



Comparación de tres metodologías de análisis sísmico de túnel NATM en suelos finos de Santiago

Comparison of three methodologies of seismic analyses of NATM tunnel in fine soils of Santiago

Fecha de entrega: 19 de diciembre 2014

Fecha de aceptación: 7 de abril 2015

David Solans, Cristian Hormazábal, Benjamin Rojas y Roberto León

ARCADIS Chile, Antonio Varas 621, Providencia, Santiago, Chile, david.solans@arcadis.cl, cristian.hormazabal@arcadis.cl, benjamin.rojas@arcadis.cl, roberto.leon@arcadis.cl

El análisis sísmico sobre revestimientos de túneles se ha desarrollado tradicionalmente con modelos simplificados, mediante expresiones analíticas para geometrías sencillas y mediante softwares de análisis estructural que no incluyen el historial de tensiones del suelo debido a las secuencias constructivas y distancia al frente de excavación, lo cual tiende a sobrestimar los esfuerzos en el revestimiento de túneles. Sin embargo, los avances en el desarrollo de software de 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 de Santiago mediante el método de distorsión de suelo aplicado en un software de análisis estructural y a través de un 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.

Seismic design of tunnels is often based on simplified models through analytical expressions for elemental geometries and structural softwares which not include soil stress path due to construction stages and the distance of the front of the excavation, resulting in overestimating the tunnels stresses. However, the development of finite differences or finite elements software has provided new tools that solve these problems and allow evaluating the seismic response through seismic records. This article compares the seismic response of NATM tunnels in soft soil of Santiago through the seismic distortion method of soil applied in a structural analysis software and a finite difference software for soil – structure interaction. Additionally, a seismic record is applied to the last case. The results of these analyses are compared in terms of seismic response of soils and structural design according to current Chilean practice.

Palabras clave: túneles, NATM, modelamiento numérico 3D, análisis sísmico

Keywords: tunnels, NATM, numerical modelling 3D, seismic analysis

Introducción

Los análisis sísmicos de túneles han sido tradicionalmente abordados mediante expresiones analíticas para geometrías sencillas que no incluyen las secuencias constructivas ni historiales de esfuerzos (Wang, 1993; Penzien y Wu, 1998; Penzien, 2000). Últimamente, algunos softwares de análisis geotécnico han entregado herramientas para la 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.



Geometría del túnel y propiedades del suelo de fundación

La geometría del túnel se muestra en la Figura 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.

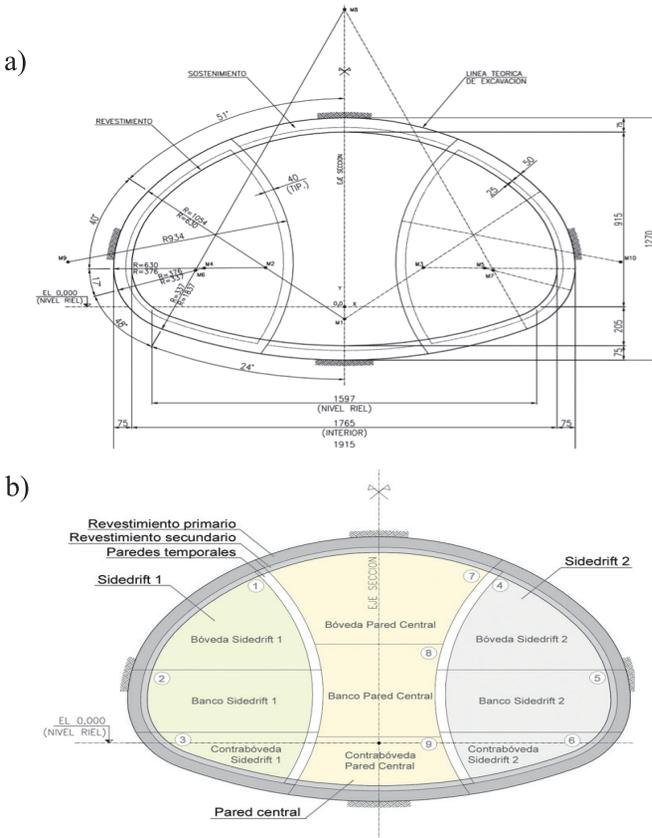


Figura 1: a) Geometría (dimensiones en cm) y b) secuencia constructiva del túnel

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 módulo de deformación ha sido considerado lineal

aumentando en profundidad, también se han considerado distintos valores de cohesión y coeficiente de empuje en reposo K_0 para dos distintos estratos de suelo.

Tabla 1: Propiedades de los materiales (ARCADIS, 2014)

Propiedades	Valor
Densidad natural γ_t , kN/m ³	18.5
Ángulo de fricción ϕ , °	31
Cohesión c , kPa	30 para $Z < 12$ m
	50 para $Z > 12$ m
Compresión no confinada q_{us} , kPa	20 – 40
Módulo de deformación E , MPa	$20 + 2.75Z$
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_{ht} , kN/m ³	$0.53E(Z)/B$
Coef. de balasto vertical K_{vt} , kN/m ³	$0.53E(D_f + B)/B$

Z : profundidad medida desde la superficie en m

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

Solicitación sísmica

Con el fin de simular la solicitación 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 (2014), que se sustentan en la propuesta de Kuesel (1969) para el diseño sísmico del metro de San Francisco. En este estudio se ha considerado una desangulación θ_s de $1.1 \cdot 10^{-3}$ rad, obtenida de los valores tabulados en el Manual de Carreteras (2014) para un rango de compresión no confinada q_u entre 20 y 40 kPa, para zona sísmica con $a_0 = 0.4g$.

El análisis dinámico se basó en uno de los registros de aceleraciones del terremoto de Chile, ocurrido el 27 de Febrero del 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, Región del Bío Bío (Saragoni y Ruíz, 2012). 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, estación Maipú (Saragoni y Ruíz, 2012)

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

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

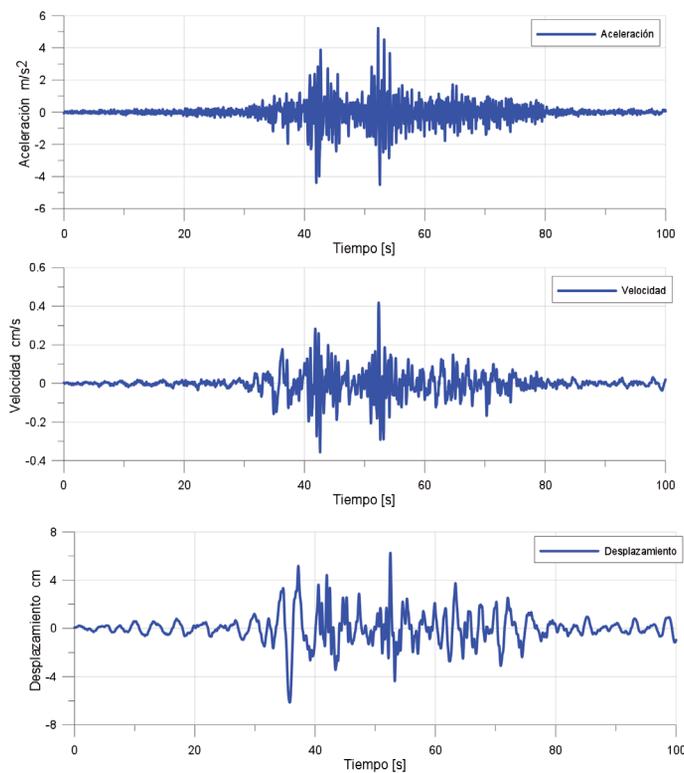


Figura 2: Registros de aceleración, velocidad y desplazamiento en función del tiempo. Sismo 27F2010, estación Maipú

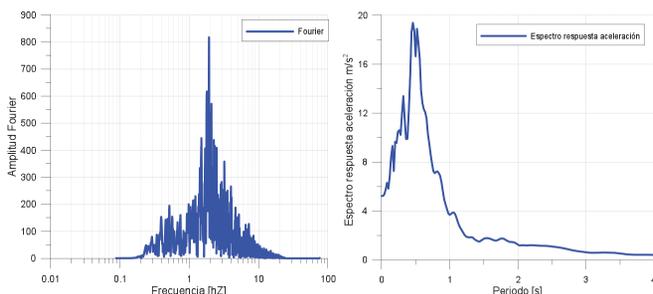


Figura 3: Espectro de Fourier y espectro de respuesta de aceleraciones (5% de amortiguamiento)

Para obtener el registro de aceleraciones en profundidad requerido para el análisis dinámico, se utilizó el procedimiento propuesto por Mejia y Dawson (2006) 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.

Modelación numérica

Se han llevado a cabo tres 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	Desanulación sísmica	No incluida	SAP 2000	Media
II	Modelo de diferencias finitas	Desanulación 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 módulo 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 al 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 Figura 4.

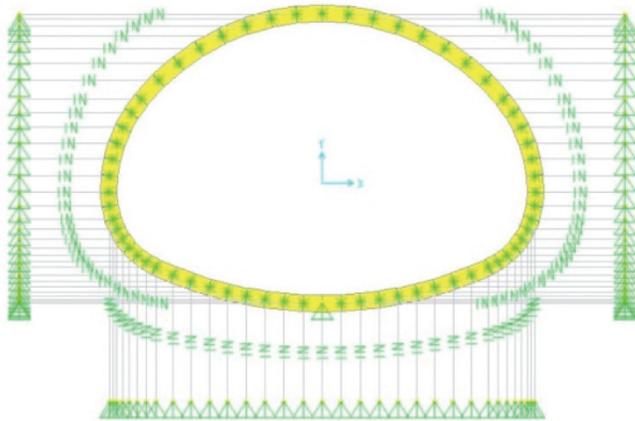


Figura 4: Geometría modelo SAP2000. Caso I

La modelación numérica de los casos II y III se ha 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 Figura 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 sobrecanto 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 y Lysmer (1973) para evitar filtrar frecuencias de interés para el análisis dinámico (caso III). Considerando valores de V_s del orden de 200 m/s (incrementándose en profundidad), se obtienen elementos de altura en torno a 3.0 m.

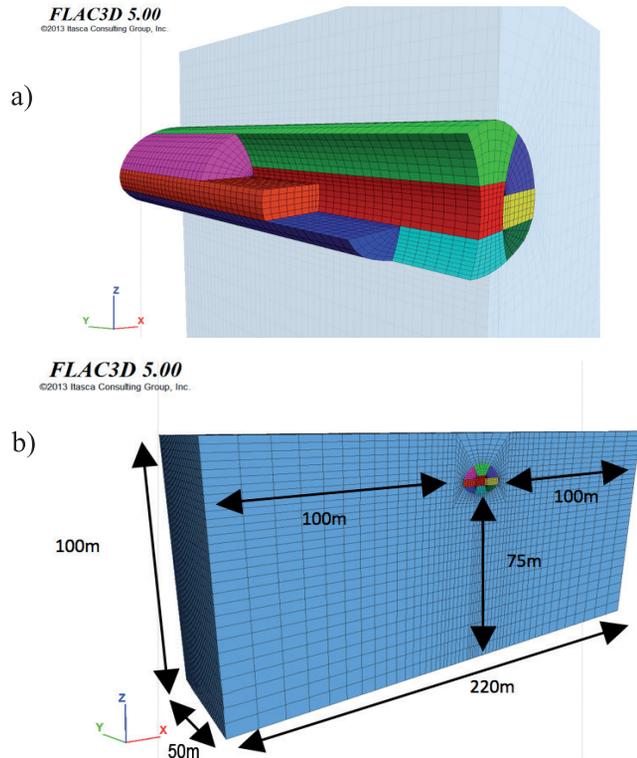


Figura 5: a) Secuencia constructiva y b) geometría Modelo Flac3D. Casos II y III

Se utilizó la ley constitutiva *Cap - Yield (CY Soil)* (ITASCA, 2011) 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 módulo volumétrico K , en función de la presión media efectiva p' , 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 es el módulo de corte elástico de referencia en kPa para una tensión de referencia p_{ref} , K_{ref}^{iso} es el módulo volumétrico elástico de referencia en kPa para



una tensión p_{ref} , p' es la tensión efectiva media en kPa y m es una 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 (Lucarelli, 2011).

Tabla 4: Parámetros geotécnicos para el modelo *Cap Yield* en suelos finos

Propiedades	Valor
Densidad natural γ_n , kN/m ³	18.5
Angulo de fricción ϕ°	31
Cohesión c , kPa	30 para $Z < 12$ m
	50 para $Z > 12$ m
Módulo de corte elástico de referencia G_{ref}^e , MPa	65.4, para $Z < 12$ m
	84.6 para $Z > 12$ m
Módulo volumétrico elástico de referencia K_{ref}^e , MPa	57.2 para $Z < 12$ m
	74 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
Coeficiente 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 módulo 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 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.

Resultados

En la Figura 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 Figura 7. Si bien los esfuerzos de los 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 de corte, kN/m	Esfuerzo de momento, kN/m
I	-1300 a -1650	-300 a 100	-300 a 800
II	-2000 a -3200	-150 a 150	-400 a 400
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 versus corte del elemento estructural, mediante el código de diseño ACI 318-08 (2008). 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 Figura 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 de espesores del análisis estructural del túnel

Caso	Espesor revestimiento túnel, cm
I	75
II	70
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.

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 re-

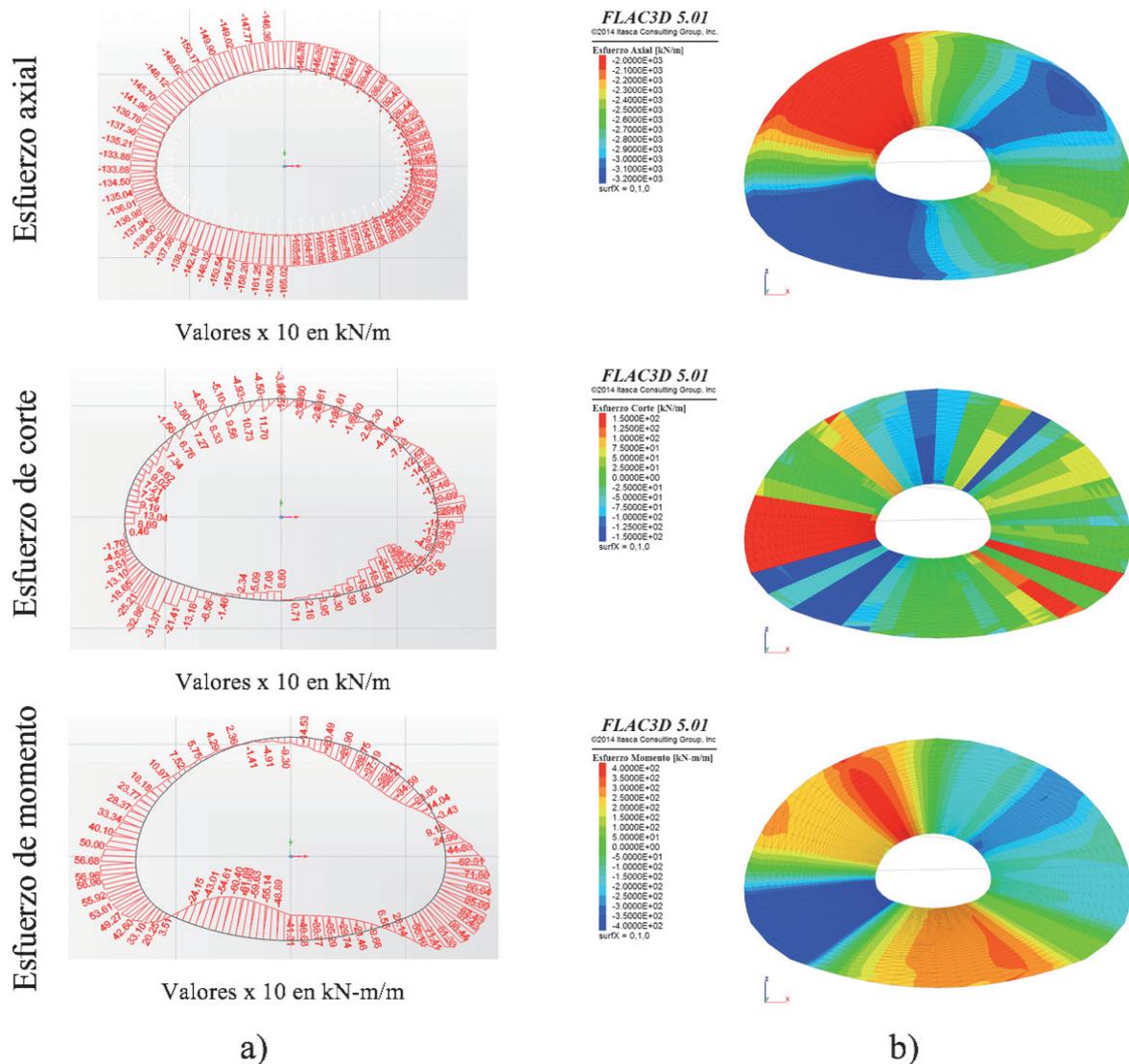


Figura 6: Esfuerzo sísmicos resultantes a) Sap2000 (caso I) y b) FLAC3D desangulación (caso II)

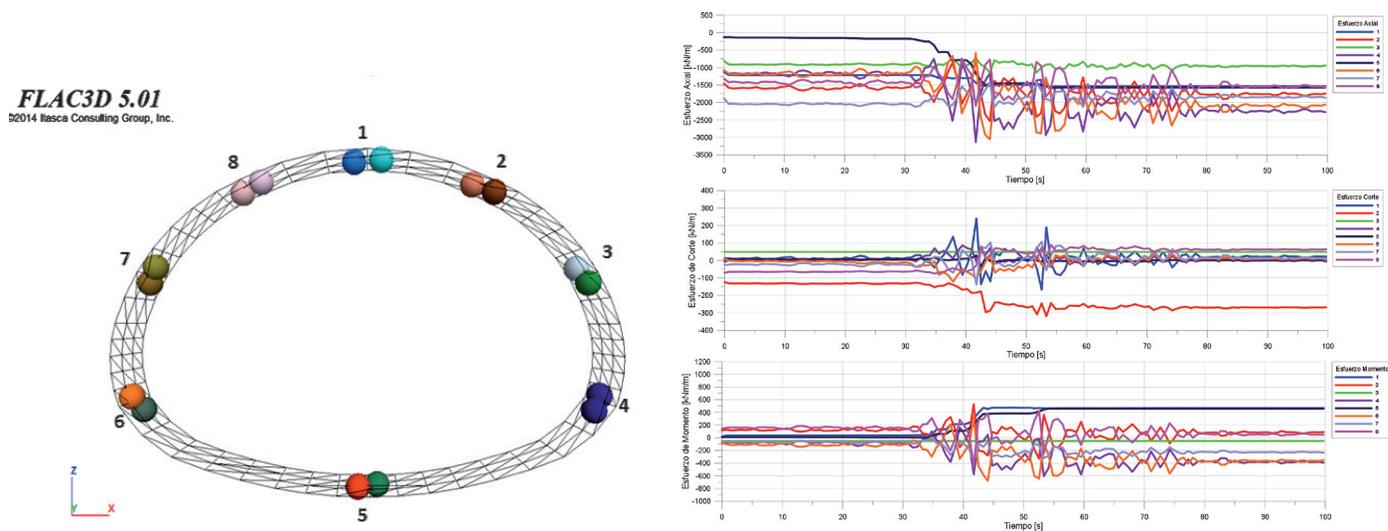


Figura 7: Puntos de control y esfuerzo sísmicos resultantes Flac3D para análisis dinámico (Caso III)

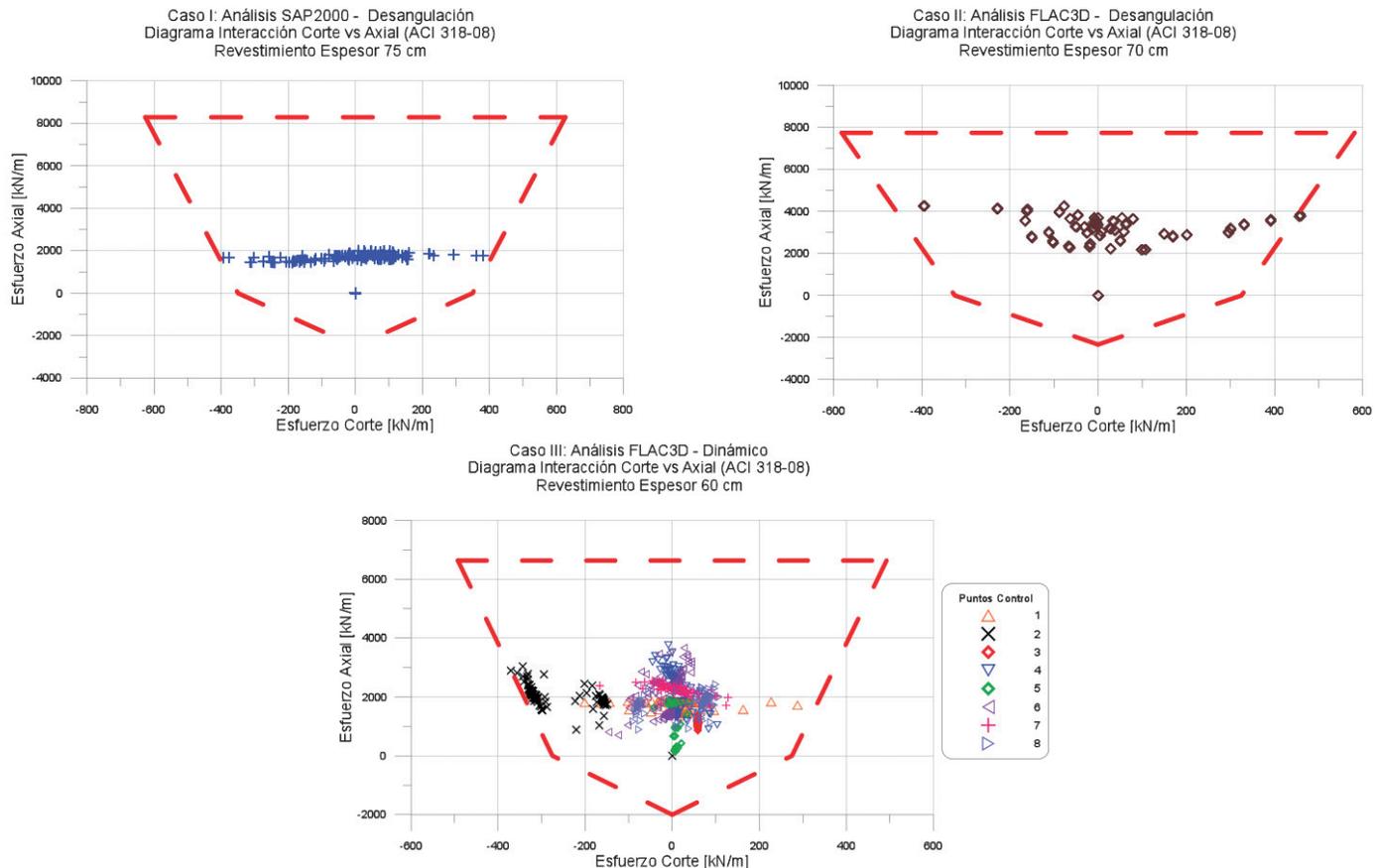


Figura 8: Diagramas interacción corte versus axial. Casos I, II y III

sultados. Para el Caso I se adopta un modelo cinemático (Manual de Carreteras, 2014). Análisis estructural representando interacción suelo-estructura mediante resortes. Solicitación sísmica impuesta mediante distorsión angular. Software SAP 2000. Para el Caso II se usa un modelo de diferencias finitas. Solicitación sísmica impuesta mediante distorsión angular. Software FLAC 3D. Y para el Caso III también se usa un modelo de diferencias finitas, pero la sollicitación sísmica es 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 es de $1.1 \cdot 10^{-3}$ rad, es un valor aproximado que resulta aplicable para el diseño de túneles en suelos finos del noroeste de Santiago.



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.

Referencias

ACI (2008). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural (ACI 318S-08) y Comentario, American Concrete Institute, USA

ARCADIS (2014). Base de datos de diversas unidades de suelos. Sección de Geotecnia.

ITASCA (2011). FLAC3D: Theory and Background. ITASCA Consulting Group Inc.

Kuesel, T. (1969). Earthquake design criteria for subways. *Journal of Structural Division* 95, N° ST6, 1213-1231

Kuhlemeyer, R. and Lysmer, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division* 99 (SM5), 421-427

Lucarelli, A., Guiducci, G., Furlani, G. and Sorge, R. (2011). Cap-Yield model with cohesion, back analysis of real excavations. 2nd International FLAC/DEM Symposium, Melbourn Australia

Manual de Carreteras (2014). Instrucciones y criterios de diseño. Vol. N° 3. Dirección de Vialidad. Ministerio de Obras Públicas

Mejia, L.H. and Dawson, E.M. (2006). Earthquake deconvolution for FLAC. 4th International FLAC Symposium on Numerical Modelling in Geomechanics.

Penzien, J. and Wu, C.L (1998). Stresses in linings of bored tunnels. *Earthquake Engineering Structural Dynamics* 27(3), 283-300

Penzien, J. (2000). Seismically induced racking of tunnel linings. *Earthquake Engineering Structural Dynamics* 29(5), 683-691

Saragoni, R. y Ruíz, S. (2012). Implicaciones y nuevos desafíos de diseño sísmico de los acelerogramas del terremoto del 2010. En: Mw = 8.8. Terremoto en Chile, 27 de febrero 2010. Departamento de Ingeniería Civil, Universidad de Chile. Editora Maval, 127-146

Wang, J.N. (1993). Seismic design of tunnels. Parsons Brickerhoff, Quade & Douglas, Inc. Monograph 7