

Diseño sísmico de túneles



Susana P. López García

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

DEA en Ingeniería del Terreno, UPM.

Departamento de Geotecnia y Obras Subterráneas de AECOM (España)

Resumen

El presente artículo recopila las consideraciones generales a tener en cuenta en el diseño sísmico de túneles, el cual difiere del diseño de estructuras situadas en superficie, al encontrarse confinados por el terreno circundante. Se analizan los efectos que un sismo puede inducir en un túnel, principalmente los asociados al movimiento y vibraciones del terreno, de los cuales se exponen diferentes metodologías de análisis en función de los datos disponibles de la acción sísmica, del escenario o evento sísmico de diseño y de las herramientas de cálculo.

Palabras clave

Túnel, pseudo-estático, dinámico, sísmico, deformación de corte

Abstract

A compilation of general considerations with regard to seismic tunnel design are presented in this article, which design differs for structures located above-ground due to be constrained by surrounding medium. The effects that a seismic may cause on a tunnel are analyzed, particularly those associated with ground displacements and deformations. The varying methodologies and analysis to be used which is dependent on the available information of seismic hazard to the site, design criteria or level of seismic event and calculation tools are discussed.

Keywords

Tunnel, pseudo-static, dynamic, shear deformation, seismic

1. Introducción

La consideración de los efectos sísmicos en el diseño de túneles no es práctica habitual en los proyectos realizados en España, principalmente debido a los niveles de sismicidad, inferiores a 0,20 g en la mayor parte del territorio español (NCSE-02), y a que los efectos sísmicos en estructuras subterráneas son menores que en estructuras en superficie.

El incremento de diseño de túneles en proyectos internacionales, producido en los últimos años, en zonas de elevada sismicidad, ha llevado asociado una adaptación a nuevas metodologías de cálculo y diseño.

2. Consideraciones generales en el diseño sísmico de túneles

El diseño sísmico de estructuras situadas en superficie y estructuras subterráneas difiere en que las primeras cuando reciben el movimiento del terreno muestran una respuesta determinada por fuerzas de inercia y sus des-

plazamientos pueden resultar significativamente diferentes de los impuestos por el terreno. Los métodos de diseño generalmente aplican pseudofuerzas estáticas que se aproximan a las fuerzas dinámicas inducidas.

Por el contrario, las estructuras subterráneas están confinadas por el suelo circundante en el que son excavadas y, por tanto, es improbable que sus desplazamientos difieran apreciablemente de los ocurridos en el terreno. Los métodos de cálculo están basados en movimientos y deformaciones del terreno y de la estructura (Wang, 1993).

2.1. Efectos sísmicos en túneles

Los efectos sísmicos en estructuras subterráneas se pueden clasificar en dos categorías (Dowding & Rozen, 1978), siendo generalmente mayores los daños producidos por la primera.

- Fallo del terreno: licuefacción de suelos, deslizamientos, caída de bloques de roca, ruptura de fallas, movimientos tectónicos...

Los posibles efectos de la licuefacción del terreno en los túneles son incrementos de las presiones en el sostenimiento, flotación o hundimiento del túnel y desplazamientos laterales.

No es recomendable, en general, diseñar la estructura para resistir las deformaciones debidas al fallo del terreno, siendo más adecuado realizar tratamientos del terreno para que no se produzca el fallo durante el sismo o bien evitar los suelos susceptibles de licuar.

Los deslizamientos suelen estar asociados a zonas donde la profundidad del túnel es reducida y a zonas de emboquilles.

En el caso de fallas activas, cuando resulte inevitable atravesarlas con el trazado del túnel, lo recomendable es hacer un diseño flexible que permita el movimiento de la falla, limite el daño y facilite la reparación rápida de la estructura (Bobet, 2012).

- Movimiento y vibraciones del terreno: la propagación de las ondas sísmicas a través de la corteza terrestre produce deformaciones y movimientos en el terreno que son transmitidas a las estructuras subterráneas pudiendo producir tanto fracturas y rotura del sostenimiento del túnel como la reducción de la resistencia del terreno situado en el entorno del túnel, aumentando las presiones sobre el sostenimiento.

Los efectos sísmicos en túneles debidos al movimiento del terreno dependen de diversos factores, pudiéndose considerar los siguientes criterios generales:

- Son menores en túneles excavados en roca que en suelos.
- Son menores cuanto más profundo es el túnel.
- Son mayores en zonas de falla y terrenos de mala calidad geotécnica.

2.2. Daños en túneles según la aceleración sísmica

Diversos autores han llevado a cabo una recopilación de datos referentes a los daños producidos en túneles reales tras ser afectados por sismos.

Dowding y Rozen (1978) relacionaron la aceleración sísmica generada por el terremoto, con los daños producidos por el

mismo. La intensidad de daño se clasificó en tres niveles: clase A, clase B y clase C (tabla 1), y se dedujo que para aceleraciones sísmicas menores a 0,20 g, no se espera que los terremotos produzcan afecciones significativas en los túneles.

Power et al. (1998) realizaron una nueva clasificación de los niveles de daño, estableciendo cuatro niveles:

- Ningún daño.
- Daño ligero. Pequeñas fracturas y desprendimientos en el sostenimiento.
- Daño moderado. Fracturas y desprendimientos mayores.
- Daño elevado. Total o parcial colapso del túnel.

Aceleración máxima del terreno en superficie a (g)	Clase	Clasificación de los daños (L = longitud de fracturas y W = anchura de fracturas)
< 0,2	A	Daño ligero. L < 5 m W > 3mm No afección a la funcionalidad, no necesaria rehabilitación, no cortes en el servicio
0,2 - 0,5	B	Daño moderado. L < 5 m W > 3 mm. Desplazamientos diferenciales debido a las fracturas. Afección a la funcionalidad, cortes en el servicio hasta la completa rehabilitación
> 0,5	C	Daño severo. Deslizamientos de terreno y licuefacción, Colapso estructural del túnel. Corte del servicio sin posibilidad de rehabilitación

Tabla 1. Relación entre las aceleraciones sísmicas registradas y los daños de los terremotos (Dowding & Rozen, 1978)

En la figura 1 se recogen las relaciones entre los daños producidos en túneles por el movimiento y vibraciones del terreno y la aceleración sísmica, en función del tipo de sostenimiento instalado en el túnel, no observándose daños en los túneles para cualquier tipo de sostenimiento

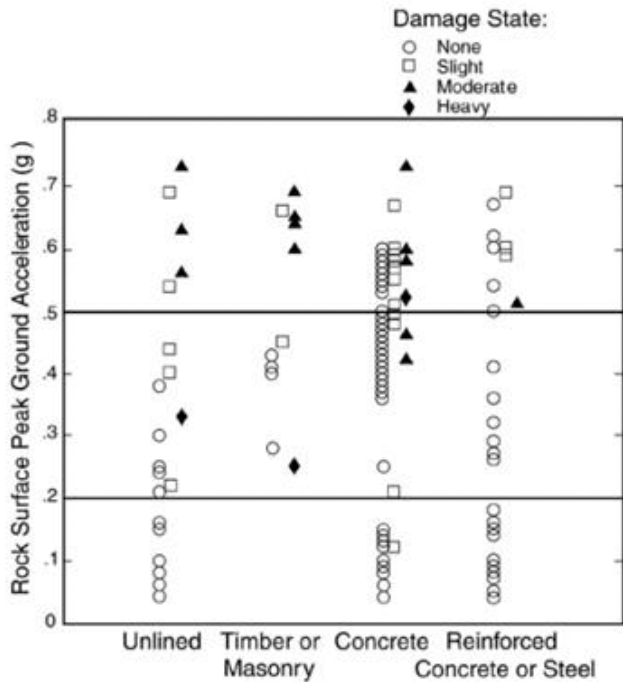


Fig. 1. Observaciones empíricas de daños inducidos en túneles subterráneos en función de la aceleración sísmica (Power et al., 1998)

para aceleraciones menores o iguales de 0,20 g, coincidente con el criterio de Dowding y Rozen (1978).

2.3. Normativas. Periodo de retorno de diseño

El diseño sismorresistente de un túnel se basa en dotar a la estructura de la capacidad resistente para soportar un determinado nivel de movimiento sísmico sufriendo daños que no excedan un nivel admisible predefinido.

La tendencia actual a nivel mundial en el diseño de túneles es la consideración de dos escenarios de cálculo (Hashash, 2001):

- ODE (*Operating Design Earthquake*): sismo esperado al menos una vez durante la vida útil de la estructura la cual debe continuar en servicio durante y después del sismo, experimentando poco o ningún daño y con deformaciones elásticas.

- MDE (*Maximum Design Earthquake*): sismo máximo que puede ser experimentado en el emplazamiento de la estructura, la cual debe mantener su capacidad estructural durante y después del sismo sin colapsar.

La definición de los escenarios de cálculo está asociada con probabilidades de excedencia durante la vida útil de la estructura o periodos de retorno. El sismo ODE es un evento asociado con una probabilidad de excedencia entre el 40 % y 50 % mientras que el sismo MDE está asociado con un 3 %-5 %.

En las diferentes normativas de diseño sismorresistente, es práctica habitual definir dos escenarios de cálculo asociados a dos periodos de retorno, siendo los más habituales 100 años para el sismo ODE y 475 para el sismo máximo MDE (tabla 2).

Aunque no hay normativas específicas que establezcan el periodo de retorno para cada escenario en túneles, como puede haber en puentes o edificación, actualmente la tendencia general es el empleo de 100 años para el escenario ODE y 2.500 años en escenario MDE (FHWA-NHI-10-034, 2009). No obstante, la definición de los escenarios de cálculo depende de la historia sísmológica del emplazamiento y debería basarse en un estudio de la peligrosidad sísmica.

Normativa/ Manual	Periodo de retorno [años] (probabilidad de excedencia %-en X años)	
	Sismo ODE	Sismo MDE
Eurocódigo 8 (1998)	95 (10 % - 10)	475 (10 % - 50)
NCSE-02 (2008)		500
NCSP-07 (2008)	100	500
AASHTO (2012)		1.000 (7 % - 75)
FHWA-NHI-10-034 (2009)	108 (50 % - 75)	2.500 (2-3 % - 50-75)

Tabla 2. Periodos de retorno asociados a cada sismo de diseño conforme a diferentes normativas

3. Respuesta del túnel a las deformaciones sísmicas

Las ondas sísmicas que se propagan en un medio continuo pueden producir tres tipos de deformaciones en un túnel (Owen & Scholl, 1981) (figura 2):

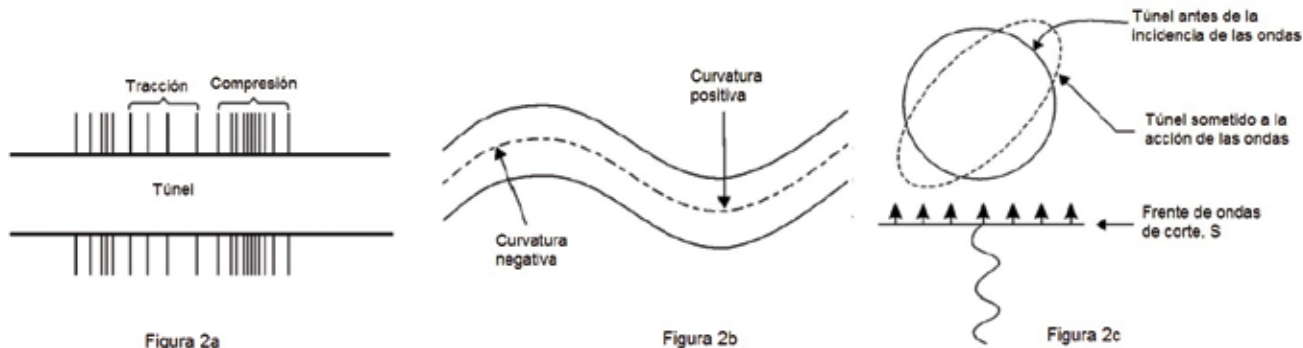


Fig. 2. Tipos de deformaciones producidas en un túnel por la propagación de las ondas sísmicas (Owen & Scholl, 1981)

- Deformaciones de compresión y extensión tanto longitudinal como transversal debidas a las ondas P que viajan bien paralelas al eje del túnel o bien perpendicularmente (figura 2a).

- Deformaciones de flexión y cortante longitudinal debidas a las ondas S que viajan a lo largo del eje del túnel o perpendicularmente (figura 2b).

- Ovalización o deformación transversal. Esta deformación es debida a las ondas S que viajan perpendicularmente al eje del túnel (figura 2c). Estas deformaciones, en términos generales, son las más críticas (Wang, 1993).

4. Métodos de cálculo

Los procedimientos de evaluación de la respuesta del túnel ante una acción sísmica pueden estar basados en métodos analíticos simplificados o en modelos numéricos más sofisticados, dependiendo de las condiciones del subsuelo, los datos disponibles de la acción sísmica, las herramientas de cálculo, el nivel de sismicidad...

4.1. Parámetros sísmicos de diseño

Una vez establecidos los escenarios sísmicos de diseño ODE y MDE, es necesario determinar las aceleraciones, velocidades y desplazamientos del terreno asociados a cada uno de ellos.

El dato sísmico de referencia más habitual y el que se suele disponer, bien de normativas o bien de análisis de

peligro sísmico, es el valor de la aceleración máxima esperada en un determinado emplazamiento y asociada a un periodo de retorno.

En el caso de estructuras subterráneas, el daño sísmico se correlaciona mejor con la velocidad y desplazamientos de las partículas que con la aceleración y se debe tener en cuenta que estos valores disminuyen con la profundidad (tabla 3).

Profundidad del túnel (m)	Ratio entre valor en superficie y a la profundidad del túnel
≤ 6	1,0
6 - 15	0,9
15 - 30	0,8
≥ 30	0,7

Tabla 3. Atenuación del movimiento sísmico con la profundidad

A partir del valor de la aceleración se puede obtener la velocidad y desplazamientos máximos mediante relaciones como la incluida en la tabla 4 o bien mediante un análisis de la respuesta del terreno con un modelo de 1 grado de libertad con programas de cálculo como EERA¹ y SHAKE² o con programas de cálculo numérico de aplicación geotécnica como GTS NX (MIDAS) y QUAKE/W (GEOSLOPE).

Magnitud (Mw)	Ratio entre la velocidad máxima (cm/s) y la aceleración máxima del terreno (g)		
	Distancia de la fuente al emplazamiento (km)		
	0 - 20	20 - 50	50 - 100
Roca			
6,5	66	76	86
7,5	97	109	97
8,5	127	140	152
Suelo rígido			
6,5	94	102	109
7,5	140	127	155
8,5	180	188	193
Suelo blando			
6,5	140	132	142
7,5	208	165	201
8,5	269	244	251

Velocidad de las ondas de corte (Cs):
 Roca ≥ 759 m/s
 Suelo rígido 200 – 750 m/s
 Suelo blando < 200 m/s
 Los ratios para suelos blandos son menos exactos

Tabla 4. Ratios entre la velocidad y la aceleración máxima del terreno (Power et al., 1996)

Otra forma habitual de expresar los parámetros de diseño del movimiento del terreno es a través del espectro de respuesta de la aceleración.

Aunque el espectro de respuesta es una herramienta útil que permite obtener parámetros como la velocidad máxima del terreno o acelerogramas compatibles para análisis dinámicos, se debe tener en cuenta que su aplicación es más apropiada para evaluar el efecto de las fuerzas de inercia en estructuras situadas en superficie que en túneles donde los efectos sísmicos dependen principalmente de las deformaciones y desplazamientos, no permitiendo tampoco llevar a cabo un cálculo no lineal en el cual se produzcan plastificaciones o fisuraciones localizadas bajo la acción de la carga dinámica.

En estos casos, se debe recurrir a análisis mediante acelerogramas combinado con un análisis de respuesta local (St.

John & Zahrah, 1987). Los acelerogramas pueden ser reales o artificiales.

4.2. Métodos pseudoestáticos

Este tipo de métodos están basados en la aplicación de una aceleración o de deformación impuesta a la estructura, despreciando las fuerzas de inercia. Las solicitaciones sísmicas se simulan como esfuerzos o deformaciones estáticas aplicados al suelo, lejos de la estructura.

Los métodos pseudoestáticos aplicados al cálculo sísmico de túneles son una buena aproximación y producen errores aceptables cuando se cumplen las siguientes condiciones (Monsees y Merritt, 1988).

- El túnel se encuentra lejos del epicentro, donde las frecuencias de las vibraciones del terreno se encuentran típicamente dentro del rango 0,1 a 10 hertzios.

- Cuando la longitud de onda de las velocidades máximas es al menos ocho veces mayor que el ancho del túnel, pudiendo despreciarse la amplificación dinámica de las ondas.

- $\lambda > 8 \cdot D$ D=díámetro del túnel
- $\lambda = Cs \cdot T$ Cs=velocidad ondas de corte
T=periodo de la onda

En caso contrario, sería necesario recurrir a análisis dinámicos mediante métodos numéricos.

4.2.1. Cálculos analíticos

Los métodos de cálculo analíticos son métodos simplificados basados en la consideración de un terreno homogéneo, elástico, isótropo e indefinido y un túnel circular, proporcionando resultados realistas en suelos muy rígidos o rocas y con deformaciones sísmicas pequeñas.

Existen diversas soluciones analíticas para el cálculo de las deformaciones y esfuerzos producidos en un túnel por la acción sísmica, tanto en su sección transversal, Wang (1993), Penzien (2000) y Bobet (2010), como en dirección longitudinal (tabla 5), obteniendo resultados similares en todas ellas, exceptuando la formulación dada por Penzien que subestima los esfuerzos axiales en el sostenimiento, incluso por debajo del cálculo numérico.

El método de campo libre³ o 'free-field' resulta recomendable cuando la rigidez del túnel es similar a la del terreno,

Wave Type	Longitudinal strain	Normal strain	Shear strain	Curvature	
P-Wave	$\epsilon_l = \frac{V_p}{c_p} \cos^2 \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_p}{c_p} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_p}{c_p} \sin \phi \cos \phi$	$\frac{1}{\rho} = \frac{a_p}{c_p^2} \sin \phi \cos^2 \phi$	
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_p}{c_p}$ for $\phi = 0^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_p}{c_p}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_p}{2c_p}$ for $\phi = 45^\circ$	$\frac{1}{\rho_m} = 0.385 \frac{a_p}{c_p^2}$ for $\phi = 35^\circ 16'$	
S-Wave	$\epsilon_l = \frac{V_s}{c_s} \sin \phi \cos \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_s}{c_s} \sin \phi \cos \phi$	$\gamma = \frac{V_s}{c_s} \cos^2 \phi$	$K = \frac{a_s}{c_s^2} \cos^3 \phi$	
	$\epsilon_{lm} = \frac{V_s}{2c_s}$ for $\phi = 45^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_s}{2c_s}$ for $\phi = 45^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_s}{c_s}$ for $\phi = 0^\circ$	$K_m = \frac{a_s}{c_s^2}$ for $\phi = 0^\circ$	
Rayleigh wave	Compressional component	$\epsilon_l = \frac{V_{RP}}{c_R} \cos^2 \phi$	$\epsilon_n = \frac{V_{RP}}{c_R} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{c_R} \sin \phi \cos \phi$	$K = \frac{a_{RP}}{c_R^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
		$\epsilon_{lm} = \frac{V_{RP}}{c_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$\epsilon_{nm} = \frac{V_{RP}}{c_R}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_{RP}}{2c_R}$ for $\phi = 45^\circ$	$K_m = 0.385 \frac{a_{RP}}{c_R^2}$ for $\phi = 35^\circ 16'$
Rayleigh wave	Shear component	$\epsilon_n = \frac{V_{RS}}{c_R} \sin \phi$	$\gamma = \frac{V_{RS}}{c_R} \cos \phi$	$K = \frac{a_{RS}}{c_R^2} \cos^2 \phi$	
		$\epsilon_{nm} = \frac{V_{RS}}{c_R}$ for $\phi = 90^\circ$	$\gamma_m = \frac{V_{RS}}{c_R}$ for $\phi = 0^\circ$	$K_m = \frac{a_{RS}}{c_R^2}$ for $\phi = 0^\circ$	

Tabla 5. Deformaciones longitudinales y curvaturas en campo libre debido a la propagación de las ondas sísmicas (St. John & Zahrah, 1987)

ya que si la estructura es más rígida que el terreno circundante, el diseño puede ser demasiado conservador, resultando deformaciones mayores de las que realmente experimentaría. Si por el contrario la estructura es muy flexible, las deformaciones pueden llegar a ser mayores que las calculadas con el método de campo libre.

4.2.2. Modelos numéricos

La realización de un análisis pseudo-estático mediante métodos de cálculo numérico tiene aplicación tanto para el diseño sísmico del túnel bajo el escenario ODE como, dependiendo del programa de cálculo empleado, también para el escenario MDE, donde se requiere que la estructura presente zonas de rotura dúctil controladas (rótulas plásticas⁴).

La acción sísmica puede ser introducida en el cálculo pseudo-estático mediante la aplicación de la deformación de corte máxima (v_{max}) que las ondas sísmicas producen en el terreno, en los bordes de la malla del modelo numérico (figura 3) analizando el efecto de ovalización de la sección transversal y permitiendo considerar la interacción suelo-estructura.

La evaluación de la respuesta del túnel en dirección longitudinal mediante métodos numéricos, generalmente es necesaria en zonas donde se produzcan cambios de rigidez, como en interfases suelo/roca, cruces con galerías o estaciones... mediante modelos en tres dimensiones.

4.3. Métodos dinámicos

La característica esencial que diferencia los métodos dinámicos de un cálculo pseudo-estático, además de requerir un esfuerzo computacional mayor, es la existencia de fuerzas de inercia, que modifican los esfuerzos y el propio movimiento de la estructura.

En el caso de túneles, el cálculo sísmico mediante métodos pseudo-estáticos puede proporcionar resultados razonables debido a que la inercia del túnel es pequeña comparada con la del terreno que la rodea, pudiendo requerirse la aplicación de métodos dinámicos en zonas concretas donde los efectos de las fuerzas de inercia puedan ser considerables o en situaciones como las definidas anteriormente.

5. Resumen y conclusiones

Los túneles son estructuras que al encontrarse confinadas por el suelo circundante son generalmente menos susceptibles de sufrir daños por la acción sísmica que estructuras situadas en superficie.

Aunque los efectos sísmicos más dañinos en túneles son los debidos al fallo del terreno, estos normalmente se producen de manera localizada, a diferencia de los movimientos o vibraciones del terreno que actúan sobre toda la estructura y cuyos efectos pueden empezar a producir daños en túneles, de manera general, a partir de valores de la aceleración máxima del orden de 0,20 g.

La tendencia actual en el cálculo sísmico de túneles es el empleo de dos escenarios de diseño, uno con una probabilidad de ocurrencia mayor con el cual se realiza el diseño estructural del túnel, y otro con una probabilidad menor con el cual se realiza una comprobación de no colapso en términos de ductilidad.

La elección del método de cálculo sísmico más adecuado en un túnel dependerá del nivel de sismicidad, datos disponibles de la acción sísmica, del tipo de terreno y complejidad del sistema terreno-estructura. **ROP**

Notas

- (1) EERA, Equivalent-linear Earthquake site Response Analysis, Memphis University, 2000)
- (2) SHAKE, Berkeley University.
- (3) El término campo libre o "free field" hace referencia a las deformaciones producidas en el terreno debido a la propagación de las ondas sísmicas en ausencia de la estructura.
- (4) Zona de un elemento estructural donde la armadura a tracción ha plastificado y donde puede disiparse energía mediante deformación plástica de la misma.



Expertos en construcción especializada de **puentes y viaductos, sistemas de microtunelación y tablestacado**

Más de **70** años de experiencia

NUEVA SEDE
Bilbao (Ortuella)
MANTENIMIENTO E I+D DE
MICROTUNEL

Nuestro compromiso
I+D+i, Seguridad y Medioambiente



PUENTES Y VIADUCTOS



MICROTÚNELES



TABLESTACAS

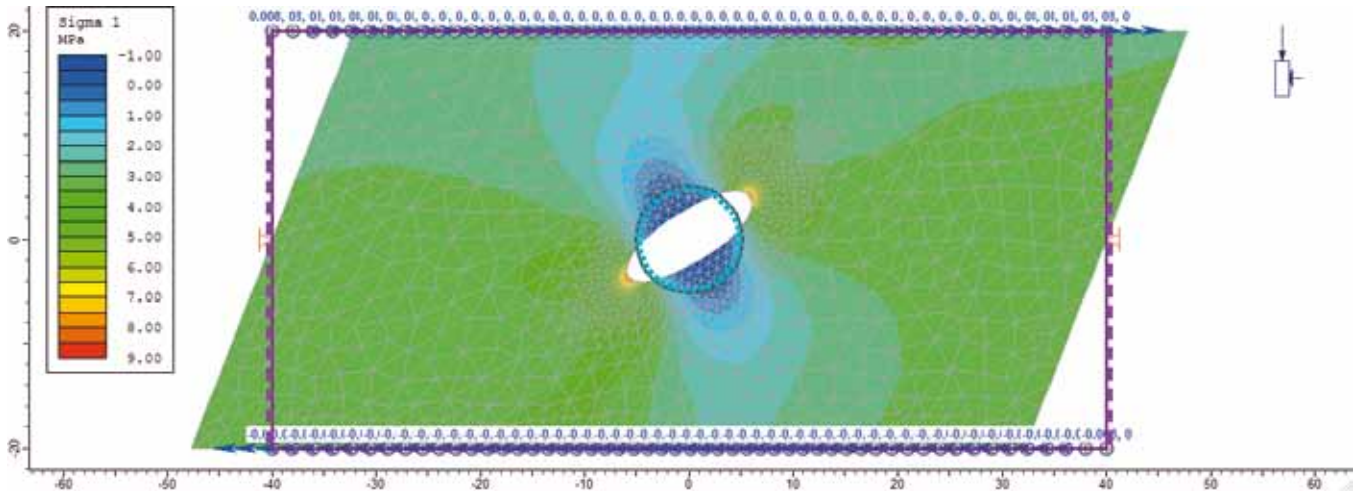


Figura 3. Cálculo numérico pseudo-estático mediante aplicación de deformación de corte, (Phase2, Rocscience)

Referencias

- AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. (2012). American Association of State Highway and Transportation Officials.
- Bobet, A. (2012). Comportamiento sísmico de túneles. Rev. Int. de Desastres Naturales, Accidentes e Infraestructura Civil. Vol. 12(1) 75.
- Bobet, A. (2010). *Drained and undrained response of deep tunnels subj cted to far-field shear loading. Tunnelling and Underground Space Technology* 25, 21-31.
- Dowding, C., & Rozen, A. (1978). *Damage to Rock Tunnels for Earthquake Shaking. Journal of Geotechnical Engineering Division. American Society of Civil Engineers.* Vol 104 , 178-179.
- Eurocódigo 8: Disposiciones para el Proyecto de Estructuras Sismorresistentes. EN 1998-1. (1998).
- FHWA-NHI-10-034. (2009). *Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels - Civil Elements. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration.*
- Hashash, Y. (2001). *Seismic Design and Analysis of Underground Structures. Tunnelling and Underground Space Technology*, 16, 247-293.
- Monsees, J., & Merritt, J. (1988). *Seismic modeling and design of underground structures. Proceedings of the Sixth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, (págs. 1.833-1.842). Innsbruck.
- Norma de Construcción Sismorresistente. Parte General y Edificación (NCSE-02). (2008). Ministerio de Fomento. Gobierno de España.
- Norma de Construcción Sismorresistente. Puentes (NCSP-07). (2008). Ministerio de Fomento. Gobierno de España.
- Owen, G. N., & Scholl, R. E. (1981). *Earthquake Engineering of Large Underground Structures. Federal Highway Administration, FHWA/RD-80/195.*
- Penzien, J. (2000). *Seismically induced racking of tunnel linings. Int. J. Earthquake Eng. Struct. Dynamics*, 29 , 683-691.
- Power, M., Rosidi, D., & Kaneshiro, J. (1998). *Seismic vulnerability of tunnels and underground structures revisited. Proceedings of North American Tunneling '98*, 243-250.
- St. John, C., & Zahrah, T. (1987). *Aseismic design of Underground Structures. Tunneling and Undergorund Space Technology* , Vol. 2, 165-197.
- Wang, J. (1993). *Seismic Design of Tunnels. A Simple State-of-the-Art Design Approach. New York: Parsons Brinckerhoff Inc.*