

Análisis sísmico de túnel NATM en suelos finos: Comparación de respuesta sísmica mediante 3 metodologías

David Solans (1); Cristian Hormazábal (1); Benjamin Rojas (2); Roberto Leon (3)

(1) Ingeniero de Proyectos, MSc. ARCADIS Chile

(2) MSc, Imperial London College, UK

(3) Jefe de Proyectos, ARCADIS Chile

david.solans@arcadis.cl - Antonio Varas 621, Providencia, Santiago

Resumen

El análisis sísmico sobre revestimientos de túneles, tradicionalmente se ha desarrollado con modelos simplificados mediante expresiones analíticas para geometrías sencillas y mediante software de análisis estructural que no incluyen el historial de tensiones del suelo debido a las secuencias constructivas y distancia a la frente de excavación, resultando tendientes a sobrestimar los esfuerzos en el revestimiento de túneles. Sin embargo, los avances en el desarrollo de software para modelos de elementos o diferencias finitas han propiciado nuevas herramientas que permiten solucionar las dificultades planteadas, así como evaluar la respuesta sísmica mediante historiales de aceleraciones.

Este artículo compara la respuesta sísmica de un túnel excavado de acuerdo al método NATM en suelo fino mediante el método de distorsión de suelo aplicado en software de análisis estructural y a través de software de diferencias finitas para interacción suelo – estructura. Adicionalmente, para el último modelo se aplica un historial de aceleraciones. Los resultados de estos análisis son comparados en términos de diseño estructural de acuerdo a la experiencia chilena.

Palabras-Clave: Túneles, NATM, Modelamiento Numérico 3D, Análisis Sísmico

Abstract

Seismic design of tunnels is often based on simplified models through analytical expressions for elemental geometries and structural software which not include soil stress path due to a construction stages and the distance of the front of the excavation, resulting in overestimating the tunnels efforts. However, the development of finite differences or finite elements software has been providing new tools that solve these problems and allow evaluating the seismic response through seismic records.

This article compares the seismic response of NATM tunnel in soft soil through seismic distortion of soil applied on structural analysis software and finite difference software for soil – structure interaction. Additionally, to the last case it applied a seismic record. The results of these analyses are compared in terms of seismic response of soils and structural design according to current Chilean practice.

Keywords: Tunnels, NATM, Numerical Modelling 3D, Seismic Analysis

1 Introducción

Los análisis sísmicos de túneles tradicionalmente han sido abordados mediante expresiones analíticas para geometrías sencillas que no incluyen las secuencias constructivas e historiales de esfuerzos ([1], [2] y [3]). En el último tiempo, algunos software de análisis geotécnico han entregado herramientas para resolución de problemas complejos, permitiendo incorporar las variaciones en los historiales de tensiones, métodos constructivos, secuencias de excavación y solicitaciones sísmicas a través de registros de aceleraciones.

Este artículo presenta un estudio comparativo de 3 métodos de análisis sísmico para un túnel NATM construido en suelos finos del noroeste de Santiago. Se describe la metodología, consideraciones particulares y los parámetros empleados en cada caso. Se indican las complejidades y los tiempos computacionales requeridos para el desarrollo de cada metodología. Finalmente, se presenta un análisis comparativo de los resultados obtenidos: esfuerzos sísmicos en revestimiento del túnel y cálculo de espesor de revestimiento.

2 Geometría del túnel y propiedades del suelo de fundación.

La geometría del túnel se muestra en la Fig. 1. La secuencia constructiva considera 3 secciones principales (Side Drift I, Sección Central, Side Drift II) y 9 subsecciones que se enumeran en la misma figura. La metodología utilizada es acorde a los principios del método NATM (New Austrian Tunneling Method) y simula las secuencias de excavación en tres etapas constructivas (Bóveda, Banco y Contrabóveda) con desfase entre etapas y la aplicación de revestimiento estructural. Entre cada frente de avance de sidedrift hay un desfase de 10 m, así también de la pared central. El nivel de riel del túnel se encuentra a una profundidad de 22 m del nivel de terreno y la clave del túnel se encuentra a 16 m de profundidad. La sección del túnel abarca un área aproximada de 190 m²

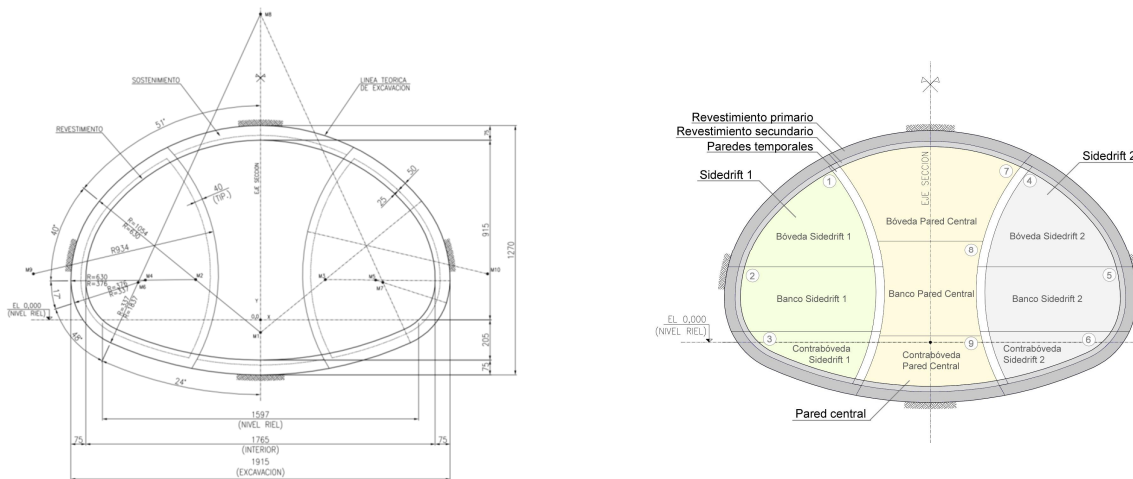


Fig. 1 – Geometría y secuencia constructiva túnel.

Se considera un túnel construido en el sector de suelos finos del noroeste de Santiago, al cual se le han asignado las propiedades geotécnicas presentadas en la Tabla 1. El modulo de deformación ha sido considerado lineal aumentando en profundidad, también se han considerado distintos valores de cohesión y coeficiente de empuje en reposo in situ (K_0) para dos distintos estratos de suelo.

Tabla 1 – Propiedades de los materiales [4]

Propiedades	Valor
Densidad Natural, γ_t [kN/m ³]	18.5
Angulo de Fricción, ϕ [°]	31
Cohesión, c [kPa]	30, para $Z < 12$ m.
	50, para $Z > 12$ m.
Compresión no confinada, q_u [kPa]	20 – 40
Modulo de Deformación, E [kPa]	$20.000 + 2.750 \cdot Z$
Razón de Poisson, ν [-]	0.3
K_0 [-]	0.65, para $Z < 12$ m.
	0.45, para $Z > 12$ m.
Coef de balasto horizontal, K_h [kN/m ³]	$0,53 \cdot E(Z)/B$
Coef de balasto vertical, K_v [kN/m ³]	$0,53 \cdot E(D_f+B)/B$

Donde Z : profundidad medida desde superficie (m)

D_f : profundidad sello fundación (m), B : dimensión menor de estructura

3 Solicitación Sísmica

Con el fin de simular la solicitud sísmica, se utilizan dos procedimientos: desangulación sísmica y análisis dinámico con registro de aceleraciones.

Para la desangulación sísmica, la metodología empleada se basa en las recomendaciones del Manual de Carreteras [5], que se sustentan en la propuesta de Kuesel [6] para el diseño sísmico en el Metro de San Francisco. En este estudio se ha considerado una desangulación (θ_s) de $1,1 \times 10^{-3}$ rad, obtenida de los valores tabulados en el Manual de Carreteras para un rango de compresión no confinada (q_u) entre 20 y 40 kPa, para zona sísmica con $a_0=0,4$ g.

El análisis dinámico se basó en uno de los registros de aceleraciones del terremoto de Chile, ocurrido el 27 de Febrero de 2010, que tuvo una magnitud momento (M_w) de 8,8. El sismo fue subductivo tipo Thrust con epicentro marítimo frente a la localidad de Cobquecura, VII Región [7]. El registro de aceleraciones fue obtenido de la Red Nacional de Acelerógrafos de la Universidad de Chile (RENADIC). Corresponde a un registro de superficie con componente horizontal, obtenido en una estación ubicada en Maipú, sobre depósitos de ceniza volcánica denominados comúnmente como “Pumicita”. Las principales características del registro de aceleraciones se indican en la Tabla 2.

Tabla 2 – Principales características sísmicas registro aceleraciones Terremoto 2010, est. Maipú.[7]

Características Sísmicas	Valor
Aceleración máxima en campo libre PGA [g]	0.54
Intensidad de Arias, [g s]	0.58
Potencial Destructivo, P_d [cm s]	6.07

La Fig. 2 presenta las componentes de aceleraciones, velocidades y desplazamientos del registro utilizado. El registro ha sido sometido a corrección de línea de base. La Fig. 3 presenta los espectros de Fourier y Pseudo-Aceleración para un amortiguamiento del 5%.

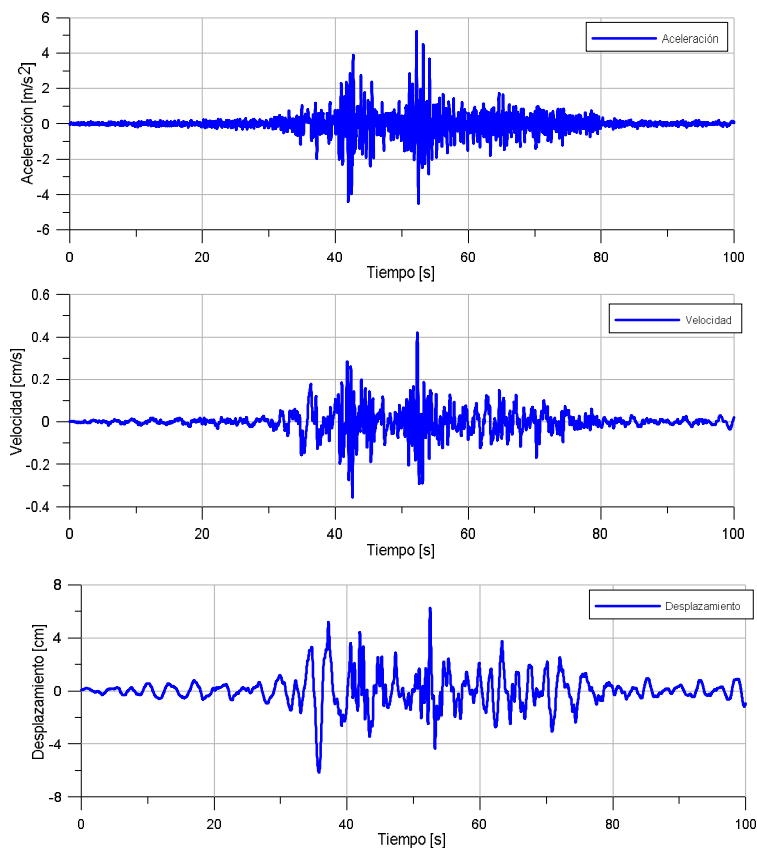


Fig. 2 – Registros aceleración, velocidad y desplazamiento en función del tiempo. Sismo 2010, est. Maipú. [7]

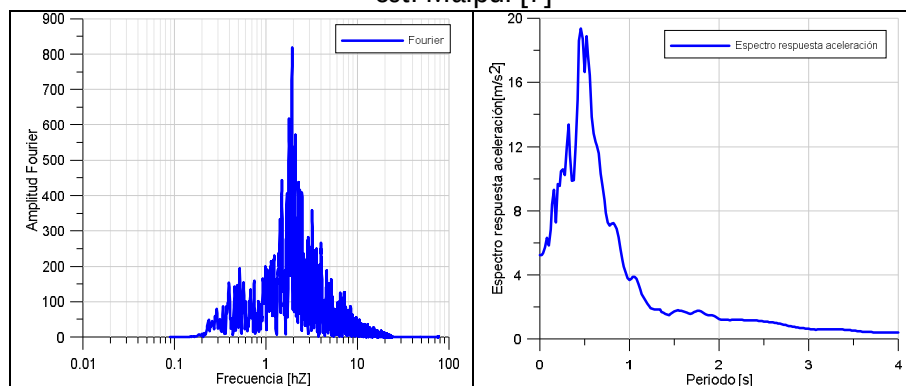


Fig. 3 – Espectro de Fourier y Espectro de respuesta de aceleraciones (5% de amortiguamiento)

Para obtener el registro de aceleraciones en profundidad requerido para el análisis dinámico, se utilizó el procedimiento propuesto por Mejía & Dawson [8] para aplicación del sismo en la base del modelo. En este caso se escaló el registro de superficie a la profundidad del modelo, ajustando la respuesta en superficie en términos de PGA y espectro de aceleraciones.

4 Modelación numérica

Se han llevado a cabo tres (3) análisis numéricos mediante distintas metodologías. El primer análisis corresponde a una modelación mediante el software de elementos finitos para análisis estructural SAP2000 (caso I). El segundo y el tercer análisis (caso II y III) se han efectuado mediante el software de diferencias finitas para interacción suelo - estructura FLAC 3D versión 5.0. Las características principales de los distintos análisis se presentan en la Tabla 3.

Tabla 3 – Principales características casos analizados

Caso	Tipo de análisis	Solicitación Sísmica	Secuencia Constructiva	Software	Complejidad
I	Modelo de Winkler Interacción suelo – estructura mediante resortes	Desangulación Sísmica	No incluida	SAP2000	Media
II	Modelo de Diferencias Finitas	Desangulación Sísmica	Incluida	FLAC 3D	Alta
III	Modelo de Diferencias Finitas	Registro de Aceleraciones	Incluida	FLAC 3D	Muy Alta

Para el caso I se adoptaron las siguientes consideraciones:

- Empuje horizontal en reposo, calculado con el coeficiente de empuje en reposo in situ. Este empuje se aplica comprimiendo los resortes.
- Los coeficientes de balasto incluyen el modulo de deformación del suelo amplificado 3 veces para el caso sísmico.
- Carga vertical equivalente al 60% del peso de la columna de suelo. Esta reducción del peso de la columna de suelo se asocia al efecto de arco, y fue estimada por los autores en base a las dimensiones del área a excavar, profundidad del túnel y desplazamientos verticales en la clave del túnel en comparación con los otros análisis.
- Esta metodología no incorpora la secuencia constructiva del túnel.
- La modelación no incorpora el efecto de excavación con la distancia a la frente.
- El desplazamiento por desangulación sísmica se impone en la base de los resortes. Se desactivan los resortes traccionados.
- Los elementos estructurales se han modelado como elementos viga o “frame”.

La geometría modelada se presenta en la Fig. 4.

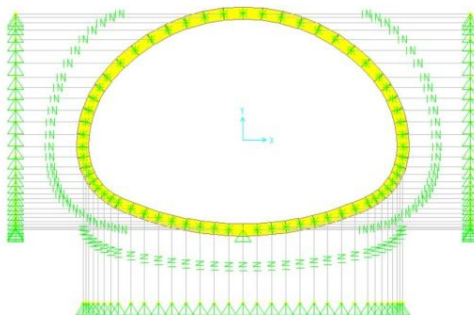


Fig. 4 – Geometría modelo SAP2000. Caso I.

La modelación numérica de los casos II y III se han llevado a cabo mediante el software de diferencias finitas FLAC3D versión 5.0. Para estas simulaciones se consideraron los bordes del

modelo con restricción de desplazamiento horizontal (X e Y) y la base del modelo con restricción de desplazamiento en todas las direcciones (X, Y y Z). La Fig. 5 presenta la geometría, malla y secuencia constructiva. El modelo cuenta con una profundidad de cota de riel de 22 m desde la superficie, un sobreancho desde los bordes del túnel de 100 m (≈ 5 veces ancho túnel) a fin de reducir el efecto de los bordes en la respuesta del túnel. Para el análisis dinámico, se han utilizado elementos absorbentes en los bordes (free – field condition) a fin de evitar la reflexión de ondas.

El revestimiento fue modelado como elemento estructural del tipo “Shell” que considera un comportamiento tensión – deformación lineal elástico. No se ha considerado interfaz entre suelo y estructura.

La altura de los elementos se limitó de acuerdo a las recomendaciones de Kuhlemeyer & Lysmer [9] para evitar filtrar frecuencias de interés para el análisis dinámico (caso III). Considerando valores de Vs del orden de 200 m/s (incrementándose en profundidad), se obtienen elementos de altura en torno a 3,0 m.

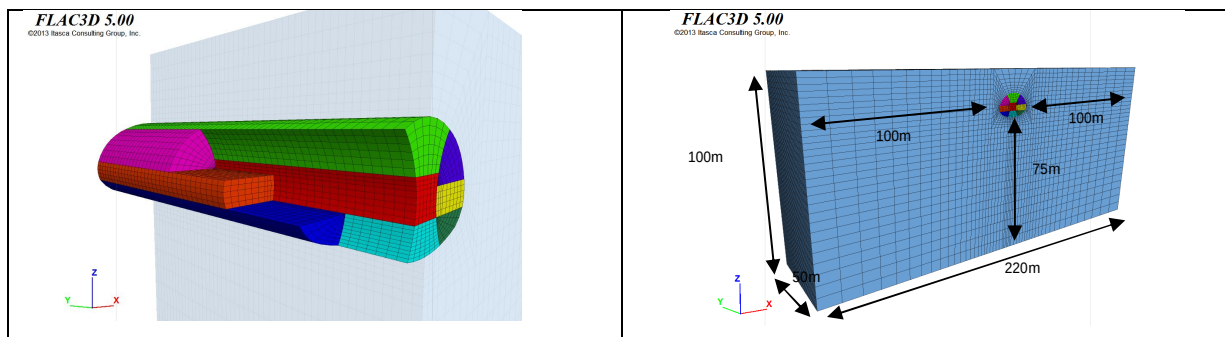


Fig. 5 – Geometría modelo y puntos de control. Casos II y III.

Se utilizó la ley constitutiva Cap - Yield (CY Soil) [10] que se encuentra implementada en FLAC 3D. CY Soil corresponde a un modelo constitutivo del tipo plástico y está caracterizado por el criterio de falla Mohr – Coulomb. El modelo presenta, entre otras, las siguientes particularidades: la rigidez depende del estado tensional, genera deformaciones plásticas en cargas desviatorias primarias, genera deformaciones plásticas en compresión isotrópica primaria y considera trayectorias de descarga-recarga elásticas.

El modelo constitutivo CY Soil establece relaciones del tipo hiperbólico para el módulo de corte, G, y para el modulo volumétrico, K, en función de la presión media, quedando establecidas por las siguientes expresiones:

$$G^e = G_{ref}^e \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^m \quad (1)$$

$$K^e = K_{ref}^{iso} \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^m \quad (2)$$

Donde:

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

Los parámetros del modelo se han ajustado en base a las propiedades de resistencia al corte, coeficiente de empuje en reposo y la variación del módulo de deformación en profundidad.

Cabe destacar que el modelo constitutivo Cap Yield ha sido utilizado exitosamente en la modelación en obras de Metro de Roma y sus resultados han sido verificados de forma satisfactoria con datos de monitoreo [11]

Tabla 4 – Parámetros Geotécnicos para el modelo Cap Yield en suelos finos

Propiedades	Valor
Densidad Natural γ_n [kN/m ³]	18.5
Angulo Fricción, ϕ [°]	31
Cohesión, c [kPa]	30, para $Z < 12$ m 50, para $Z > 12$ m
Módulo de corte elástico de referencial, G_{ref}^e [kPa]	65.400, para $Z < 12$ m 84.600, para $Z > 12$ m
Módulo volumétrico elástico de referencial, K_{ref}^e [kPa]	57.200, para $Z < 12$ m 74.000, para $Z > 12$ m
Potencia, m [-]	0.7, para $Z < 12$ m 1.0, para $Z > 12$ m
Presión de referencia, p^{ref} [kPa]	100
Modulo de Poisson, ν [-]	0.3
Razón de falla, R_f [-]	0.9
Factor de calibración, β [-]	0.25

Dentro de las consideraciones del análisis dinámico (caso III), el modelo constitutivo utilizado considera el efecto de descarga-recarga con una amplificación del modulo de deformación de 3 veces el valor estático. Adicionalmente, se ha considerado una razón de amortiguamiento del tipo Rayleigh de 4% en torno a la frecuencia fundamental del sismo de 2,0 Hz.

Los tiempos computacionales de ejecución de los casos II y III, para la condición sísmica, resultan muy distintos. El caso II corresponde a una etapa adicional de 1 a 2 horas de ejecución, mientras que el caso III demora cerca de 8 a 10 días.

5 Resultados

En la Fig. 6 se presentan los resultados de esfuerzos resultantes sobre revestimientos de túnel, para el Caso I y Caso II. Los resultados del Caso III se presentan en la Fig. 7. Si bien los esfuerzos de las Casos I y II difieren en magnitud, presentan una distribución similar en la estructura. El Caso III resulta difícil de comparar con los otros, dado que el análisis genera un historial de esfuerzos en el tiempo. En la Tabla 5, se presentan los rangos de esfuerzos obtenidos para cada análisis efectuado.

Tabla 5 – Rango de esfuerzos túnel distintos análisis

Caso	Esfuerzo Normal [kN/m]	Esfuerzo Corte [kN/m]	Esfuerzo Momento [kN/m]
Caso I	-1300 a -1650	-300 a 100	-300 a 800
Caso II	-2000 a -3200	-150 a 150	-400 a 400
Caso III	-1000 a -2500	-250 a 50	-400 a 500

Como criterio de comparación de resultados, se considera el espesor de revestimiento diseñado en base a los estados tensionales resultantes. No se considera el cálculo de cuantías de acero para

el análisis comparativo, dado que estas cantidades son determinadas fundamentalmente por los esfuerzos generados en etapas de construcción.

Para el diseño de los espesores del túnel, se desarrollaron diagramas de interacción de esfuerzo Axial vs Corte del elemento estructural, mediante el código de diseño ACI 318-08 [12]. Los esfuerzos internos del revestimiento del túnel fueron amplificados en un 20% de acuerdo a la práctica habitual chilena en este tipo de proyectos. Los diagramas de interacción se presentan en la Fig. 8 para cada uno de los casos, con los espesores resultantes. En la Tabla 6 se indican los espesores obtenidos para cada caso de análisis.

Tabla 6 – Resultados espesores análisis estructural túnel distintos análisis.

Caso	Espesor Revestimiento Túnel [cm]
Caso I	75
Caso II	70
Caso III	60

Los resultados del caso III conducen a los menores espesores, sin embargo se asocia a un evento sísmico particular, por lo que al aplicar otros sismos la respuesta pudiese variar.

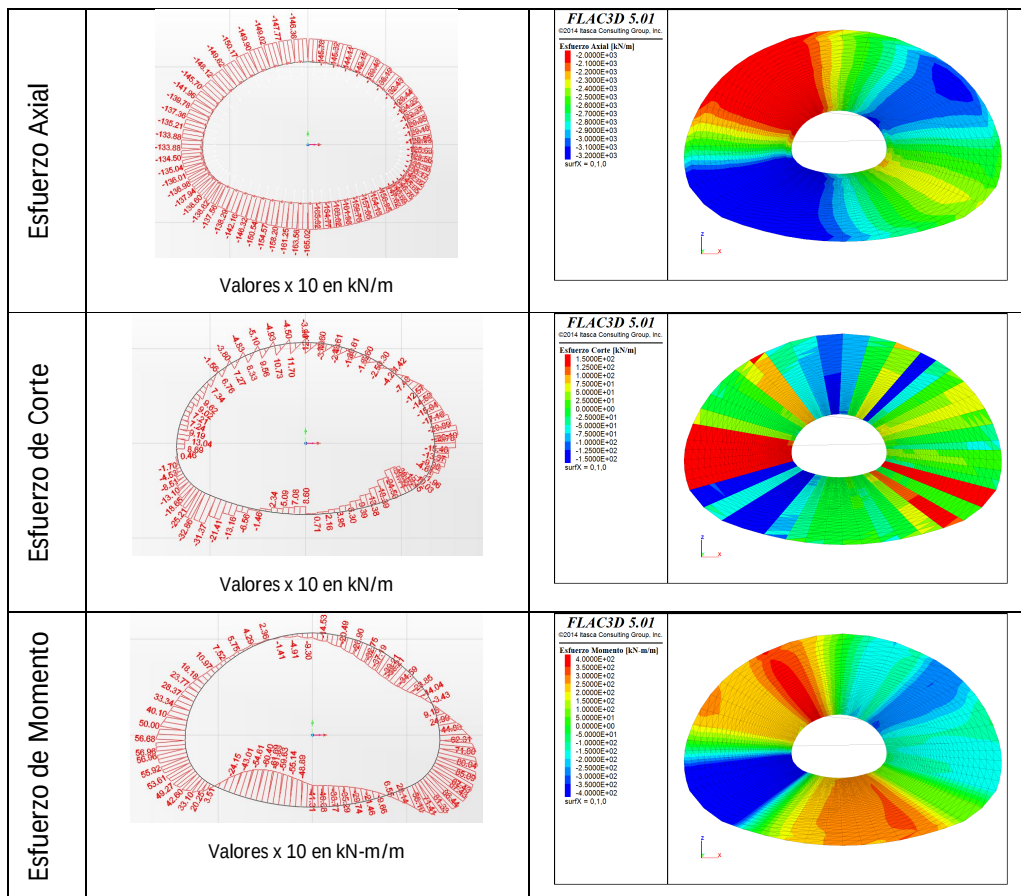


Fig. 6 – Esfuerzo sísmicos resultantes Sap2000 (caso I) y FLAC3D Desangulación (caso II).

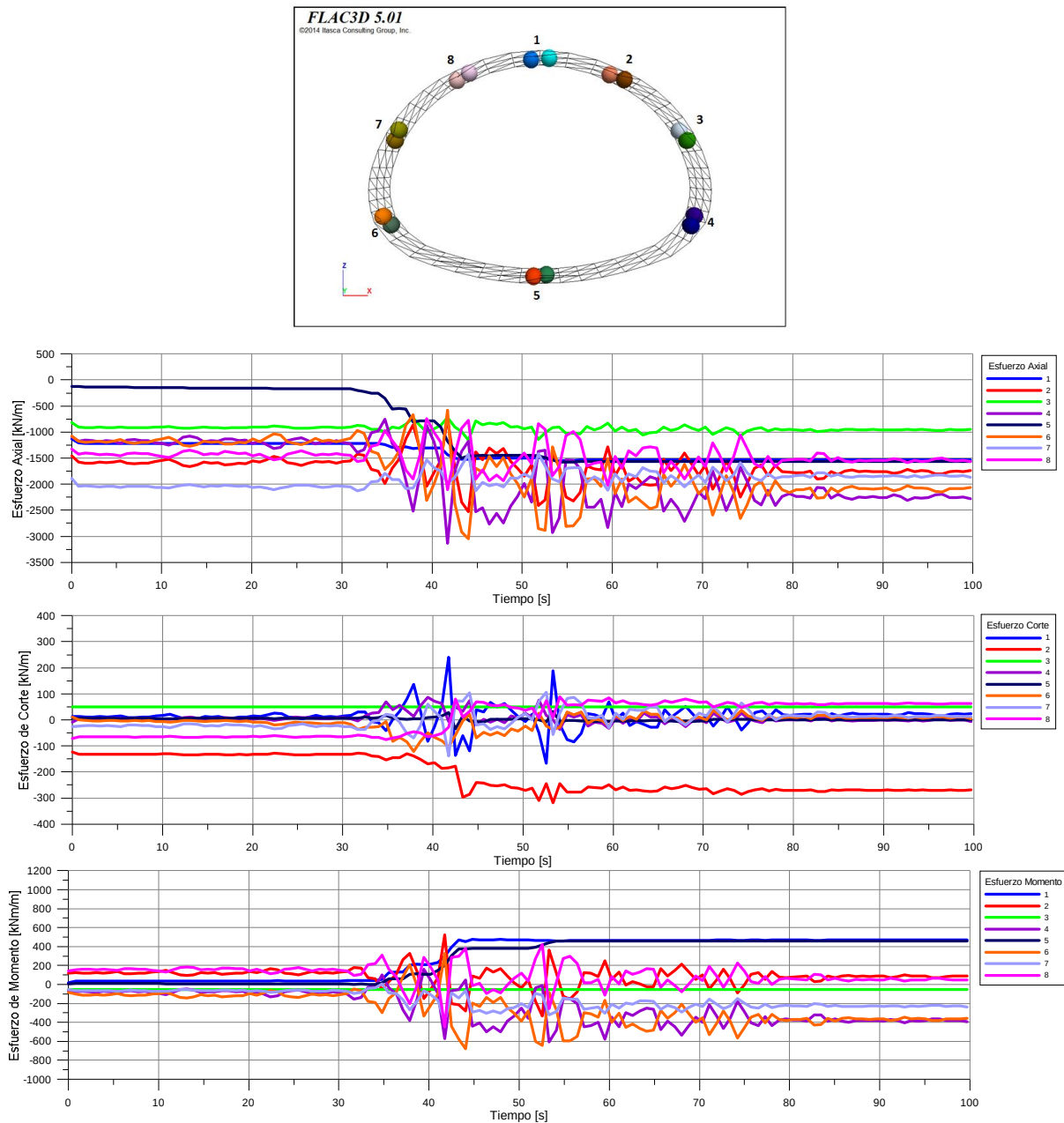


Fig. 7 – Esfuerzo sísmicos resultantes FLAC3D análisis dinámico (caso III).

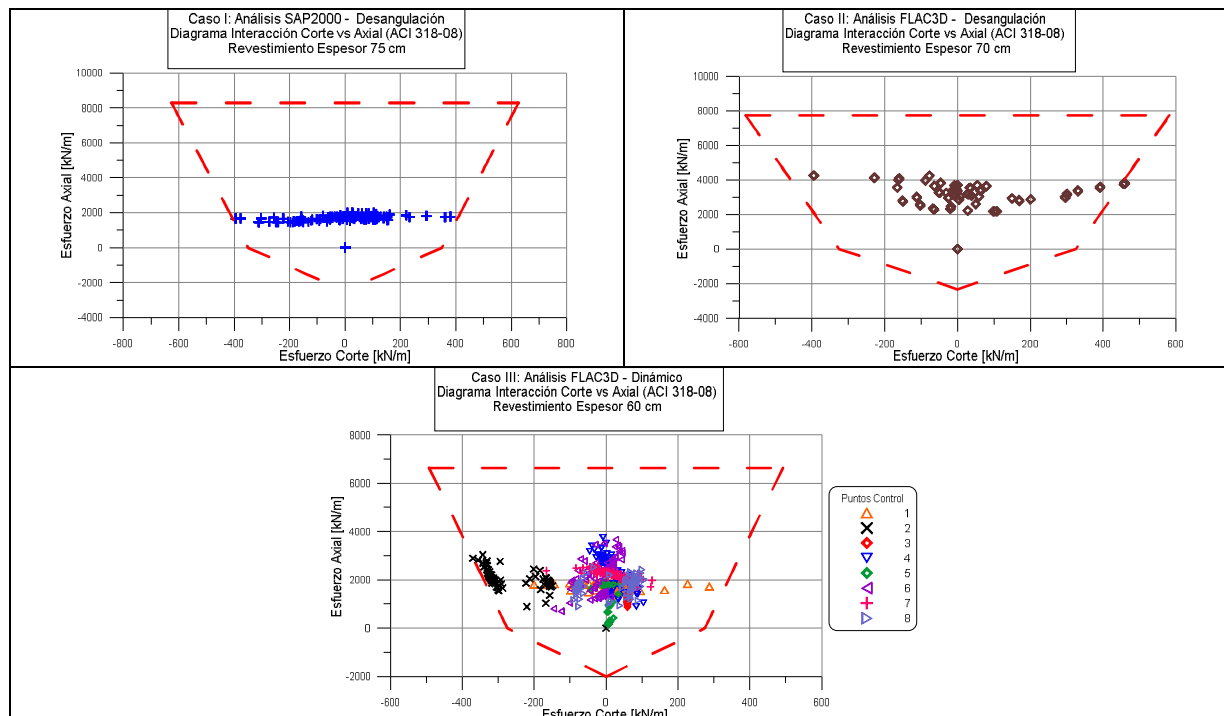


Fig. 8 – Diagramas interacción Corte vs Axial. Casos I, II y III.

6 Conclusiones

Se realiza el análisis sísmico de un túnel construido con el método NATM en suelos finos. El análisis se efectúa mediante 3 métodos distintos, con objeto de comparar los espesores de revestimiento determinados a partir de sus resultados. Los métodos son los siguientes:

- Caso I: Modelo cinemático (Manual de Carreteras). Análisis estructural representando interacción suelo-estructura mediante resortes. Solicitación sísmica impuesta mediante distorsión angular. Software SAP 2000.
- Caso II: Modelo de diferencias finitas. Solicitación sísmica impuesta mediante distorsión angular. Software FLAC 3D.
- Caso III: Modelo de diferencias finitas. Solicitación sísmica determinada por un análisis dinámico con historial de aceleraciones. Software FLAC 3D.

En relación a la complejidad y tiempos de ejecución de cada método, se concluye lo siguiente:

- Para el Caso I, la elaboración del modelo resulta más rápida que en los otros casos y no se simula la secuencia constructiva. El tiempo computacional que requiere no es significativo.
- Para el Caso II, la elaboración del modelo requiere más tiempo que en el Caso I y debe simularse la secuencia constructiva. El tiempo computacional de la etapa estática es de 3 días y para la desangulación sísmica, el tiempo adicional no es significativo.
- Para el Caso III, los tiempos requeridos para la elaboración del modelo y simulación de la secuencia constructiva son los mismos que en el Caso II. El análisis dinámico requiere un tiempo computacional de unos 10 días más que el Caso II.

Los espesores determinados en base a los resultados de los distintos casos presentan diferencias que no superan el 25%. El Caso I conduce al mayor espesor, mientras que el espesor más reducido se deduce en el Caso III.

Los espesores determinados en base a análisis con desangulación sísmica no difieren significativamente de aquellos obtenidos mediante un análisis dinámico. Este resultado sugiere que la desangulación sísmica, θ_s , de: $1,1e-3$ rad, es un valor aproximado que resulta aplicable para el diseño de túneles en suelos finos del Noroeste de Santiago.

7 Agradecimientos

Los autores agradecen a las disciplinas de Geotecnia y Túneles de ARCADIS Chile por el tiempo y recursos computacionales para la elaboración del presente artículo.

8 Referencias

- [1] Wang, J. N. (1993): Seismic design of tunnels. Parsons Brickerhoff. Quade & Douglas, Inc. Monograph 7.
- [2] Penzien, J. & Wu, C. L (1998): Stresses in linings of bored tunnels. Earthquake Engineering Structural Dynamic. 27. pp 282-300.
- [3] Penzien, J. (2000): Seismically induced raking of tunnel linings. Earthquake Engineering Structural Dynamic. 29. pp 683-691.
- [4] ARCADIS. Base de datos de diversas unidades de suelos.
- [5] Ministerio de Obras Públicas. Dirección de Vialidad (2014). Manual de Carreteras Vol.N° 3.
- [6] Kuesel, T: "Earthquake Design Criteria for Subways" Journal of Structural Division, ASCE. 1969.
- [7] Universidad de Chile, Depto Ingeniería Civil (2012): "Mw=8.8, Terremoto en Chile. 27 de Febrero de 2010" Editora Maval. 1era edición.
- [8] Mejia, L. H.; Dawson, E. M. (2006): "Earthquake deconvolution for FLAC". 4th International FLAC Symposium on Numerical Modelling in Geomechanics.
- [9] Kuhlemeyer, R. & Lysmer, J. (1973): "Finite element method accuracy for wave propagation problemas". Journal of Soil Mechanics & Foundations. Div. ASEC. 99 (SM5), pp. 421-427.
- [10] ITASCA CONSULTING GROUP, INC (2011). "FLAC3D: Theory and Background"
- [11] Lucarelli, A.; Guiducci, G.; Furlani, G.; Sorge, R. (2011). "Cap-Yield model with cohesion, back analysis of real excavations". 2nd International FLAC/DEM Symposium, Melbourne Australia.
- [12] ACI (2008). "Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Comentario", American Concrete Institute, USA.
- [13] Bard, E.; León, R. y Anabalón, M. (2007). "Análisis Dinámico de Túneles en las Gravas de Santiago Parte I: Análisis de la Respuesta Dinámica de las Gravas". V Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica.
- [14] Bard, E.; León, R. y Anabalón, M. (2007). "Análisis Dinámico de Túneles en las Gravas de Santiago Parte II: Análisis Dinámico de Túneles". V Congreso Chileno de Ingeniería Geotécnica