curva de confinamiento (CF) intercepta a la curva de convergencia (CC) o curva de reacción del terreno, la cual presenta el comportamiento del suelo en la excavación. Estas

curvas al interceptarse en un plano presión-desplazamiento (Figura 3.3), permiten el diseño del soporte o revestimiento de la excavación. Es importante destacar que este método corresponde a un análisis simplificado de la interacción entre el material circundante de la excavación y el sostenimiento representado en la curva de confinamiento ya que se deben cumplir condiciones específicas como lo son, la geometría circular, la gran profundidad de la estructura (condición  $K_0=1$ ) y un estado de esfuerzos iniciales isotrópico.



**Figura 3.3.** Curva Convergencia-Confinamiento para diferentes modelos constitutivos elastoplásticos. Extraído de González et al. (2008).

Como se logra apreciar en la Figura 3, las curvas de convergencia se unen a la curva de confinamiento logrando así la posición de equilibrio entre el terreno y el sostenimiento, donde  $u_R$  corresponde las deformaciones del medio y  $P_s$  a las presiones inducidas, así se comparan algunos modelos constitutivos y su presión de equilibrio con el soporte. Además, en esta metodología se hace uso del concepto de presión interna, la cual corresponde a una presión ficticia que tiene el fin de representar el efecto arco en la estructura, permitiendo así la resolución de manera analítica de este tipo de problemas.

### 3.3.3. Métodos Numéricos (NM)

En cuanto a los métodos numéricos para el análisis y diseño del revestimiento bajo cargas estáticas, los métodos de elementos finitos (FEM) y diferencias finitas (DFM) permiten modelar geometrías complejas, la interacción entre el suelo y el túnel, y el comportamiento

no-lineal de los materiales. Estos métodos permiten aproximar el estado tensional del túnel en las distintas etapas del proceso, lo cual es esencial para el correcto diseño de los elementos.

### **3.4. Diseño bajo cargas dinámicas**

La demanda de construcciones subterráneas ha aumentado debido a la necesidad de contar con infraestructuras de transporte y comunicación más amplias y seguras, es por ello que este tipo de estructuras debieron diseñarse considerando las solicitaciones sísmicas, Kuesel (1969) fue uno de los primeros en desarrollar un método para la evaluación de la respuesta sísmica de este tipo de estructuras. Esta metodología se diseñó especialmente para los túneles del BART (Bay Area Rapid Transit System) en San Francisco; utiliza como condiciones aceleraciones correspondientes a sismos severos probables para la zona, con valores de PGA de 0.33g en roca y 0.5g para excavaciones profundas. De esta forma se da inicio al desarrollo de las evaluaciones sísmicas actuales de diseño de túneles basadas en deformaciones.

Actualmente los enfoques modernos de diseño sísmico de túneles poseen 3 etapas (Hashash et al, 2001):

- i) Evaluación de la respuesta sísmica y movimiento del suelo
- ii) Evaluación de la respuesta sísmica del suelo
- iii) Evaluación de la respuesta del túnel a la deformación del suelo

Para el caso de esta investigación, la etapa de interés será el punto iii, la cual responde a las necesidades de diseño del revestimiento del túnel bajo las cargas sísmicas inducidas a la estructura, lo cual define a este problema como uno de interacción suelo-estructura.

#### **3.4.1. Métodos Analíticos**

Los métodos analíticos corresponden a soluciones basadas en la teoría de la elasticidad en donde se relacionan los parámetros elásticos del medio circundante y la configuración geométrica del túnel.

Una forma de cuantificar la rigidez que existe entre el revestimiento del tunel y el medio en que se encuentra, es a través del coeficiente de compresibilidad C y coeficiente de flexibilidad F, (Wang, 1993) defindos como:

$$F = \frac{E_m(1-v_l^2)r^3}{6E_lI(1+v_m)} \quad \text{Eq. 3.2}$$

$$C = \frac{E_m(1-v_l^2)r}{E_lth(1+v_m)(1-v_m)} \quad \text{Eq. 3.3}$$

donde  $E_m$  y  $E_l$  corresponden a los módulos de elasticidad del medio y del revestimiento respectivamente, de la misma forma los parámetros  $v_m$  y  $v_l$  son los coeficientes de poisson del medio y del revestimiento y finalmente los parámetros  $r$ ,  $th$  e  $I$ , que corresponden al radio del revestimiento, el espesor, y el momento de inercia del mismo, respectivamente.

Los coeficientes  $F$  y  $C$  son una medida de la rigidez flexural y axial del túnel, respectivamente, relativas a la rigidez del medio circundante. Por ejemplo, un valor  $F=0$  corresponde a un túnel infinitamente rígido, mientras que valores altos, e.g.,  $F>10$ , corresponde a un túnel muy flexible, el cual ofrece poca o nula resistencia a la deformación del medio circundante. Estos coeficientes tienen una implicancia directa en el diseño, debido a que permiten comprender la interacción de esfuerzos con el medio donde se ubica el túnel a partir de las diferentes rigideces.

Además, Wang (1993) determina la deformación diametral en el túnel como  $\Delta d/d = \pm 1/3 K_1 F \gamma_{max}$  (i.e., variación del diámetro dividido entre diámetro nominal), donde  $K_1 = 12(1-v_m)/(2F+5-6v_m)$ , en donde  $\gamma_{max}$  es la deformación máxima del suelo a la profundidad del túnel. Por otro lado, Wang también plantea el esfuerzo máximo  $N_{max}$  y el momento flector máximo  $M_{max}$  (por unidad de longitud) para la condición full-slip que son determinados por medio de las Eq. 3.4 y Eq. 3.5.

$$N_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+v_m)} r \gamma_{max} \quad \text{Eq. 3.4}$$

$$M_{max} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_m}{(1+v_m)} r^2 \gamma_{max} = r N_{max} \quad \text{Eq. 3.5}$$

Estas ecuaciones han demostrado ser más adecuadas para la condición no-slip (Pitilakis & Tsinidis, 2004) que las planteadas por otros autores (e.g. Penzien, 2000).

### 3.4.2. Métodos Experimentales

La interacción suelo-estructura ha sido estudiada a través de métodos experimentales como lo son la centrífuga geotécnica (e.g., Kutter, 1995). Este método posee ventajas y limitaciones por sobre otros tipos de ensayos experimentales para este tipo de problemas como lo son las mesas vibratorias, en donde la ventaja principal por sobre estas es que la centrífuga permite escalar adecuadamente el estado tensional del sistema. Lanzano et al.

(2012), realizó este tipo de experimento en la centrífuga geotécnica del Schofield Centre en la Universidad de Cambridge, UK con el fin de medir la respuesta dinámica de un túnel circular construido en arena.

### **3.4.3. Métodos Numéricos**

En la literatura existen diferentes métodos de diseño basados en el desempeño de modelos numéricos los cuales son capaces de predecir el comportamiento de la interacción suelo-estructura debido a la deformación impuesta por el suelo circundante al revestimiento de los túneles. Entre los tipos de modelos encontramos modelos de elementos finitos (FEM) y modelos de diferencias finitas (FDM).

El proyecto RRTT (Round Robin Tunnel Test) (Bilotta et al., 2014) consistió en el desarrollo de diversos modelos numéricos por parte de cinco grupos de investigadores. Aunque todos utilizaron los mismos parámetros de entrada, emplearon diferentes softwares y distintos modelos constitutivos. Los resultados obtenidos por cada grupo variaron considerablemente. Este proyecto evidencia la variabilidad inherente a los diferentes modelos numéricos frente a un mismo problema y resalta la importancia de considerar la incertidumbre en este tipo de métodos.

Todos los métodos mencionados anteriormente permiten determinar los valores de diseño para el revestimiento de estructuras similares, teniendo en cuenta las deformaciones inducidas en el suelo que afectan a la estructura de soporte. Sin embargo, los métodos numéricos destacan por su mayor versatilidad a la hora de modificar y evaluar la estabilidad estructural. Además, permiten incorporar la no linealidad de los materiales en la interacción dinámica.

### **3.5. Diseño Estructural del Revestimiento**

El diseño estructural del revestimiento de túneles está regulado a través de diferentes códigos y guías (e.g., SIA-197, AASHTO-LRFD, FHWA, ITA) aunque en la práctica no se tiene una norma sobre diseño específico para el revestimiento de este tipo de estructuras.

La American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) a través del método LRFD presenta el año 2017 un documento el cual es utilizado como guía de diseño para túneles viales que incluye a su vez especificaciones para su construcción. En cuanto a este documento y considerando los objetivos de esta investigación los capítulos de mayor importancia radican en temáticas relacionadas a combinaciones de carga y consideraciones de diseño y estructura de los materiales.

### 3.5.1. Combinaciones de carga y consideraciones de diseño (AASHTO-LRFD)

La norma AASTHO (2017) define 9 estados límite, los cuales corresponden a una combinación de cargas mayoradas, en donde los factores de modificación se definen a partir de la importancia de la carga y probabilidad de ocurrencia de los eventos extremos. Así, la carga de diseño asociada a cada estado límite se obtiene como

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad \text{Eq. 3.6}$$

en donde:

$\eta_i$  = modificador de carga.

$\gamma_i$  = factores de carga.

$Q_i$  = efecto de las fuerzas de cargas especificadas.

En la Tabla 3.2 y 3.3 se pueden apreciar los factores que relacionan los diferentes tipos de cargas.

**Tabla 3.2.** Factores y combinaciones de carga. Modificado de AASHTO, 2017.

Combinación de Cargas Estado Limite	CR DC DW EH ES EV PI PS SE SH	BR CE IA IM LL LS PL	WA W <sub>i</sub>	AP	TG	TU	CS	EQ	Use uno de ellos a la vez	
									AD FI BL SS	W <sub>Af</sub> W <sub>Atsu</sub>
Resistencia T-I	$\gamma_p$	1.75	1.0	1.0	$\gamma_{TG}$	0.5/ 1.2	-	-	.	.
Resistencia T-II	$\gamma_p$	-	1.0	-	-	-	1.3	-	.	.
Evento Extremo T-I	$\gamma_p$	0.5	1.0	0.5	-	-	-	1.0	.	.
Evento Extremo T-II	$\gamma_p$	0.5	1.0	0.5	-	-	-	-	1.0	.
Evento Extremo T-III	0.9	-	-	-	-	-	-	-	.	1.1
Servicio T-I	1.0	1.0	1.0	1.0	$\gamma_{TG}$	1.0/ 1.2	-	-	.	.
Servicio T-IA	$\gamma_p$	-	1.1	-	-	-	-	-	.	.
Servicio T-II	1.0	-	1.0	-	-	-	1.0	-	-	-
Fatiga T-I, LL, IM & solo IA	-	1.5	-	1.1	-	-	-	-	-	-

**Tabla 3.3.** Factores y combinaciones de carga,  $\gamma_p$ . Modificado de AASHTO, 2017

Tipo de carga	Factor de carga	
	Máximo	Mínimo
CR: Deformación (usando $I_{efectivo}$ )	1.00	1.00
CR: Deformación (usando $I_g$ )	0.50	0.50
DC: componentes y agregados no estructurales	1.25	0.90
DC: sólo Servicio T-IA	0.90	N/A
DW: superficies de desgaste	1.50	0.65
EH: Presión de tierra horizontal		
- Cut & Cover y Túneles Inmersos		
Activo	1.35	0.75
At-rest	1.35	0.75
AEP para muros con múltiples niveles de anclajes	1.35	N/A
- Túneles minados y perforados	1.35	0.90
EH: sólo Servicio T-IA	0.95	N/A
EV: Presión de tierra vertical		
-Cut & Cover y Túneles Inmersos	1.35	0.75
- Túneles minados y perforados	1.35	0.75
ES: sobrecarga de tierra y carga por cimentación	1.35	0.75
ES: sólo Servicio T-IA	1.00	0.00
PI: cargas de tuberías	1.30	1.00
PS: cargas secundarias debido a pretensado (usando $I_{efectivo}$ )	1.00	1.00
PS: cargas secundarias debido a pretensado (usando $I_g$ )	0.50	0.50
SE: Asentamiento	1.30	0.00
SH: Contracción (usando $I_{efectivo}$ )	1.00	1.00
SH: Contracción (usando $I_g$ )	0.50	0.50

Para el diseño de elementos de hormigón armado, como el revestimiento y otros componentes del túnel, la norma AASHTO (2017) y las disposiciones del FHWA (2009) se basan en códigos de diseño ACI-318 u otros códigos de diseño para hormigón como el DIN-1045, en caso de no utilizar armadura en el refuerzo (Rudolf et al., 2007).

Finalmente, referente a las consideraciones del diseño de los materiales del refuerzo, la AASHTO recomienda seguir la Sección 5 de la guía de la FHWA (2009) y la AASHTO-LRFD, documentos que entregan parámetros para un correcto dimensionamiento y factores de resistencia para un correcto diseño del revestimiento mediante LRFD.

### 3.5.2. Método de cálculo a la rotura o capacidad última

El método de cálculo a la capacidad última o a la rotura es una técnica utilizada para determinar la resistencia máxima que puede soportar una estructura o elemento estructural antes de fallar. Este método se basa en la evaluación de la resistencia de los

materiales que componen la estructura y la aplicación de factores de seguridad que permiten garantizar su estabilidad. El objetivo principal del método es asegurar que la estructura sea capaz de resistir las fuerzas a las que está expuesta sin sufrir daños significativos. Para esto las cargas de diseño  $Q$  no deben exceder resistencia reducida por un factor  $\phi$  cuyo valor es específico para cada mecanismo de falla, de este modo:

$$Q \leq R_d \quad \text{Eq. 3.7}$$

Donde:

$Q$  = Carga de diseño según Eq. 3.6

$R_d$  = Resistencia última reducida por factor de minoración  $\phi$

### 3.5.3. Diseño de una sección en flexo-compresión

Para el caso del diseño de un elemento a flexo-compresión, se debe garantizar que la superficie de resistencia minorada, definida por los pares  $\phi M_n$  y  $\phi P_n$ , debe “envolver” o ser mayor a los pares de momento y carga axial última para cada estado límite, tal que

$$(M_U, P_U) \leq (\phi M_n, \phi P_n) \quad \text{Eq. 3.8}$$

En esta expresión, el factor  $\phi$  definido en ACI318 adopta los valores indicados en la Tabla 3.4, los cuales son menores para mecanismos de falla frágil y mayores para mecanismos de falla dúctil.

**Tabla 3.4.** Factores de reducción de resistencia ( $\phi$ ) para diferentes tipos de secciones (ACI-318).

Tipo de sección	$\phi$
Secciones controladas por tracción	0.90
Secciones controladas por compresión	0.70 (elementos con zunchos)
	0.65 (otros elementos armados)
Corte y torsión	0.75
Aplastamiento en el hormigón	0.65
Zonas de anclaje de postensado	0.85
Modelos puntal-tensor y puntales, tensores, zonas de nudos y áreas de apoyo en esos modelos	0.75

Secciones de flexión sin carga axial en los elementos pretensados.	0.75
--	------

El código ACI318 establece que el hormigón no debe tener una resistencia inferior a 3.5 ksi o 24.1MPa y el área de refuerzo para elementos sometidos a flexo compresión no debe ser mayor a un 8% de la sección bruta  $A_g$ , ni menor al 1%, es decir

$$0,01A_g \leq A_{refuerzo} \leq 0,08A_g \quad \text{Eq. 3.9}$$

Además, ACI318 establece un espaciamiento entre los refuerzos longitudinales de 1,5" y un recubrimiento de 2" para elementos sometidos a este tipo de cargas. Finalmente, el mínimo de barras de refuerzo del revestimiento debe cumplir con:

- (a) Tres dentro de estribos triangulares.
- (b) Cuatro dentro de estribos rectangulares o circulares.
- (c) Seis para barras rodeadas por espirales o para columnas de pórticos especiales resistentes a momento rodeados por estribos de confinamiento circulares.

#### 3.5.4. Factor de modificación de respuesta para diseño sísmico (R).

El factor de modificación de respuesta para diseño sísmico o factor-R definido en códigos como el ASSHTO LRFD Bridge Design Specifications (ASSHTO, 2020) para el caso de puentes o la norma NCh433.Of96 para diseño sísmico de edificios, es un factor que reduce las solicitaciones de un análisis elástico de la estructura modificando así el diseño para que la estructura incurra en el rango inelástico de el/los material(es). En la práctica, este factor de reducción no se aplica si el diseño se realiza a partir de un análisis tiempo-historia no lineal y en dicho caso el factor corresponderá a 1,0.

Para el caso de estructuras subterráneas, como túneles, no existe un código que establezca valores de R. Wang (1993) establece que los factores de reducción para el diseño sísmico de túneles son similares en definición a los usados en el código de diseño de puentes de la ASSHTO mencionado anteriormente.

Avanaki (2019) a partir de ensayos de carga realizados a estructuras de concreto y el análisis dinámico de un modelo de elementos finitos propone diferentes factores de modificación de respuesta para túneles, los cuales son calculados a partir de la expresión Eq.3.10.

$$R = \epsilon D_E / \epsilon D_{NL} \quad \text{Eq. 3.10}$$

Donde  $\epsilon D_E$  corresponde a la deformación diametral del revestimiento del túnel con un comportamiento lineal del material y  $\epsilon D_{NL}$  corresponde al mismo parámetro, pero bajo un comportamiento no lineal del material.

De los análisis dinámicos realizados en el último nivel de intensidad sísmica (i.e. PGA = 1.0g) y los parámetros anteriormente descritos por Avanaki (2019), este propone los siguientes valores de factor-R descritos en la Tabla 3.5.

**Tabla 3.5.** Factores de modificación de respuesta (Modificado de Avanaki, 2019).

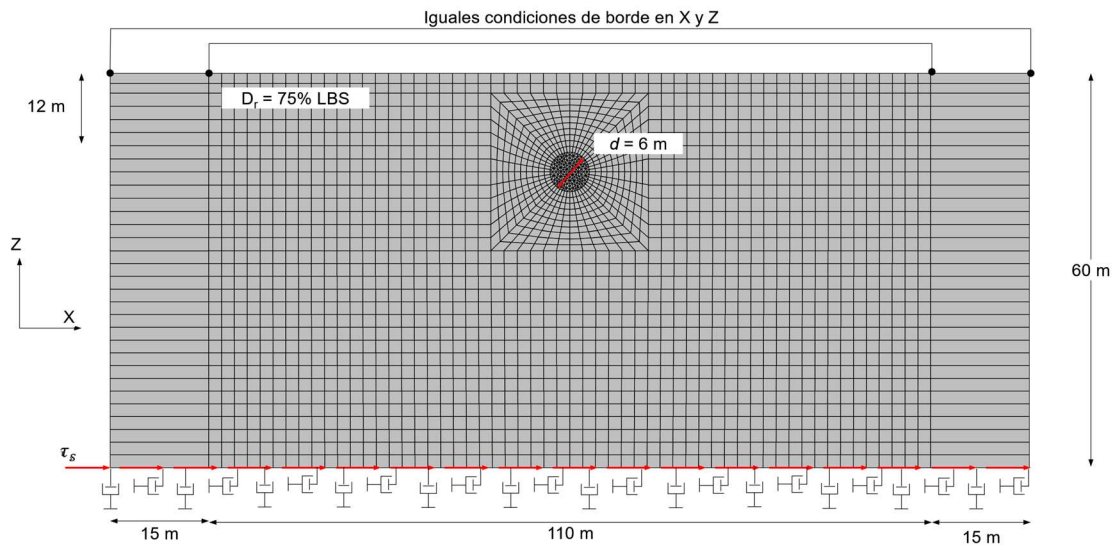
Mix No.	abreviación	$\epsilon D_E$	$\epsilon D_{NL}$	Factor-R
1	0.5Mac	0.000245	0.0000960	2.55
2	0.5Mic	0.000226	0.0000853	2.65
3	0.5Mac 0.5Mic	0.000240	0.0000843	2.84
4	0.5Mac 0.5Mic	0.000221	0.0000797	2.77
5	0.3Mac 0.5Mic	0.000236	0.0000845	2.79

\*Mac: Macro Steel fiber ratio (%).

\*Mic: Macro Steel fiber ratio (%).

## 4. MODELO NUMÉRICO

En el presente estudio, se modeló la respuesta sísmica de un túnel de hormigón proyectado de 6 metros de diámetro en un depósito de arena de 140 m de ancho y 60 m de profundidad apoyado sobre un semiespacio elástico y en condiciones de deformaciones planas (2D). El modelo se implementó en el software de elementos finitos OpenSees. El depósito de suelo consiste en un arena Leighton Buzzard (LBS) de densidad media y el revestimiento del túnel se modeló con elementos viga-columna (ver Figura 4.1). Para modelar la secuencia de excavación, la región al interior del túnel (i.e., suelo a excavar) se discretizó con elementos triangulares usando una malla no estructurada, mientras que en el resto del depósito de suelo se utilizó una malla regular de elementos isoparamétricos de cuatro nodos. Es importante mencionar que el modelo numérico no cuenta con presencia de nivel freático.



**Figura 4.1.** Modelo de elementos finitos (2D) del sistema suelo-túnel.

Para simular las condiciones de campo libre, se incluyeron dos columnas de suelo de ancho 15 metros, conectadas entre sí mediante una restricción cinemática de igual desplazamiento horizontal y vertical entre nodos ubicados a la misma profundidad. Adicionalmente, el modelo se apoya sobre un arreglo de amortiguadores viscosos bidireccionales, los cuales disipan las ondas reflejadas en la superficie libre y las ondas dispersadas por la presencia del revestimiento y la excavación (Lyon et al., 2022).

La relación tensión-deformación de la arena Lighton Buzzard (LBS) se modeló con el material *PressureDependMultiYield* (PDMY, Yang & Elgamal, 2003) disponible en OpenSees. Este material, permite simular la respuesta histerética de arenas y limos cuya rigidez y resistencia son función de la presión de confinamiento. Además, el material PDMY permite simular trayectorias de tensión arbitrarias, cambios volumétricos inducidos por corte (o dilatancia)

y el fenómeno de licuación. Los parámetros del arena LBS utilizados en el presente estudio se basan en el trabajo de Lyon et al. (2022), quien realizó una validación en tres etapas, a saber: (1) comparación de la respuesta del suelo y túnel calculada mediante elementos finitos con la respuesta medida en los ensayos centrífuga de Lanzano 2012, (2) comparación de la respuesta en campo libre con la respuesta obtenida de un análisis lineal equivalente, y (3) comparación de las curvas de degradación de rigidez y amortiguamiento obtenidas para un elemento de suelo en corte cíclico, con curvas propuestas en la literatura.

**Tabla 4.1.** Parámetros geotécnicos modelo PDMY para la arena Leighon Buzzard Sand, Lyon et al., 2022.

<b>Parámetro</b>	<b>Valor</b>
<b>Densidad</b>	1.55 ton/m <sup>3</sup>
<b>Módulo de corte de referencia</b>	143 Mpa
<b>Módulo de bulk de referencia</b>	310 MPa
<b>Ángulo de fricción</b>	32
<b>Deformación de corte máxima</b>	0.1
<b>Exponente de módulo de corte</b>	0.5
<b>Ángulo de fase</b>	27
<b>Contracción</b>	0.05
<b>Dilatación 1</b>	0.6
<b>Dilatación 2</b>	3
<b>Índice de vacíos</b>	0.71

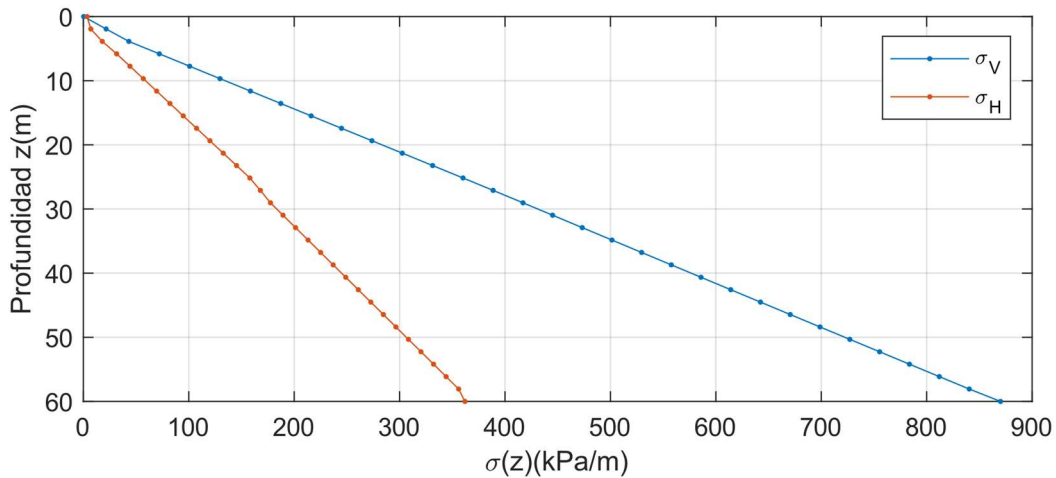
El desarrollo del modelo numérico constó de tres etapas. Cada una de las etapas del modelo representó una fase importante en el proceso de simulación, y juntas permitieron una mejor comprensión de la interacción suelo-túnel.

La Fase 1 consistió en la generación de las tensiones iniciales en un depósito de suelo uniforme, sin la presencia de la excavación. Luego, en Fase 2, se simuló la secuencia de excavación del túnel y construcción del revestimiento. Finalmente, la Fase 3 consistió en aplicar las cargas sísmicas. El detalle de las Fases 1, 2 y 3 se explica a continuación.

#### **4.1. Fase 1: Descarga peso propio**

El análisis comienza con la descarga de peso propio del suelo no perforado en su estado lineal. Esta fase se realizó mediante un análisis dinámico con altos niveles de amortiguamiento para minimizar las oscilaciones verticales. Una vez alcanzado el equilibrio estático, se activa el comportamiento no lineal del suelo, y luego, se continúa el análisis dinámico para atenuar las oscilaciones que pudieran ocurrir en el suelo tras el cambio de

estado. Al final de la fase 1, el modelo constitutivo PressureDependMultiyield genera tensiones horizontales y verticales que aumentan linealmente con la profundidad y con una razón  $K_0 = \sigma'_H / \sigma'_V = 0.42$ , ver Figura 4.2.



**Figura 4.2.** Distribución de tensiones horizontales ( $\sigma'_H$ ) y verticales ( $\sigma'_V$ ) en una columna del depósito de suelo sin excavar.

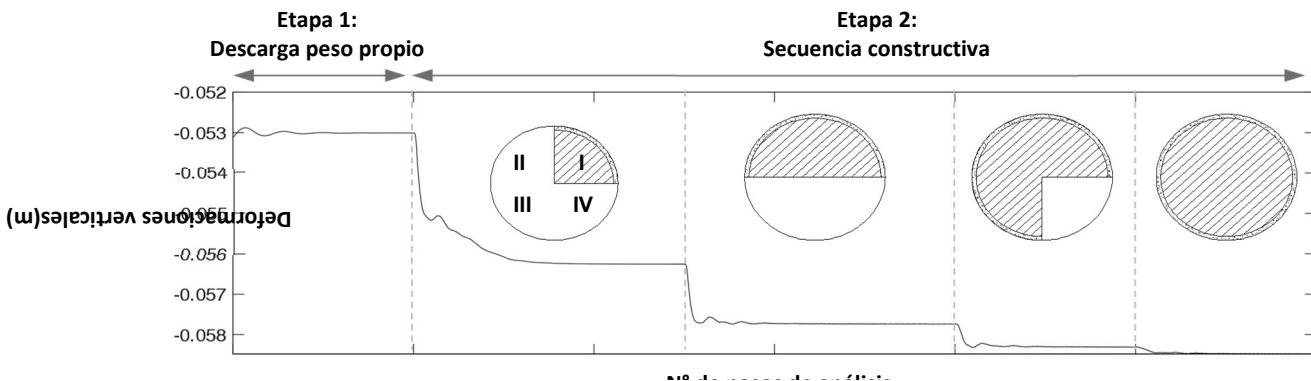
#### 4.2. Fase 2: Secuencia constructiva

A continuación, se modela la secuencia de excavación y construcción del túnel reproduciendo así, de forma aproximada, el método constructivo SEM. Para ello se remueven los elementos de suelo del sector I (ver Figura 4.3) y se procede al equilibrio estático; este proceso simula la excavación de un cuadrante del túnel y la redistribución de esfuerzos internos en el suelo. Luego, se agregan elementos tipo viga que forman el revestimiento y se procede al equilibrio. Estos elementos viga tienen un material lineal elástico con las propiedades del hormigón proyectado indicados en la Tabla 4.2, y se conectan rígidamente a los nodos del suelo, es decir, no se permite deslizamiento relativo o separación entre los elementos de suelo y los elementos viga (i.e., condición no-slip).

El procedimiento de remoción de los elementos de suelo, instalación del revestimiento y equilibrio estático se repite para los cuadrantes II, III y IV. Durante la fase de descarga de peso propio y luego de remover cada cuadrante se aprecia una oscilación en las deformaciones verticales (ver Figura 4.3); notar que el modelo atenúa estas oscilaciones y su amplitud decae en el tiempo hasta que se logra una condición de reposo. Este procedimiento de resolución permite la obtención del estado tensional en cada etapa de la excavación. Finalmente, el estado tensional del suelo y revestimiento al final del proceso constructivo corresponde a las condiciones iniciales de los análisis dinámicos.

**Tabla 4.2.** Propiedades de elementos tipo viga del revestimiento

Parámetro	Valor	Unidad
Área sección transversal	0.3	$m^2/m$
Momento de inercia	0.0022	$m^4/m$
Módulo de elasticidad	30	$GPa$
Masa por unidad de longitud	0.7	$ton/m$



**Figura 4.3.** Evolución de las deformaciones verticales en la superficie libre del suelo durante el proceso de excavación del túnel.

### 4.3. Fase 3: Análisis dinámico

La última etapa del modelo consiste en el análisis dinámico, el cual se basa en la resolución de las ecuaciones diferenciales de movimiento que describen el comportamiento de la estructura en función del tiempo. El análisis dinámico permite determinar las fuerzas, desplazamientos, aceleraciones y velocidades de la estructura en distintos instantes de tiempo. Para este caso se han seleccionado y escalado registros sísmicos consistentes con periodos de retorno de 500 y 2500 años para un túnel ubicado hipotéticamente en Santiago, Chile. El análisis dinámico se realizó a continuación de la fase 2, y el registro sísmico se definió como un esfuerzo de corte impuesto en la base del modelo (Mejias & Dawson 2006). La ecuación de movimiento (Ecuación 4.1) al igual que las etapas anteriores se resolvió mediante el método de Newmark con parámetros  $\gamma = 0.5$  y  $\beta = 0.25$ , y un intervalo de tiempo  $\Delta t = 0.005s$ .

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + F_{nl}(x) = F_{sw} + F(t) \quad \text{Eq. 4.1}$$

En esta ecuación:

$x, \dot{x}, \ddot{x}$  = vectores de posición, velocidad y aceleración absoluta

$M$  = Matriz de masa

$C$  = Matriz de amortiguamiento

$F_{nl}$  = Vector de esfuerzos internos no lineales

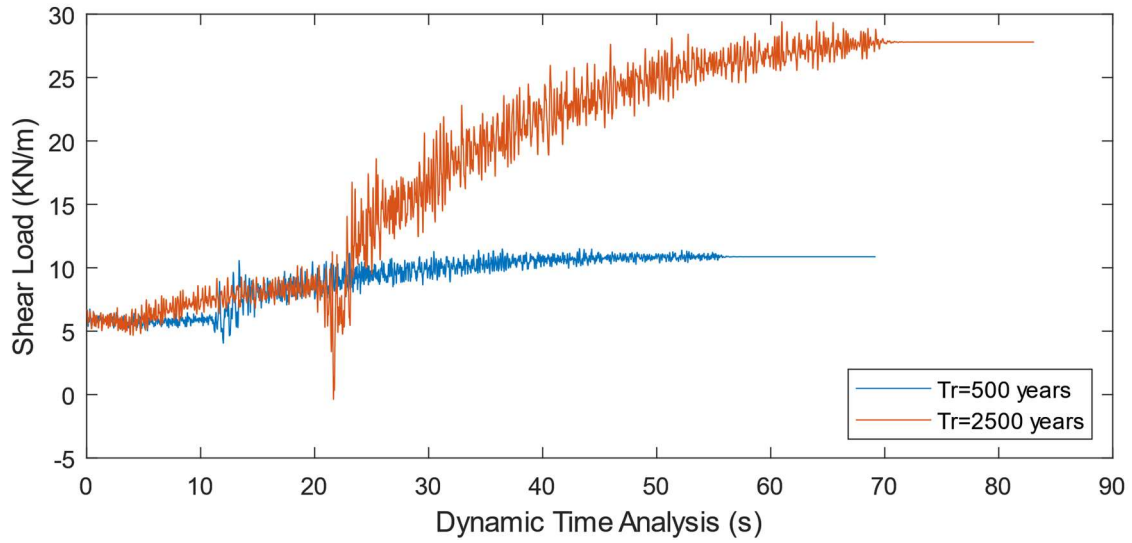
$F_{sw}$  = Vector de peso propio

$F(t)$  = Vector de esfuerzos de corte del registro sísmico

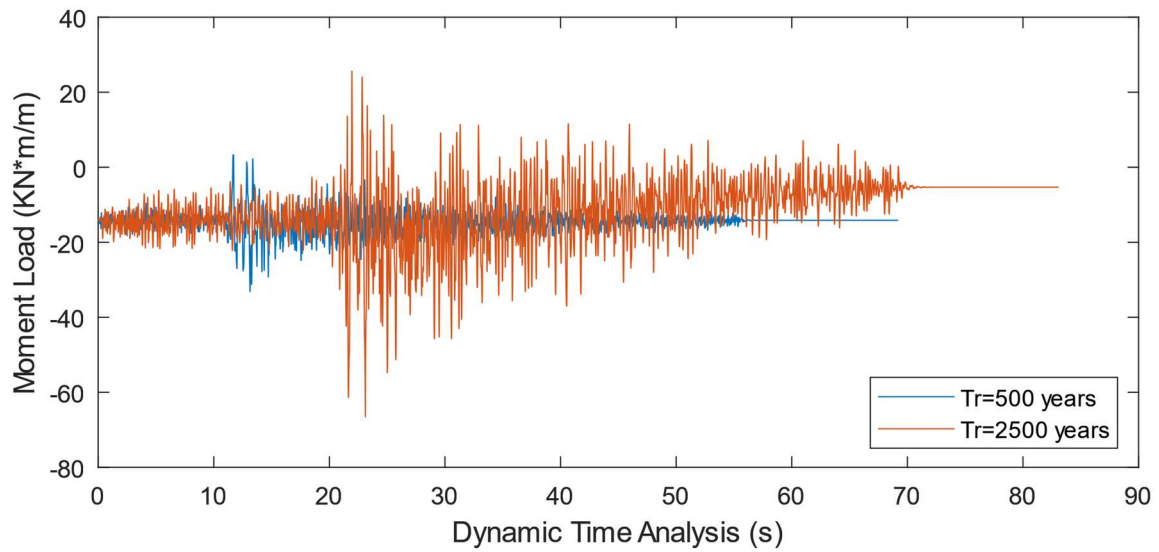
Adicionalmente a la energía disipada por los ciclos histeréticos en los elementos de suelo, se consideró un amortiguamiento de Rayleigh ( $\xi$ ) de 2% en la frecuencia  $f_{min} = 3.2Hz$ , asegurando la estabilidad numérica (Lyon et al., 2022).

Al igual que en la fase 2, se realizó una inspección a la historia de esfuerzos internos en el la clave del túnel. Las historias de esfuerzos internos para dos sismos en particular se presentan en las Figuras 4.4, 4.5 y 4.6, un sismo asociado a 500 años de periodo de retorno (en azul) y un sismo asociado a 2500 años (en naranja). En estos resultados se observa que la magnitud de la carga axial es significativamente mayor a los esfuerzos de corte. Asimismo, los aumentos permanentes o residuales de carga axial en el túnel se deben a deformaciones volumétricas plásticas en el suelo, este fenómeno corresponde a una disminución del volumen de vacíos cuando ocurren grandes deformaciones de corte. Estas deformaciones del suelo son un factor importante a considerar en el análisis de excavaciones, ya que puede influir en la estabilidad de la estructura. Para reproducir correctamente este comportamiento en modelos constitutivos, es necesario considerar la variación del volumen y la densidad de la arena en función de la deformación y el estado de esfuerzos a los que está sometida.

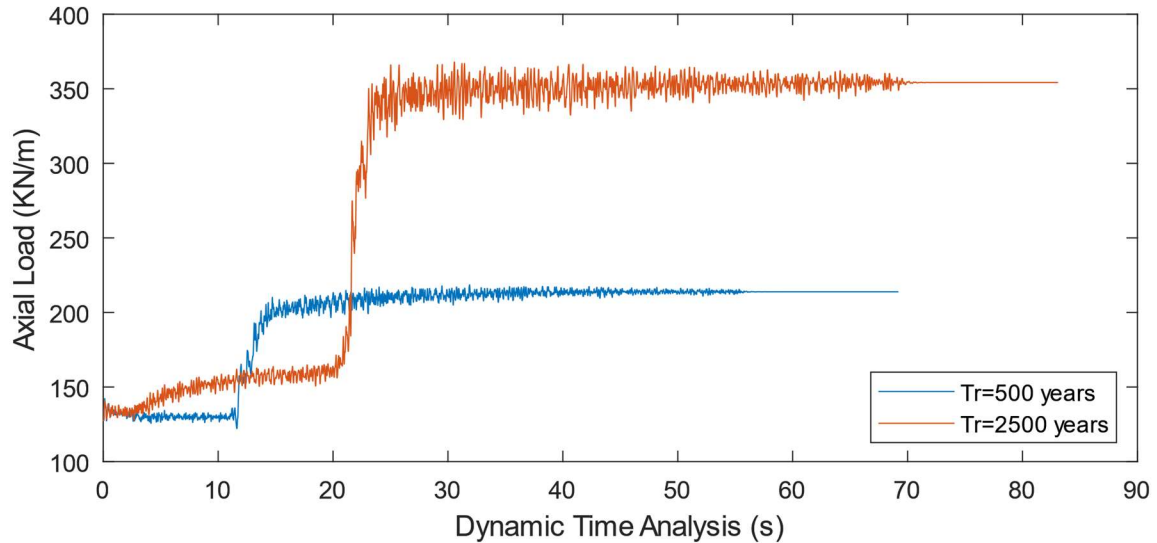
Notar que en este ejemplo los esfuerzos axiales inducidos por la densificación del suelo son bastante mayores a las oscilaciones dinámicas; lo cual es de suma importancia tener en consideración en el análisis de problemas de interacción suelo estructura.



**Figura 4.4.** Esfuerzo de Corte (V) del revestimiento en la clave del túnel durante análisis dinámico.

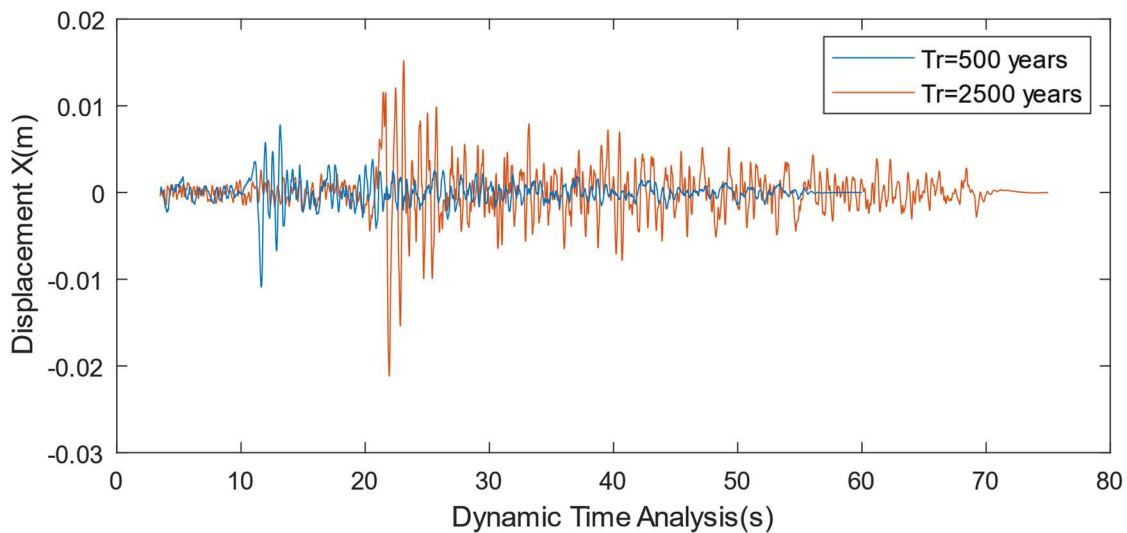


**Figure 4.5.** Momento (M) del revestimiento en la clave del túnel durante análisis dinámico.



**Figura 4.6.** Esfuerzo Axial del revestimiento en la clave del túnel durante análisis dinámico.

En la Figura 4.8 se presentan los valores de desplazamiento horizontal en superficie libre del terreno (sobre la clave del túnel) con el fin de visualizar el comportamiento del análisis dinámico, alcanzando desplazamientos de hasta 2 cm para el sismo asociado a  $Tr=2500$  años y  $\sim 1$  cm para el sismo asociado a  $Tr=500$  años. No se observan en este caso, deformaciones horizontales residuales.



**Figura 4.8.** Desplazamiento horizontal en superficie en la clave del túnel durante el análisis dinámico (i.e. Etapa 3).

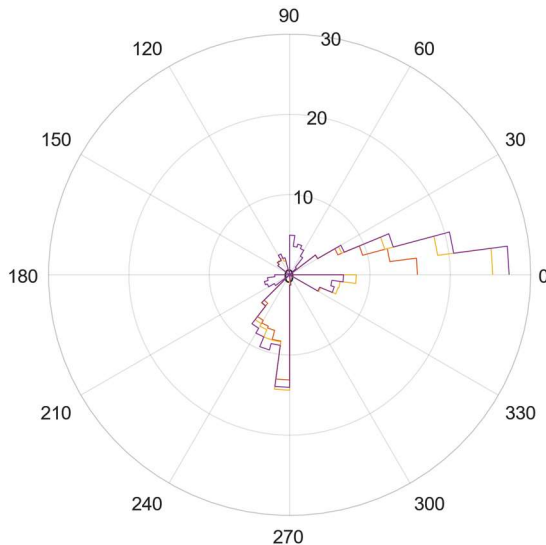
## 5. RESPUESTA DEL MODELO NUMÉRICO

El modelo numérico implementado en OpenSees permitió obtener valores para los esfuerzos internos de los elementos tipo *beam* (i.e. *ElasticBeamColumn*). De igual forma, se obtuvieron los desplazamientos en ambas direcciones para los nodos que unen los elementos del revestimiento, así como los desplazamientos de un punto en superficie ubicado encima de la bóveda del túnel.

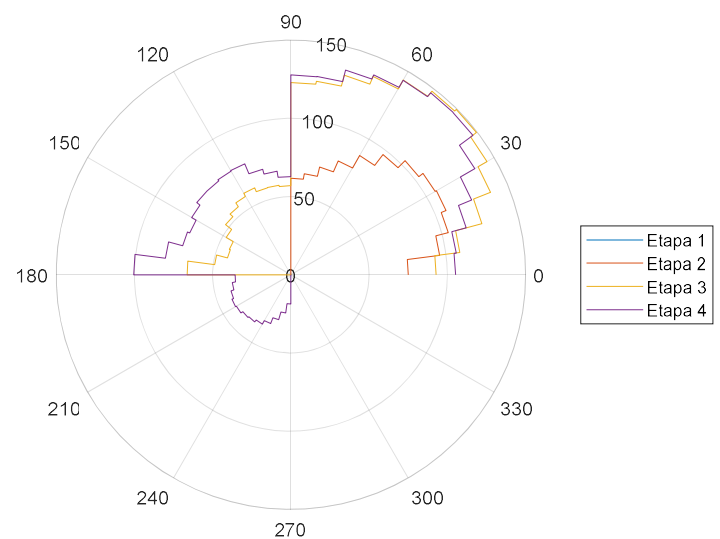
Los resultados obtenidos se obtuvieron para las tres etapas que considera el modelo (i.e., descarga de peso propio, secuencia constructiva, análisis dinámico). Esto permite obtener un historial de esfuerzos y deformaciones en los puntos de control para el diseño y respuesta de la hipótesis de investigación.

### 5.1. Esfuerzos internos estáticos

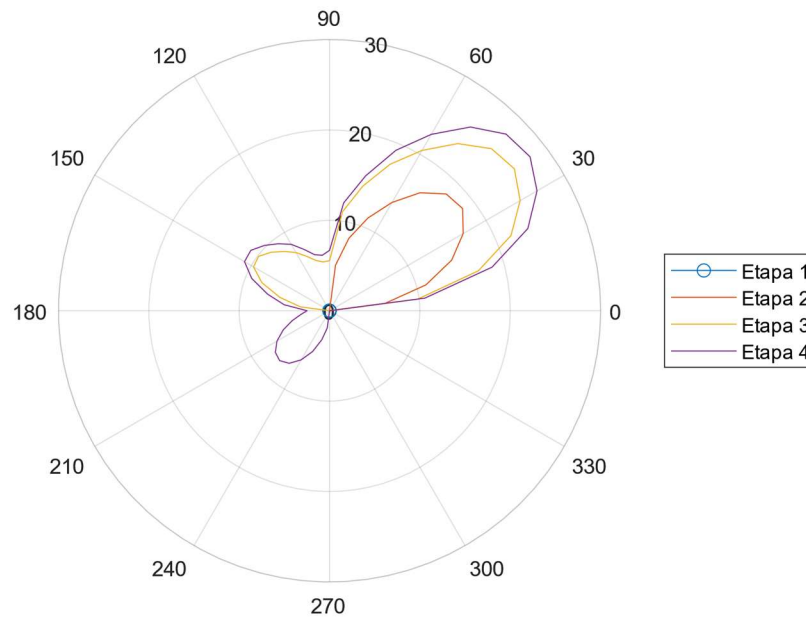
Los esfuerzos internos obtenidos durante la secuencia constructiva (Fase 2) se presentan en las Figuras 5.1 a 5.3. Cada figura contiene en un sistema de ejes polares ( $r, \theta$ ) los esfuerzos internos en el revestimiento al final de las 4 sub-etapas de excavación (remoción de cuadrantes I a IV, Figura 4.3). Notar que los esfuerzos al final de la sub-etapa I son nulos, por esta razón los esfuerzos al final de la 'Etapa I' corresponden al punto .



**Figura 5.1.** Distribución de esfuerzos de corte ( $V$ ) (kN/m) en el túnel durante la secuencia constructiva.



**Figura 5.2.** Distribución de carga axial ( $P$ ) (kN/m) en el túnel durante la secuencia constructiva

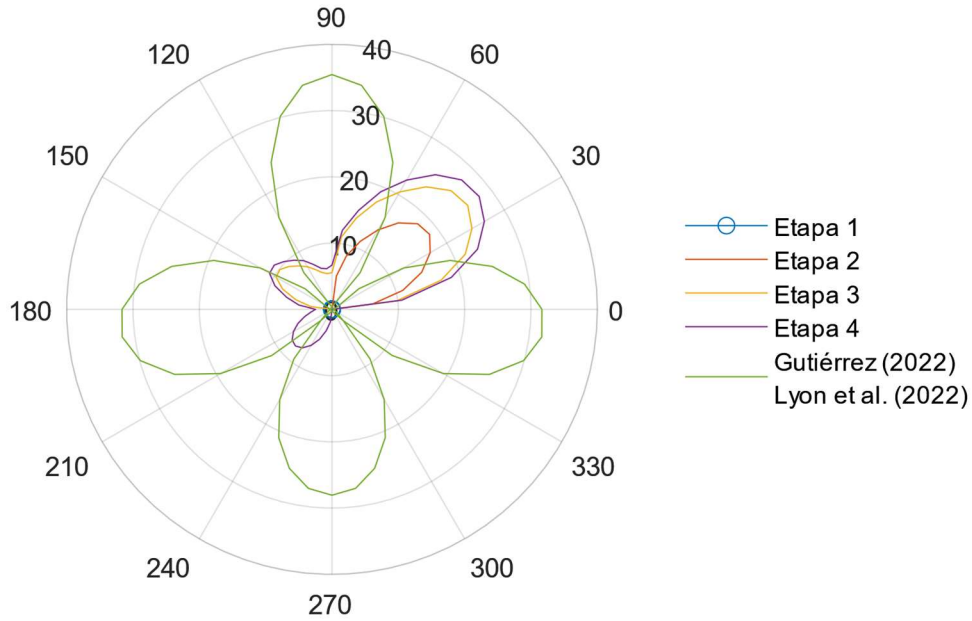


**Figura 5.3.** Distribución de momento flector (kNm/m) en el túnel durante la secuencia constructiva

Como se aprecia en las Figuras 5.1, 5.2 y 5.3 los valores máximos que se alcanzan responden principalmente a las excavaciones de las secciones III y IV. Para el caso del momento flector se alcanza un valor de 27.97 kNm/m durante la remoción de la sección IV del túnel y este valor se manifiesta en el primer cuadrante de la sección circular (ver Figura 5.3). Por otro lado, con respecto a la carga axial, esta alcanza un valor máximo de 149.48 kN/m durante la remoción de la sección III del túnel y al igual que la ubicación del momento máximo se encuentra en el primer cuadrante de la sección del túnel.

La distribución de esfuerzos internos obtenidos a partir de la secuencia constructiva presentan diferencias significativas respecto a la modelación realizada por Gutiérrez (2022) y Lyon et al. (2022) (ver Figura 5.4), las cuales asumen que la excavación se realiza en un solo paso. Si bien el valor del momento máximo es similar, su distribución en el revestimiento es diferente; por ejemplo, nuestro modelo predice un momento máximo de 28kNm/m en una sección orientada a 45° en el primer cuadrante al final de la Etapa 4 de la excavación, versus 35.4 kN/m obtenidos por Gutiérrez (2022) y Lyon et al. (2022), los cuales ocurren en secciones orientadas aproximadamente en 0°, ±90° y 180°.

Mediante esta comparación de esfuerzos internos, se aprecia cómo influye el proceso constructivo en este tipo de estructuras, lo cual no solo permite obtener esfuerzos de diseño más realistas en cuanto a su magnitud, sino que también a su distribución para un correcto diseño.



**Figura 5.4.** Distribución de momento (kNm/m) alrededor del túnel durante la secuencia constructiva y comparación con valores obtenidos por Gutiérrez (2022) y Lyon et al. (2022).

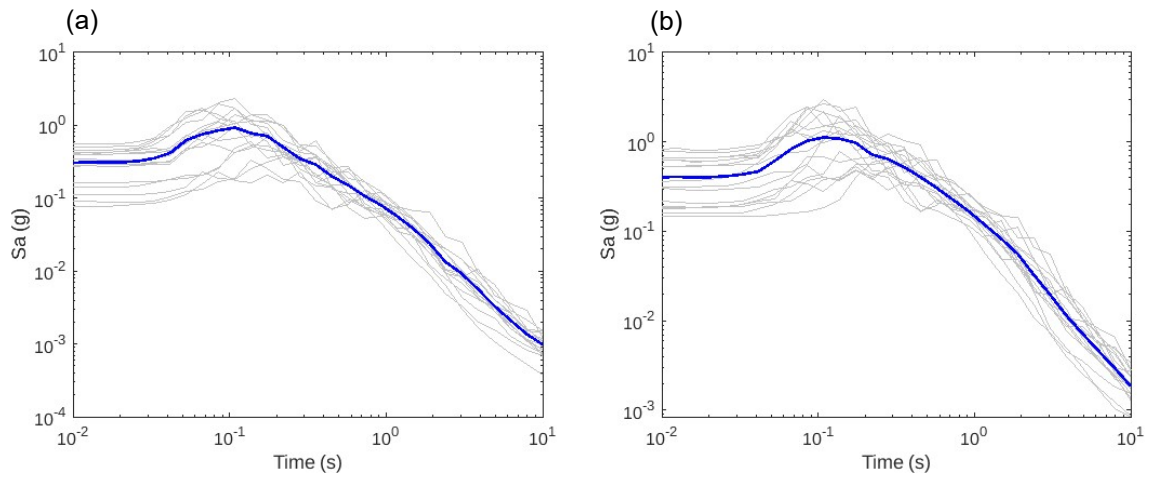
## 5.2. Respuesta dinámica del túnel

La etapa 3 del modelo numérico considera el análisis dinámico de la estructura, del cual se obtuvo la historia de distintos parámetros de respuesta, incluyendo esfuerzos internos y deformaciones en el túnel, y aceleraciones en algunos puntos de control del depósito de suelo.

Para este análisis se consideró dos conjuntos de movimientos sísmicos procedentes de terremotos de subducción. El primero consiste en 16 registros de aceleración compatibles con un escenario medio condicionado (CMS) asociado a 500 años de periodo de retorno. Asimismo, el segundo conjunto de registro consiste en 17 registros compatibles con un CMS asociado a 2500 años de periodo de retorno, asumiendo un túnel ubicado en Santiago-Chile en suelo blando. Para detalles de la selección de registros y escalamiento, ver Gutiérrez (2022).

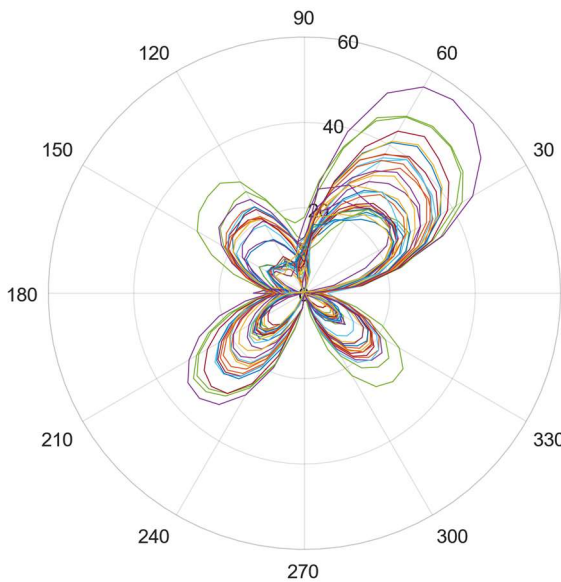
La Figura 5.5 muestra los espectros de respuesta con un 5% de amortiguamiento de los registros de aceleración para los dos conjuntos analizados correspondientes. El primer conjunto tiene un PGA medio de 0.3g y el segundo conjunto un PGA medio de 0.40g, consistente con los niveles de amenaza definidos implícitamente en la norma sísmica NCh433Of2009 para estructuras superficiales. Los valores de la velocidad máxima del suelo en superficie (PGV) correspondiente a cada conjunto son 8.9 cm/s y 16.2 cm/s. Los

espectros indicados en la Figura 5.5 muestran a su vez la variabilidad en torno a los valores medios.

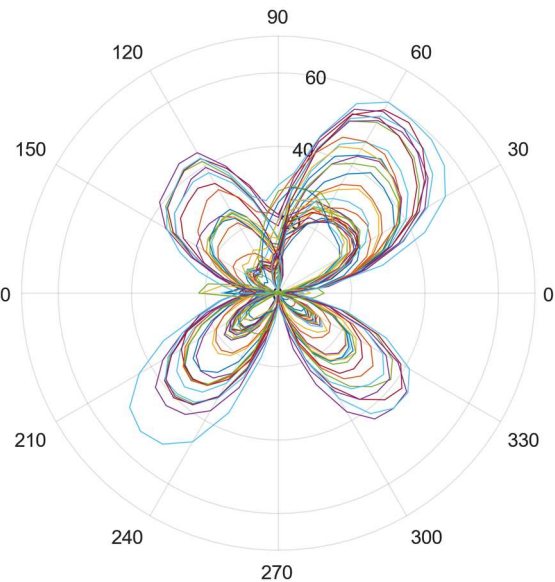


**Figura 5.5.** Espectros de respuesta (amortiguamiento  $\xi = 5\%$ ) de registros seleccionados para asociados a dos niveles de amenaza: (a) 500 años, y (b) 2500 años

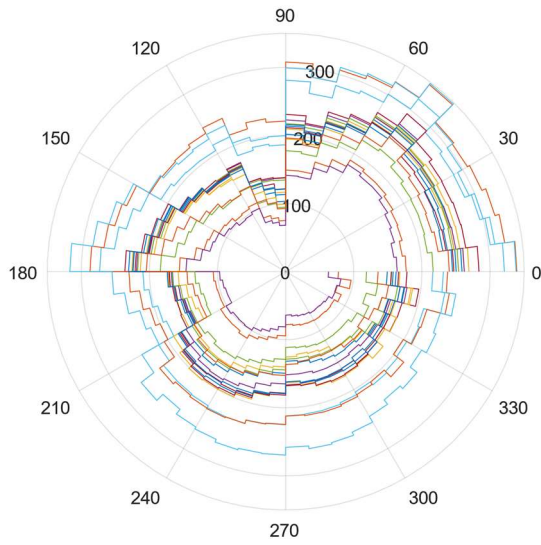
El análisis de la distribución de esfuerzos internos alrededor de un túnel es de suma importancia para comprender el comportamiento estructural y la estabilidad de dicha infraestructura. Los gráficos en coordenadas polares en las Figuras 5.6 a 5.9 muestran las envolventes de esfuerzos internos en el túnel para los dos niveles de amenaza considerados.



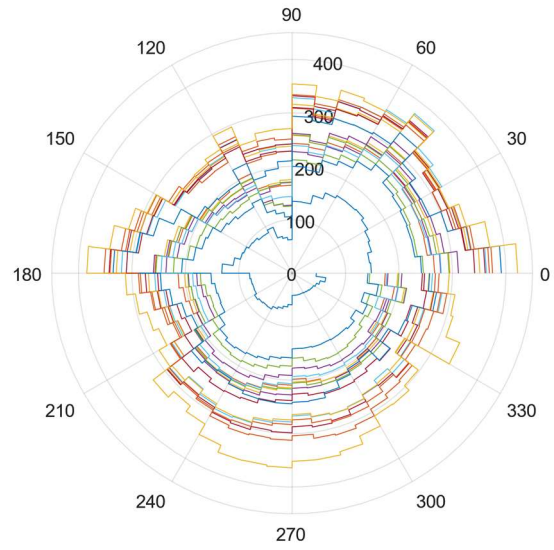
**Figura 5.6.** Distribución de momento flector (kNm/m),  $T_r=500$  años



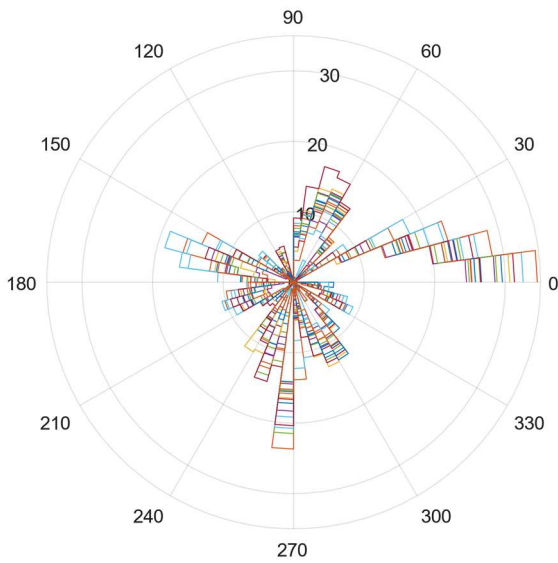
**Figura 5.7.** Distribución de momento flector (kNm/m),  $T_r=2500$  años



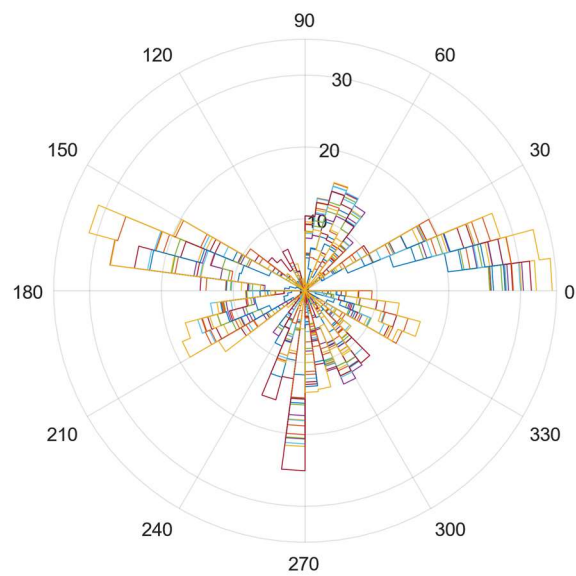
**Figura 5.8.** Distribución de carga axial (P) (kN/m),  $T_r=500$  años



**Figura 5.9.** Distribución de carga axial (P) (kN/m),  $T_r=2500$  años.



**Figura 5.10.** Distribución de cortante (V) (kN/m),  $T_r=500$  años



**Figura 5.11.** Distribución de cortante (V) (kN/m),  $T_r=2500$  años

En las Figuras 5.6 y 5.7 se observa que la variabilidad de los registros sísmicos se propaga a los esfuerzos de momento. Los momentos alcanzan valores de hasta 57.1kNm/m y 60kNm/m para 500 y 2500 años, respectivamente, y ocurren en el primer cuadrante. Notar además que a diferencia de los momentos estáticos, existe amplificación dinámica de momentos en los 4 cuadrantes concentrados en secciones orientadas en  $\theta = 45^\circ, 135^\circ, 225^\circ, 315^\circ$ . Por otro lado, los esfuerzos axiales en las Figuras 5.8 y 5.9 muestran bastante variabilidad pero una distribución aproximadamente uniforme, en donde no se observa una orientación que concentre mayores esfuerzos. Los valores máximos para cada nivel de amenaza alcanzan 348.23kN/m y 422kN/m, respectivamente.

Finalmente, los esfuerzos de corte en el revestimiento corresponden a 34.55kN/m y 34.40 kN/m para 500 y 2500 años respectivamente (ver Figura 5.10 y 5.11), niveles que imponen condicionan el diseño especiales.

## 6. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Se consideraron 2 combinaciones de carga indicadas en LRFD ASSTHO (2017) para verificar el diseño del revestimiento del túnel. La primera es una combinación estática denominada *Strength T-II* que considera las cargas de gravedad y la secuencia constructiva del túnel, y la segunda es una combinación denominada *Extreme Event T-I* que incorpora los efectos del sismo. Asimismo, las especificaciones de diseño del revestimiento se basaron en el código ACI-318 (ACI, 2014).

### 6.1. Diseño estático del revestimiento

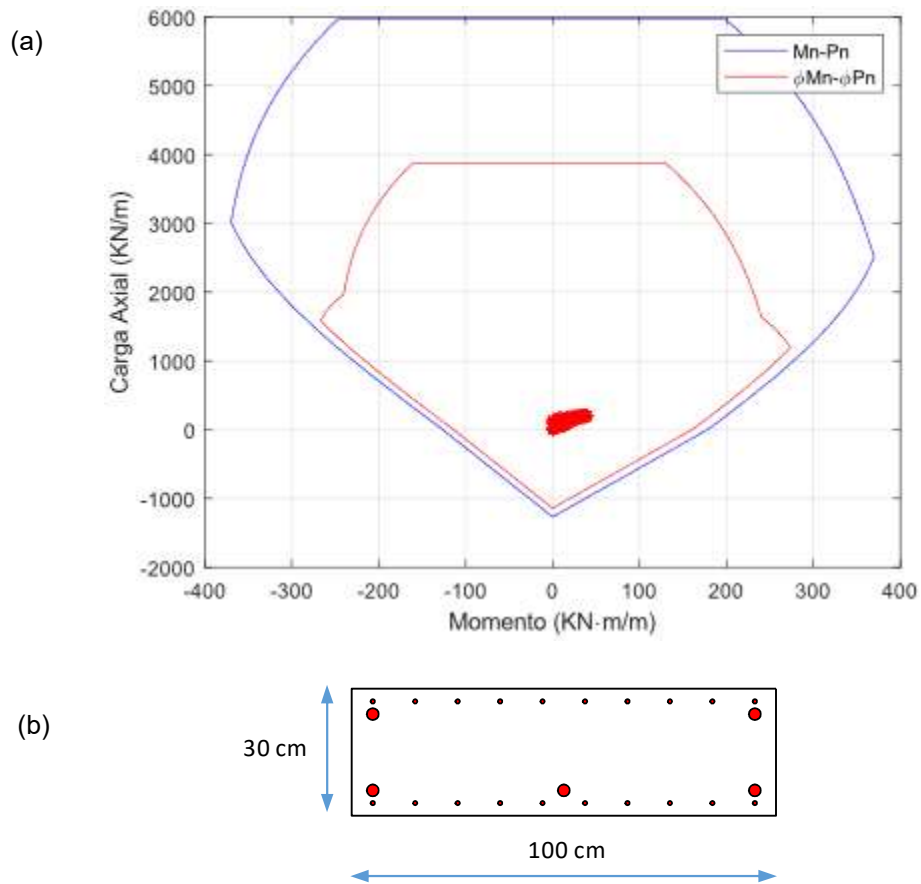
Para el diseño del revestimiento según el estado límite *Strength T-II*, los esfuerzos fueron recuperados de OpenSees y amplificados por  $\gamma_p$  en una etapa de post-proceso según la ecuación Eq. 5.1, en donde EV corresponde a la presión vertical de tierra y DC el peso de las componentes estructurales; como el modelo de Opensees usa una constitutiva no lineal, los esfuerzos que reporta son directamente la suma DC+EV.

$$Q = \eta_D \eta_R \eta_I \gamma_p (DC + EV) \quad \text{Eq. 5.1}$$

**Tabla 6.1.** Factores de combinación de carga *Strength T-II*.

Factor	Valor
$\eta_D$	1.00
$\eta_R$	1.00
$\eta_I$	1.05
$\gamma_p$	1.35

La sección transversal del revestimiento es una sección rectangular de 30 cm de espesor y 1 m de profundidad. El acero de refuerzo es A63-42H y consiste en 5 barras ( $2\phi 28 + 3\phi 28$ ), una doble malla ACMA con un recubrimiento de 5 cm y hormigón proyectado, respetando el espaciamiento mayor a 1.5 pulgadas (Figura 6.1b), lo cual, es consistente con las recomendaciones de la norma ACI-318. La altura de 30cm corresponde al valor típico utilizado para el revestimiento en túneles de 6 m de diámetro (Thomas, 2009). Finalmente, el hormigón utilizado posee una resistencia cilíndrica de 30MPa a los 28 días.



**Figura 6.1.** (a) Diagrama de interacción P-M y (b) sección transversal del revestimiento diseñado para cargas estáticas según ASSHTO-LRFD (2017).

En la Figura 6.1a se aprecia el diagrama de interacción Momento-Axial el cual representa la capacidad última (curva azul) y resistencia nominal (curva roja) para el revestimiento propuesto para la estructura. Además, como se puede apreciar las solicitaciones de diseño de la secuencia constructiva del túnel para todo el revestimiento de la excavación alcanzan valores de 211.89 kN/m para la carga axial y momento de 39.65 kNm/m estos valores son alcanzados durante el final de la remoción del cuadrante-II de la sección circular y el final de la remoción del cuadrante-IV respectivamente.

Finalmente, las solicitaciones se encuentran contenidas dentro de la superficie de diseño de la Figura 6.1 con amplios márgenes de seguridad, lo cual permite concluir que el diseño es apropiado para resistir las cargas de peso propio y las cargas inducidas por la secuencia constructiva.

## 6.2. Diseño sísmico de vigas de revestimiento

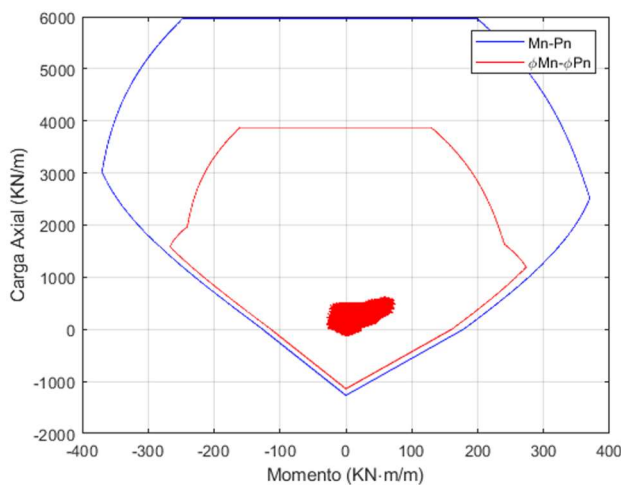
Para verificar el diseño del revestimiento bajo condiciones de carga sísmica, los esfuerzos internos se obtuvieron del estado límite *Extreme Event T-I*, el cual combina las cargas estáticas de peso propio SF y las cargas sísmicas EQ según la ecuación Eq.5.2. En este caso y de forma aproximada, la amplificación y combinación de esfuerzos se realizó sumando las contribuciones de ( ) y EQ por fuera de OpenSees. La Tabla 6.2 muestra los factores de amplificación del estado límite *Extreme Event T-I* (ASSHTO, 2017).

$$Q = \eta_D \eta_R \eta_I \gamma_p (SF) + 1.0EQ \quad \text{Eq.5.2.}$$

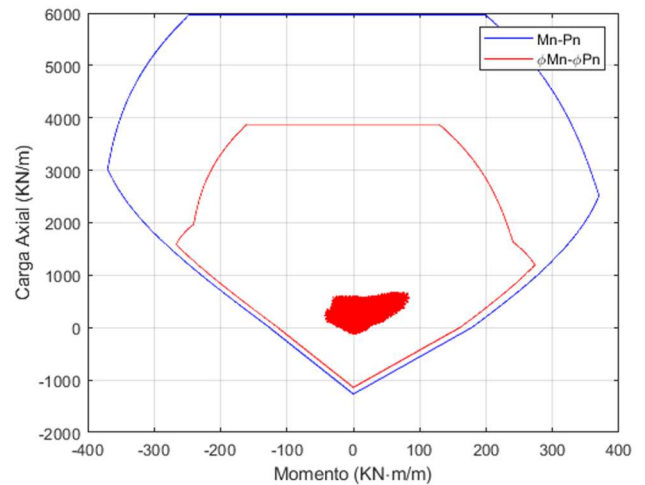
**Tabla 6.2.** Factores de combinación de carga *Extreme Event T-I*.

Factor	Valor
$\eta_D$	1.05
$\eta_R$	1.00
$\eta_I$	1.05
$\gamma_p$	1.35

Los resultados de la etapa de análisis dinámico se presentan en los diagramas de interacción P-M de las Figuras 6.2 y 6.3. Allí se pueden apreciar todas las sollicitaciones de los grupos de sismos correspondiente a cada uno de los dos niveles de amenaza considerados.



**Figura 6.2.** Diagrama de interacción P-M cargas dinámicas,  $T_r=500$  años.

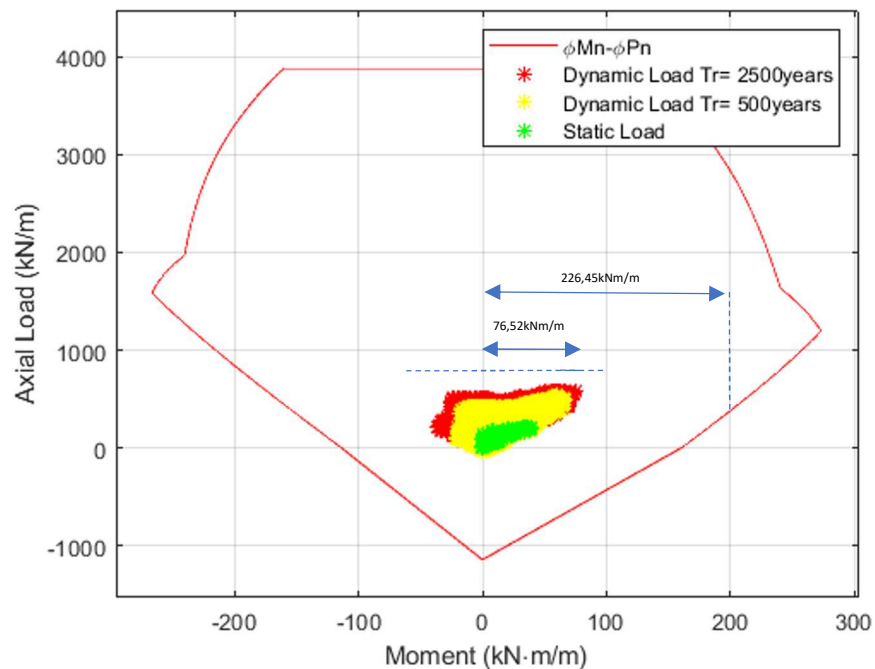


**Figura 6.3.** Diagrama de interacción P-M cargas dinámicas,  $T_r=2500$  años.

Para 500 años de periodo de retorno, la Figura 6.2 muestra valores de carga axial máximas de 540.6 kN/m y momento flector máximo de 66.51 kNm/m. Por otro lado, para 2500 años de periodo de retorno (Figura 6.3), las solicitaciones por carga axial alcanzan hasta 582.82 kN/m y 76.51 kNm/m para las cargas de momento. En estos resultados, no se observa una diferencia significativa entre los esfuerzos asociados a los dos niveles de amenaza (500 y 2500 años), con variaciones de 7.8% y 15% para carga axial y momento, respectivamente.

### 6.3. Evaluación de hipótesis y respuesta de pregunta de investigación

A partir de los resultados obtenidos anteriormente se aprecia que la curva de diseño del revestimiento es capaz de admitir a las cargas sísmicas a partir de un diseño estático (ver Figura 6.4) siguiendo las recomendaciones de la AASHTO (2017) y el código ACI-318 (2014). Para un nivel de carga axial del orden de 500 kN/m, los márgenes de seguridad implícitos en este diagrama son aproximadamente  $FS = 2.96$ , lo que permite concluir que el diseño del revestimiento bajo cargas estáticas resiste adecuadamente los efectos de un sismo excepcionalmente severo ( $Tr=2500$  años), validándose así la hipótesis de trabajo.

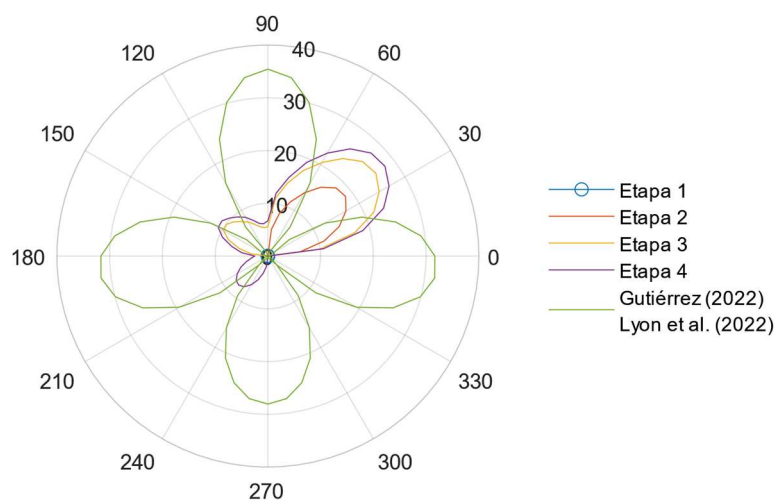


**Figura 6.4.** Diagrama de interacción PM con cargas para condición estática y dinámica para 500 y 2500 años de periodo de retorno.

## 7. CONCLUSIONES

En esta investigación se simuló la respuesta sísmica de un túnel circular en un depósito de arena mediante un modelo de elementos finitos implementado en OpenSees. El modelo numérico consideró una constitutiva no lineal para el suelo, elementos lineales para el túnel y se adoptó el supuesto de no deslizamiento entre el suelo y el túnel. Para modelar la descarga estática, el modelo incorporó de manera aproximada la secuencia de excavación del suelo que se desarrolla durante su construcción, y para modelar su respuesta sísmica, el modelo fue sometido a dos conjuntos de registros de aceleración representativos de dos niveles de amenaza sísmica. Del análisis de resultados se puede concluir lo siguiente:

- Los esfuerzos internos en el túnel al final de la secuencia de excavación son 20% menores a los esfuerzos de un modelo que no incorpora la secuencia constructiva como el caso del propuesto por Gutiérrez (2022) y Lyon (2021); asimismo, las distribuciones de momento en el revestimiento difieren entre ambos enfoques. Según los modelos de Gutiérrez (2022) y Lyon et al (2022), los esfuerzos máximos están ubicados en secciones orientadas en  $0^\circ, \pm 90^\circ, 180^\circ$  y su distribución es simétrica. Al incorporar la secuencia constructiva, los esfuerzos máximos ocurren al final de la excavación y en el primer cuadrante excavado para una orientación de aproximadamente  $45^\circ$ .



**Figura 5.4.** Distribución de momento (kNm/m) alrededor del túnel durante la secuencia constructiva y comparación con valores obtenidos por Gutiérrez (2022) y Lyon et al. (2022).

- El modelo constitutivo usado para la arena (PDMY) proporcionó una visión detallada del comportamiento dinámico de la estructura, así como del depósito de suelo. Específicamente, se pudo notar el efecto significativo de las deformaciones volumétricas causadas por la densificación de la arena durante los distintos sismos analizados. Este hallazgo resalta la importancia de considerar la respuesta del suelo y su interacción con la estructura en el análisis sísmico. Las deformaciones volumétricas resultantes de la densificación del suelo pueden tener un impacto significativo en la respuesta dinámica global, lo que implica la necesidad de tener en cuenta estos efectos en el diseño y la evaluación de la estabilidad estructural.
- La variabilidad de los registros sísmicos en cada nivel de peligro es significativa y se traduce en una alta variabilidad en los esfuerzos internos. Este resultado resalta la importancia de considerar la variabilidad de los parámetros de demanda sísmica (EDP) para analizar en problemas de interacción suelo-estructura; asimismo, estos resultados permiten avanzar hacia un estudio de demanda sísmica utilizando métodos probabilísticos o basados en desempeño.
- Como conclusión principal de esta investigación se logró dar respuesta a la pregunta de investigación: “¿Un túnel poco profundo correctamente diseñado para resistir cargas estáticas puede soportar sismos severos sin daños significativos?”. Esto permitió confirmar que un diseño estático basado en el peso propio del depósito y los esfuerzos inducidos debido a la secuencia constructiva realizado de manera correcta es capaz de soportar las sollicitaciones dinámicas debido a la ocurrencia de sismos severos. Esto solamente es válido para un revestimiento diseñado bajo recomendaciones adecuadas las cuales permiten conservar un margen de seguridad frente a situaciones accidentales como lo es el caso de los sismos de este estudio. Esto se puede ver de forma muy clara a través del diagrama de interacción momento carga axial, el cual permite visualizar los márgenes de seguridad implícitos en el diseño.

# REFERENCIAS

- AASHTO. (2020). LRFD Bridge Design Specifications
- AASHTO. (2017). LRFD Road Tunnel Design and Construction Guide Specifications, First Edition
- ACI. (2008). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary. American Concrete Institute.
- ACI. (2002). Report on Fiber Reinforced Concrete ACI 544.1R-96.
- AFTES. (2002). Recommendations on the convergence-confinement method. *Tunnels et Ouvrages Souterrains*, 414-424.
- Arteta, C. A., & Abrahamson, N. A. (2019). Conditional scenario spectra (CSS) for hazard-consistent analysis of engineering systems. *Earthquake Spectra*, 35(2), 737-757.
- ASTM. (2006). Historical Standard: Especificación Normalizada para Refuerzo Electrosoldado de Alambre de Acero Liso, para Concreto. West Conshohocken, PA: [www.astm.org](http://www.astm.org).
- ASTM. (2018). A1064 / A1064M-18a, Especificación estándar para alambre de acero al carbono y refuerzo de alambre soldado, liso y deformado, para concreto. West Conshohocken, PA: [www.astm.org](http://www.astm.org).
- Avanaki, M. J. (2019). Response modification factors for seismic design of steel fiber reinforced concrete segmental tunnels. *Construction and Building Materials*, 211, 1042-1049.
- Bilotta, E., Lanzano, G., Madabhushi, S.P.G. et al. A numerical Round Robin on tunnels under seismic actions. *Acta Geotech.* 9, 563–579 (2014). <https://doi.org/10.1007/s11440-014-0330-3>
- Brady, B. H., & Brown, E. T. (2004). Rock mechanics for underground minning. Dordrecht: Springer Science.
- Broms, B. B., & Bennermark, H. (1967). Stability of clay at vertical opening. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 93(1), 71-94.
- Casares, M., & Salazar, H. (2004). Las profundidades de la Innovación. *BIT*, 22-29.
- Celada, B., Adasme, J., & González, H. (2016). Design and Engineering during the Construction of Los Leones Station (Line 6, Santiago Subway, Chile). *World Tunnel Congress 2016*. San Francisco.
- Chapple C., P. (2019). Bajo Tierra - Proyecto AVO I. *BIT*, 38-43.
- FHWA.(2009). Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels – Civil Element
- Ghiasi, V., Omar, H., Yusoff, Z. B., Huat, B. K., Muniandy, R., Ghosni, N., . . . Ghiasi, M. (2010). Design Criteria os Subway Tunnels. *Australian Journal of Basic ans Applied Sciences*.
- González, C., A.E. Álvarez, A., Menéndez, A., & González, C. (2008). Influence of the depth and shape of a tunnel in the application of the convergence-confinement method. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 25-37.
- Gutierrez, C. (2022). Demanda sísmica en túneles superficiales en depósitos de suelo. Tesis de Magister en Ciencias de la Ingeniería. Facultad de Ingeniería Civil, Universidad del Desarrollo. Chile (<http://hdl.handle.net/11447/6627>)
- Hashash, Y. M., Hook, J. J., Schmidt, B., & I-Chiang Yao, J. (2001). Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 247{293.
- Kuesel, T. (1969). Earthquake Design Criterial for Subways. *Journal of the structural division*.
- Kutter, Bruce L., "Recent Advances in Centrifuge Modeling of Seismic Shaking" (1995). *International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*. 4.
- López Jimeno, C. (2011). Manual de túneles y obras subterráneas. Madrid.

- Lyon, B., Candia, G., Gutiérrez, C., & Macedo, J. (2022). Performance-based analysis of Transit tunnels in the Chilean subduction zone. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 152, 107047.
- McKenna, F. (2011). OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation. *Computing in Science & Engineering*, 13(4), 58-66.
- Mejia, L. H., & Dawson, E. M. (2006, May). Earthquake deconvolution for FLAC. In 4th International FLAC symposium on numerical modeling in geomechanics (pp. 4-10).
- Melis, M., & Trabada, J. (2000). Construcción de una estación en caverna de gran luz La estación de Guzmán El Bueno. *Revista de Obras Públicas*, 85-90.
- Melis, M., & Trabada, J. (2000). Construcción en 39 meses de 8km de túnel por el Método Clásico de Madrid. *Revista de Obras Públicas*, 25-40.
- Norma Chilena Oficial NCh433.Of96. Modificad. (2012). *Diseño Sísmico de Edificios*. Chile, Santiago.
- Penzien, J. (2000). Seismically induced racking of tunnel linings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29(5), 683-691.
- Pitilakis, K. & Tsinidis, G. (2014). Performance and Seismic Design of Underground Structures. *Earthquake geotechnical engineering design*, (pp. 279-340). <https://doi.org/10.1007/978-3-319-03182-8>
- Riddell, R., & Hidalgo, P. (2018). *Diseño estructural*. Ediciones UC.
- Rudolf, J., & Gall, V. (2007). The Dulles Corridor Metrorail Project—Extension to Dulles International Airport and its Tunneling Aspects. In *Rapid Excavation and Tunneling Conference Proceedings* (pp. 10-13).
- SCT. (2016). *Manual de Diseño y Construcción de Túneles de Carretera*. México, D.F.
- Thomas, A. (2009). *Sprayed Concrete Lined Tunnels*. Taylor & Francis.
- Thomas, A., Legge, N., & Powell, D. (2004). The Development of Sprayed Concrete Lined (SCL) Tunelling in the UK. EUROCK 2004 & 53rd Geomechanics Colloquium.
- Wallis, S. (2012). Tunnel Talk. Obtenido de <https://www.tunneltalk.com/Discussion-Forum-Aug12-NATM-SCL-SEM-pros-cons-and-misunderstanding.php>
- Wang, J. (1993). *Seismic Design of Tunnels: A State-of-the-Art Approach*.
- Yang, Z. & Elgamal, A. (2003). *Command Manual and User Reference for OpenSees Soil Models and Fully Coupled Element Developed at University of California at San Diego* By.