

Artículo publicado en el Repositorio Institucional del IMTA

<i>Título</i>	Criterios de diseño sísmico de túneles.
<i>Autor / Adscripción</i>	Luis Eduardo Pérez Rocha Instituto de Investigaciones Eléctricas (México) Javier Avilés López Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
<i>Publicación</i>	Tecnología y Ciencias del Agua, 5(1): 57-70
<i>Fecha de publicación</i>	2014
<i>Resumen</i>	Se presenta una revisión y adaptación de los criterios de diseño sísmico establecidos en la práctica para túneles rectos de sección circular. Se consideran dos métodos de análisis: el método de deformación de campo libre y el método de interacción suelo-estructura. Se analizan las deformaciones axial, flexionante y de ovalamiento causadas por el paso de ondas sísmicas, y se dan expresiones prácticas para calcular los elementos mecánicos asociados. La aplicación de ambos métodos se ilustra con el caso de un túnel típico en suelo blando, que muestra claramente el efecto debido al contraste de rigidez entre los dos elementos.
<i>Identificador</i>	http://hdl.handle.net/123456789/1321

CRITERIOS DE DISEÑO SÍSMICO DE TÚNELES

• Luis Eduardo Pérez-Rocha •
Instituto de Investigaciones Eléctricas, México

• Javier Avilés* •
Instituto Mexicano de Tecnología del Agua

*Autor de correspondencia

Resumen

PÉREZ-ROCHA, L.E. & AVILÉS, J. Criterios de diseño sísmico de túneles. *Tecnología y Ciencias del Agua*. Vol. V, núm. 1, enero-febrero de 2014, pp. 57-70.

Se presenta una revisión y adaptación de los criterios de diseño sísmico establecidos en la práctica para túneles rectos de sección circular. Se consideran dos métodos de análisis: el método de deformación de campo libre y el método de interacción suelo-estructura. Se analizan las deformaciones axial, flexionante y de ovalamiento causadas por el paso de ondas sísmicas, y se dan expresiones prácticas para calcular los elementos mecánicos asociados. La aplicación de ambos métodos se ilustra con el caso de un túnel típico en suelo blando, que muestra claramente el efecto debido al contraste de rigidez entre los dos elementos.

Palabras clave: interacción suelo-túnel, deformación de campo libre, respuesta sísmica de túneles.

Introducción

Aunque las estructuras subterráneas son menos vulnerables a los movimientos sísmicos que las estructuras superficiales, es necesario garantizar la seguridad de estas obras ante los movimientos sísmicos del terreno de desplante, que suelen tener características geotécnicas muy diferentes.

Los efectos sísmicos en estructuras subterráneas se evalúan con enfoques diferentes a los utilizados para estructuras superficiales. En general, las estructuras superficiales se diseñan para las fuerzas de inercia originadas por el movimiento de su base. En cambio, las acciones de diseño para estructuras subterráneas se expresan en términos de las deformaciones impuestas a la estructura por el movimiento del suelo. Para lumbreras, los métodos de análisis

Abstract

PÉREZ-ROCHA, L.E. & AVILÉS, J. Seismic design criteria of tunnels. *Water Technology and Sciences (in Spanish)*. Vol. V, No. 1, January-February, 2014, pp. 57-70.

A revision and adaptation of the seismic design criteria established in the practice for straight tunnels of circular shape is presented. Two methods of analysis are considered: the free-field deformation method and the soil-structure-interaction method. The axial, flexural and ovaling deformations caused by the passage of seismic waves are analyzed, and practical expressions for computing the associated mechanical elements are given. The application of both methods is illustrated by solving the case of a typical tunnel in soft ground, which clearly shows the effect due to the stiffness contrast between the two elements.

Keywords: soil-tunnel interaction, free-field deformation, seismic response of tunnels.

sísmico son escasos y limitados. Avilés y Pérez-Rocha (2011) desarrollaron recientemente un método de interacción dinámica entre suelo y lumbrera, así como criterios de diseño basados en el cálculo de los valores estáticos del cortante y momento, multiplicados por factores de amplificación que consideran el efecto dinámico del suelo.

El enfoque de diseño más sencillo es el que ignora la interacción del túnel con el suelo circundante. En estas condiciones, primero se estiman las deformaciones del terreno en campo libre y luego el túnel se diseña para acomodarse a estas deformaciones. Este enfoque resulta satisfactorio para túneles más flexibles que el terreno, pero puede ser muy conservador en caso contrario. Entonces es necesario considerar

los efectos de interacción suelo-estructura, ya que la rigidez del túnel puede afectar de forma considerable las deformaciones circundantes.

En este trabajo se presenta una revisión y adaptación de los criterios de diseño sísmico establecidos en la práctica para túneles rectos de sección circular (St. John y Zahrah, 1987; Hashash *et al.*, 2001). Los métodos de análisis considerados son el de deformación de campo libre y el de interacción suelo-estructura. Con ellos se calculan las máximas deformaciones axial y de flexión (curvatura) producidas por diferentes tipos de ondas, así como la fuerza axial, el momento flexionante y la fuerza cortante de diseño.

La seguridad sísmica de túneles debe demostrarse en términos de la capacidad

del revestimiento para resistir tres tipos de deformaciones, a saber: axial, de curvatura y de ovalamiento. En túneles rectos se desarrollan deformaciones axiales y de curvatura (ver figura 1), cuando las ondas sísmicas se propagan paralela u oblicuamente a su eje. En este caso, el comportamiento general del túnel es similar al de una viga elástica sujeta a las deformaciones impuestas por el suelo circundante. Las consideraciones de diseño para este tipo de deformaciones son aplicables en la dirección longitudinal.

Las deformaciones de ovalamiento pueden desarrollarse cuando las ondas sísmicas se propagan de manera perpendicular al eje del túnel (ver figura 2), resultando en una distorsión de la sección transversal en

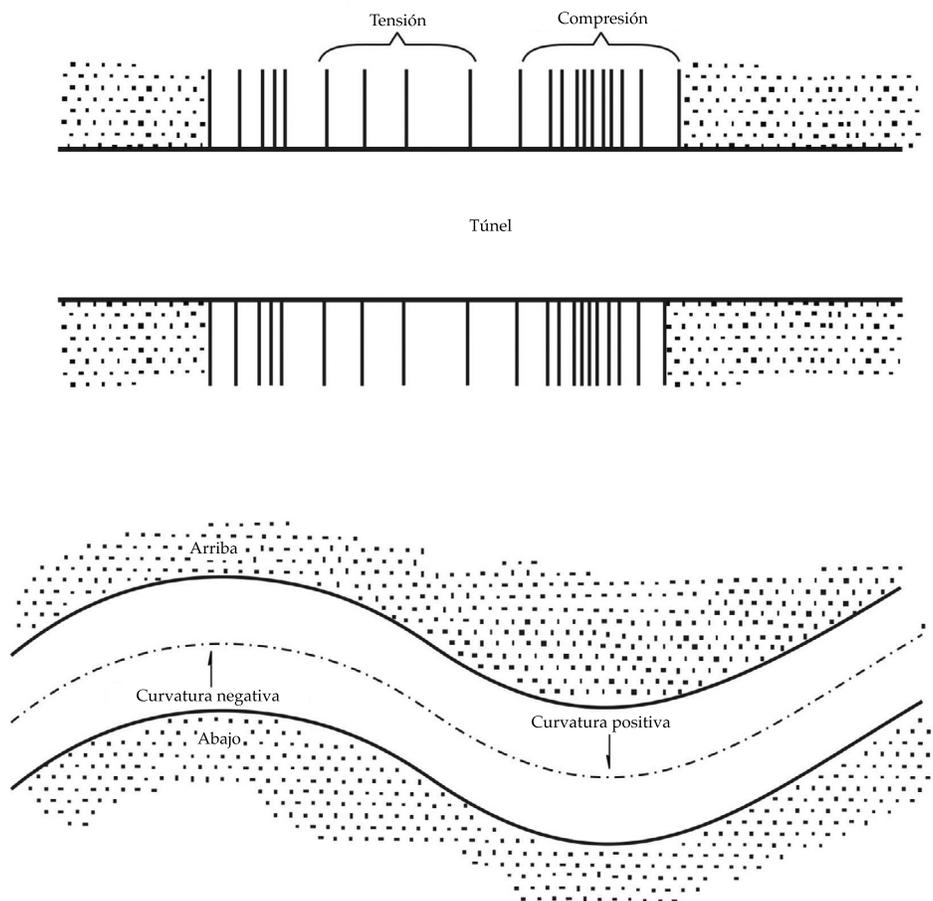


Figura 1. Deformaciones axial y flexionante a lo largo del eje del túnel.

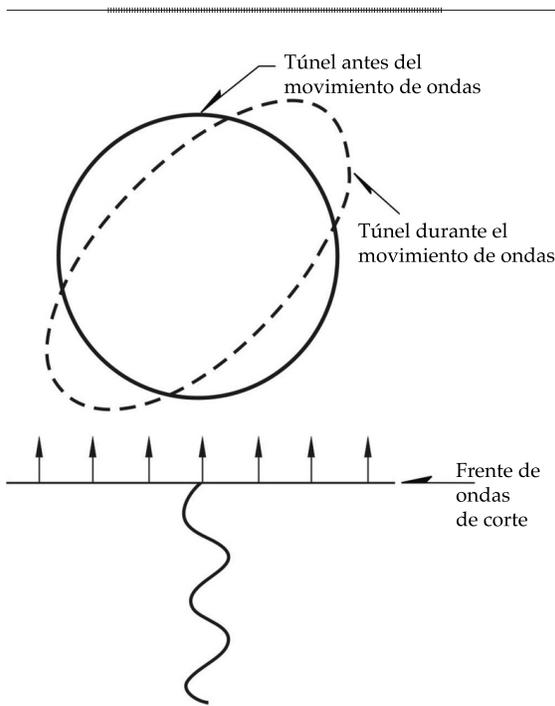


Figura 2. Deformación de ovalamiento en sección circular del túnel.

condición de deformación plana. En general, la propagación vertical de ondas de cortante produce la deformación crítica de ovalamiento. Las consideraciones de diseño para este tipo de deformación son aplicables en la dirección transversal.

Método de deformación de campo libre

La deformación de campo libre se refiere a la deformación del terreno causada por el paso de ondas sísmicas en ausencia del túnel o la excavación. Esta deformación ignora la interacción suelo-túnel, pero en algunos casos puede representar una buena aproximación a la deformación estructural esperada. Este enfoque, adoptado en el *Manual de Diseño por Sismo* de la Comisión Federal de Electricidad (MDS-CFE, 2008) y basado en los criterios de diseño de tuberías (Flores y Vassilev, 1999), sobrestima o subestima las deformaciones del túnel, dependiendo de su rigidez relativa con respecto al terreno.

Deformación axial y de flexión

En la figura 3 se muestran los movimientos del terreno debidos a una onda armónica de cortante oblicua al eje del túnel. Puede verse que los desplazamientos transversales dependen del ángulo de incidencia θ , la amplitud de desplazamiento D y la longitud de onda L , según la teoría de propagación de ondas.

La deformación axial ϵ y la deformación de curvatura κ pueden expresarse en términos del ángulo de incidencia y la velocidad aparente de propagación horizontal ($C/\cos\theta$). Para ondas planas S y P , así como ondas de Rayleigh propagándose en un medio elástico (ver figura 4), se tienen las siguientes expresiones (Newmark, 1968):

$$\left. \begin{aligned} \epsilon &= \frac{V_s}{C_s} \text{sen}\theta \cos\theta \\ \kappa &= \frac{A_s}{C_s^2} \cos^3\theta \end{aligned} \right\} ; \text{ondas de cortante (S)} \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} \epsilon &= \frac{V_p}{C_p} \cos^2\theta \\ \kappa &= \frac{A_p}{C_p^2} \text{sen}\theta \cos^2\theta \end{aligned} \right\} ; \text{ondas de compresión (P)} \quad (2)$$

$$\left. \begin{aligned} \epsilon &= \frac{V_R}{C_R} \cos^2\theta \\ \kappa &= \frac{A_R}{C_R^2} \cos^2\theta + \frac{A_R}{C_R^2} \text{sen}\theta \cos^2\theta \end{aligned} \right\} ; \text{ondas de Rayleigh} \quad (3)$$

donde:

V_s, V_p, V_R = velocidad máxima de partícula para ondas S, P y de Rayleigh, respectivamente.

A_s, A_p, A_R = aceleración máxima de partícula para ondas S, P y de Rayleigh, respectivamente.

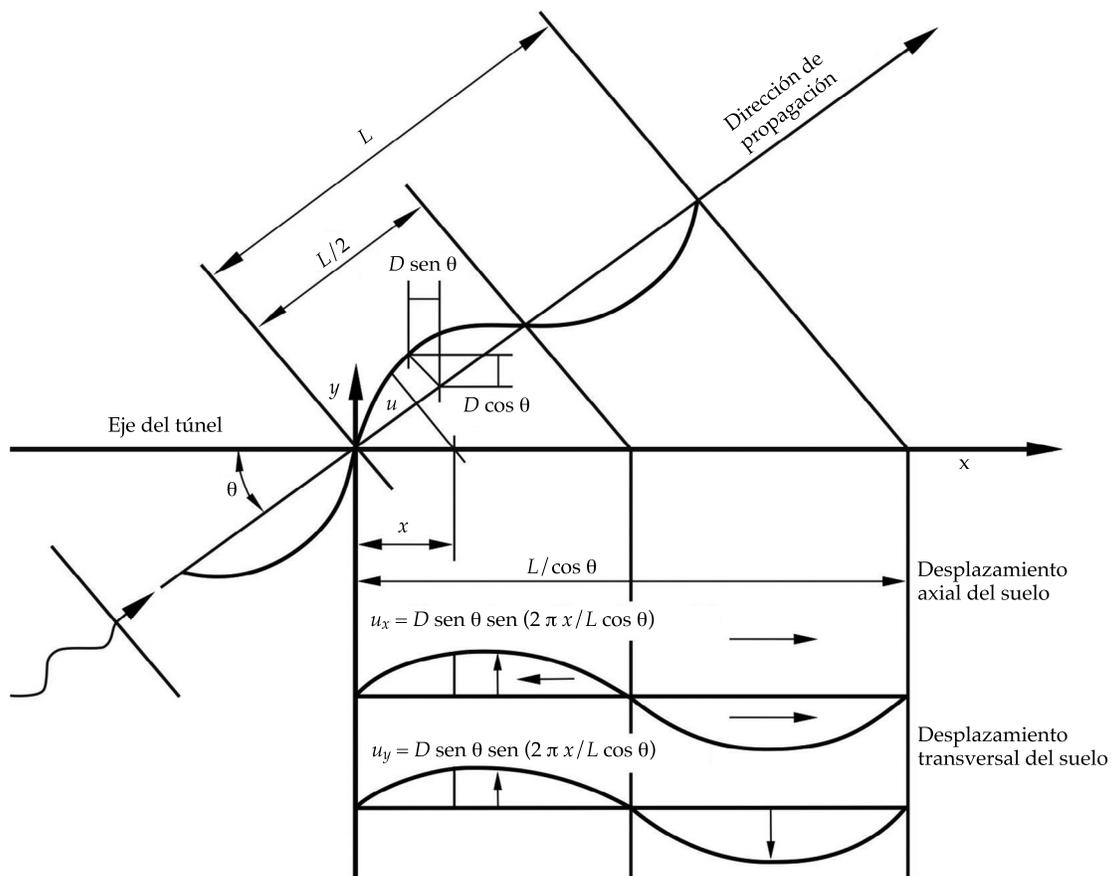


Figura 3. Efecto del paso de ondas de cortante a lo largo del eje del túnel.

C_s, C_p, C_R = velocidad efectiva de propagación de ondas S , P y de Rayleigh, respectivamente.

Las deformaciones producidas por ondas de Rayleigh tienden a dominar sólo en el caso de túneles superficiales en sitios lejanos a la fuente sísmica. En vista de la dificultad que existe para definir el ángulo de incidencia, los valores de diseño que se proponen para ϵ y κ son los máximos que resultan para los ángulos críticos, esto es:

$$\epsilon_{\text{máx}} = \frac{V}{c_\epsilon C} \quad (4)$$

$$\kappa_{\text{máx}} = \frac{A}{(c_\kappa C)^2} \quad (5)$$

donde C es la velocidad efectiva de propagación de ondas, mientras que V y A son la velocidad y aceleración máximas del terreno para el sismo de diseño, respectivamente; c_ϵ y c_κ son los coeficientes de deformación y curvatura, respectivamente, cuya magnitud depende del tipo de onda y el ángulo crítico de incidencia, según se indica en el cuadro 1.

Es difícil determinar cuál tipo de ondas domina en el temblor de diseño, de ahí la necesidad de efectuar análisis basados en las evidencias observadas y el juicio ingenieril. Para fines de diseño, la deformación combinada axial y de flexión se calcula como:

$$\epsilon_{\text{tot}} = \epsilon_{\text{máx}} + r \kappa_{\text{máx}} \quad (6)$$

donde r es el radio del túnel. La deformación total debe compararse con la deformación

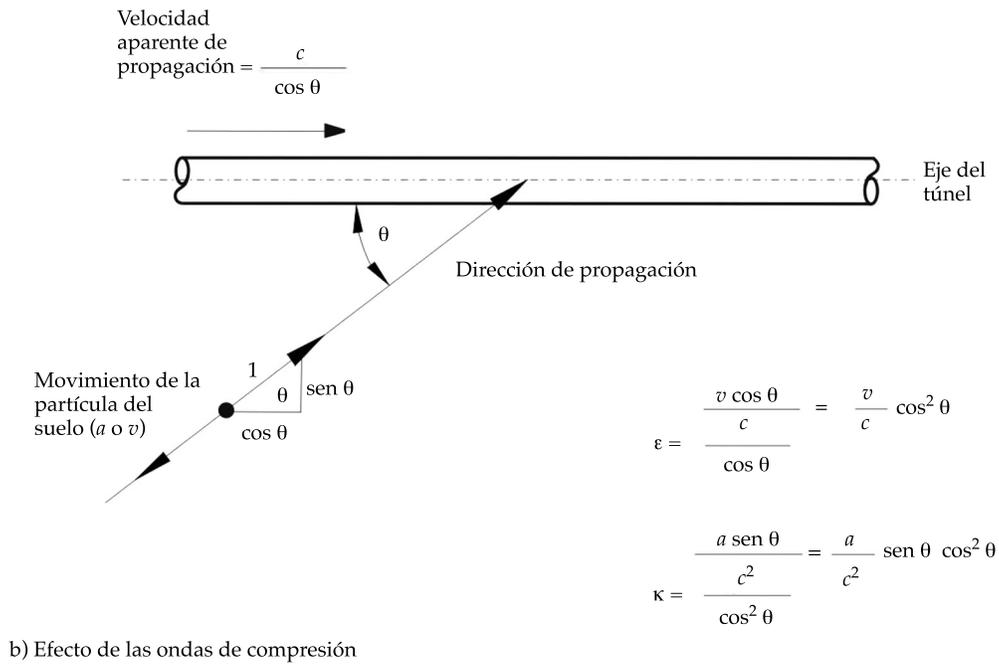
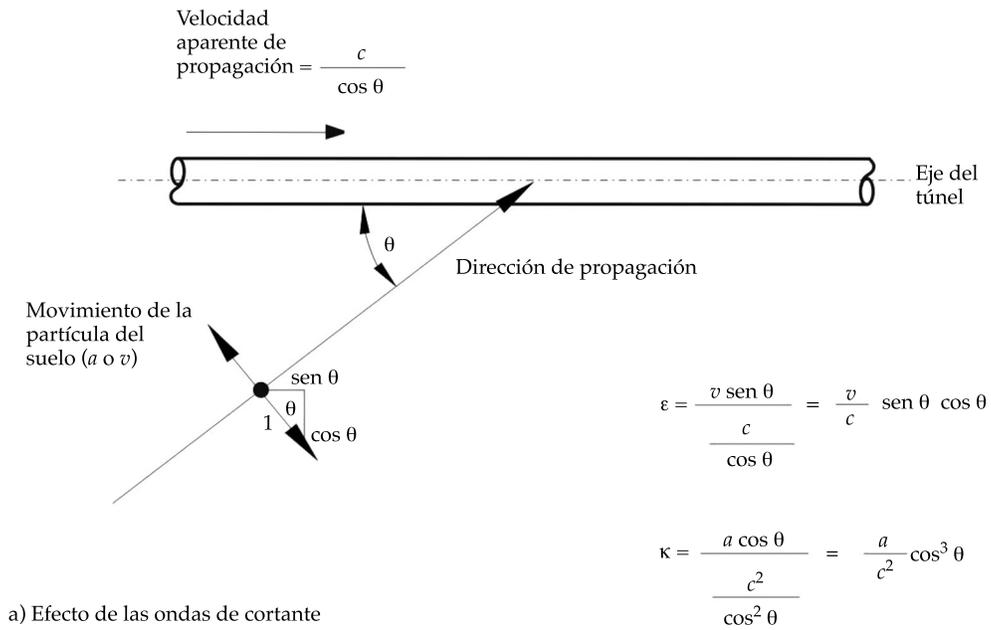


Figura 4. Deformaciones del terreno ante la incidencia oblicua de ondas planas S y P.

Cuadro 1. Coeficientes de deformación y curvatura del terreno.

Tipo de coeficiente	Ondas S	Ondas P	Ondas de Rayleigh
c_{ε}	2 ($\theta = 45^\circ$)	1 ($\theta = 0$)	1 ($\theta = 0$)
c_{κ}	1 ($\theta = 0$)	1.6 ($\theta = 35^\circ$)	1 ($\theta = 0$)

permisible ε_{per} especificada para el revestimiento del túnel. Con $\varepsilon_{\text{tot}} < \varepsilon_{\text{per}}$ el diseño se considera satisfactorio.

La contribución de la curvatura a la deformación longitudinal crece al aumentar el radio del túnel. Sin embargo, la deformación por flexión por lo general es relativamente pequeña, comparada con la deformación axial. Es importante tener en cuenta la naturaleza cíclica de la respuesta sísmica, ya que, por un lado, el revestimiento puede agrietarse en tensión y, por otro, la superposición de los esfuerzos dinámico y estático de compresión puede exceder la capacidad local del revestimiento.

Deformación de ovalamiento

Las distorsiones del terreno ante la incidencia vertical de ondas de cortante pueden calcularse para dos condiciones, como se ilustra en la figura 5. En ausencia de la excavación, la máxima deformación diametral está dada por:

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{\gamma_{\text{máx}}}{2} \quad (7)$$

donde $d = 2r$ es el diámetro del túnel y $\gamma_{\text{máx}} = V_s/C_s$ es la máxima deformación de cortante. Bajo la presencia de la excavación, la máxima deformación diametral está dada por:

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm 2\gamma_{\text{máx}}(1-\nu_s) \quad (8)$$

donde ν_s es la relación de Poisson del suelo. El revestimiento del túnel debe diseñarse para soportar esta deformación y ajustarse al cambio de sección transversal.

Comparando las ecuaciones (7) y (8) se desprende que las distorsiones son mayores al considerar la excavación, por un factor de 2 (para $\nu_s = 0.5$) a 3 (para $\nu_s = 0.25$). La ecuación (8) es un criterio de distorsión razonable para túneles con menor rigidez que el suelo circundante, mientras que la ecuación (7) es apropiada cuando la rigidez del revestimiento es similar a la del terreno. Para túneles con mayor rigidez que el suelo circundante, las

distorsiones son aún menores que las obtenidas con la ecuación (7) debido a la interacción suelo-túnel.

Método de interacción suelo-estructura

La presencia del túnel modifica las deformaciones de campo libre, especialmente en suelos blandos. El análisis de interacción suelo-estructura considera la rigidez tanto del terreno como del túnel. El sistema acoplado se modela como una viga sobre cimentación elástica sujeta a ondas de cortante, ignorando los efectos inerciales. Cuando el túnel se somete a deformaciones axial y flexionante causadas por ondas propagándose a lo largo de su eje, la sección transversal experimenta los siguientes elementos mecánicos: 1) la fuerza axial Q , y 2) los momentos flexionantes M y fuerzas cortantes V indicados en la figura 6.

Fuerza axial

La fuerza axial generada por ondas de cortante se maximiza cuando $\theta = 45^\circ$ y puede calcularse como:

$$Q_{\text{máx}} = \frac{K_a L_s}{2\pi} D_s \quad (9)$$

$$1 + 2 \frac{K_a}{E_c A_c} \left(\frac{L_s}{2\pi} \right)^2$$

donde:

K_a = rigidez axial del suelo circundante, por unidad de longitud de túnel.

L_s = longitud de onda dominante.

D_s = desplazamiento máximo del terreno.

E_c = módulo de elasticidad del revestimiento.

A_c = área de la sección transversal del túnel.

La máxima fuerza axial así calculada no excederá a la resistencia por fricción del suelo, dada por:

$$Q_{\text{lim}} = \frac{f L_s}{4} \quad (10)$$

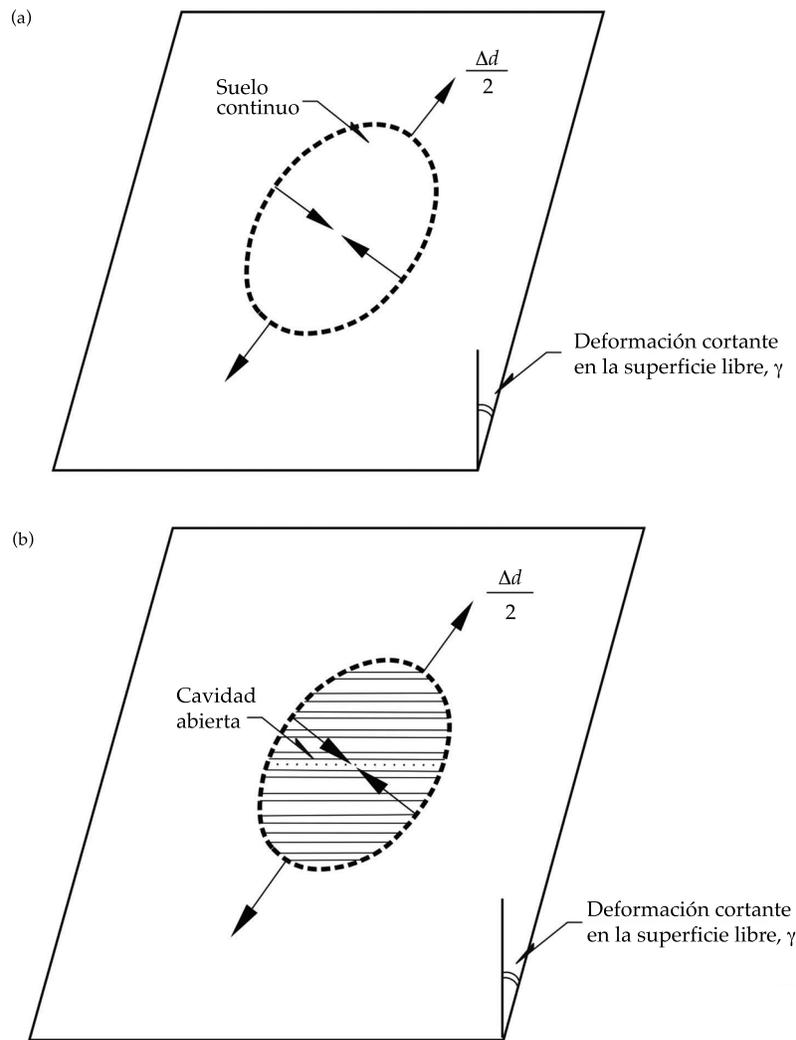


Figura 5. Distorsiones de cortante de campo libre en un medio sin y con excavación.

donde f es la fuerza última de fricción que puede desarrollarse entre el túnel y el terreno, por unidad de longitud de túnel.

Momento flexionante

El momento flexionante generado por ondas de cortante se maximiza cuando $\theta = 0$ y puede calcularse como:

$$M_{\text{máx}} = \frac{K_l \left(\frac{L_s}{2\pi} \right)^2}{1 + \frac{K_l}{E_c I_c} \left(\frac{L_s}{2\pi} \right)^4} D_s \quad (11)$$

Donde:

- K_l = rigidez lateral del suelo circundante, por unidad de longitud de túnel.
- L_s = longitud de onda dominante.
- D_s = desplazamiento máximo del terreno.
- E_c = módulo de elasticidad del revestimiento.
- I_c = momento de inercia de la sección transversal del túnel.

Las ecuaciones (9) y (11) revelan que al aumentar la rigidez del túnel, representada por los módulos de sección $E_c A_c$ o $E_c I_c$, no se reduce

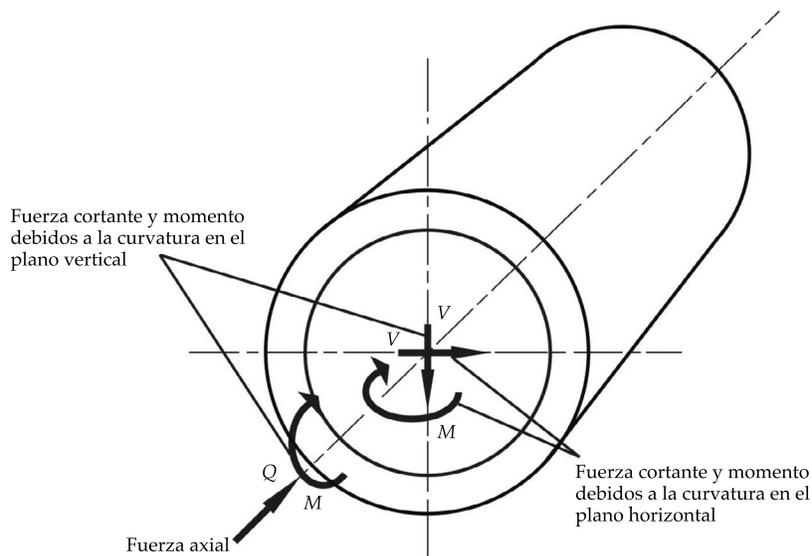


Figura 6. Fuerzas y momentos longitudinales causados por ondas propagándose a lo largo del eje del túnel.

la fuerza axial o el momento flexionante. De hecho, el túnel atrae mayor fuerza al incrementar su rigidez. Por ello, algunas veces es deseable un diseño más flexible con refuerzo adecuado que suministre suficiente ductilidad.

Fuerza cortante

La máxima fuerza cortante se obtiene mediante:

$$V_{\text{máx}} = \frac{2\pi}{L_s} M_{\text{máx}} \quad (12)$$

Para garantizar la seguridad estructural del túnel, se requiere verificar el cumplimiento de la condición:

$$F_C V_{\text{máx}} < F_R V_{\text{res}} \quad (13)$$

donde F_C y F_R son los factores de carga y resistencia, respectivamente; V_{res} es la fuerza cortante resistente.

Para calcular las fuerzas seccionales es necesario conocer la longitud de onda dominante. Una estimación razonable está dada por:

$$L_s = T_s C_s \quad (14)$$

donde T_s es el periodo dominante de vibración y C_s la velocidad efectiva de propagación del suelo. Asimismo, las rigideces axial y lateral de los resortes del suelo pueden estimarse como:

$$K_a = K_l = \frac{16\pi G_s (1 - \nu_s)}{3 - 4\nu_s} \frac{d}{L_s} \quad (15)$$

donde:

- G_s = módulo de cortante del suelo.
- ν_s = relación de Poisson del suelo.
- d = diámetro del túnel.
- L_s = longitud de onda dominante.

Parámetros del sitio

Para un medio estratificado horizontalmente (ver figura 7), el periodo dominante de vibración puede aproximarse como:

$$T_s = 4 \sqrt{\left(\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{G_n} \right) \left(\sum_{n=1}^N \rho_n h_n (w_n^2 + w_n w_{n-1} + w_{n-1}^2) \right)} \quad (16)$$

donde $w_0 = 0$ en la roca basal y:

$$w_n = \frac{\sum_{i=1}^n h_i / G_i}{\sum_{i=1}^N h_i / G_i}; \quad n = 1, 2, \dots, N \quad (17)$$

es una aproximación estática del modo dominante de vibración; h_n , G_n y ρ_n son el espesor, módulo de cortante y densidad del n -ésimo estrato, respectivamente.

Conocido el valor del periodo dominante del suelo, la velocidad efectiva de propagación de ondas de cortante resulta ser:

$$C_s = \frac{4H_s}{T_s} \quad (18)$$

donde H_s es la profundidad del depósito de suelo. El módulo de rigidez al corte efectivo del medio estratificado es $G_s = \rho_s C_s^2$, siendo:

$$\rho_s = \frac{\sum_{n=1}^N \rho_n h_n}{H_s} \quad (19)$$

la densidad media.

Deformación axial y de flexión

Para fines de diseño, la deformación combinada que resulta de la fuerza axial y el momento flexionante se calcula como:

$$\varepsilon_{\text{tot}} = \varepsilon_{\text{axial}} + \varepsilon_{\text{flexión}} \quad (20)$$

donde:

$$\varepsilon_{\text{axial}} = \frac{Q_{\text{máx}}}{E_c A_c} \quad (21)$$

$$\varepsilon_{\text{flexión}} = \frac{r M_{\text{máx}}}{E_c I_c} \quad (22)$$

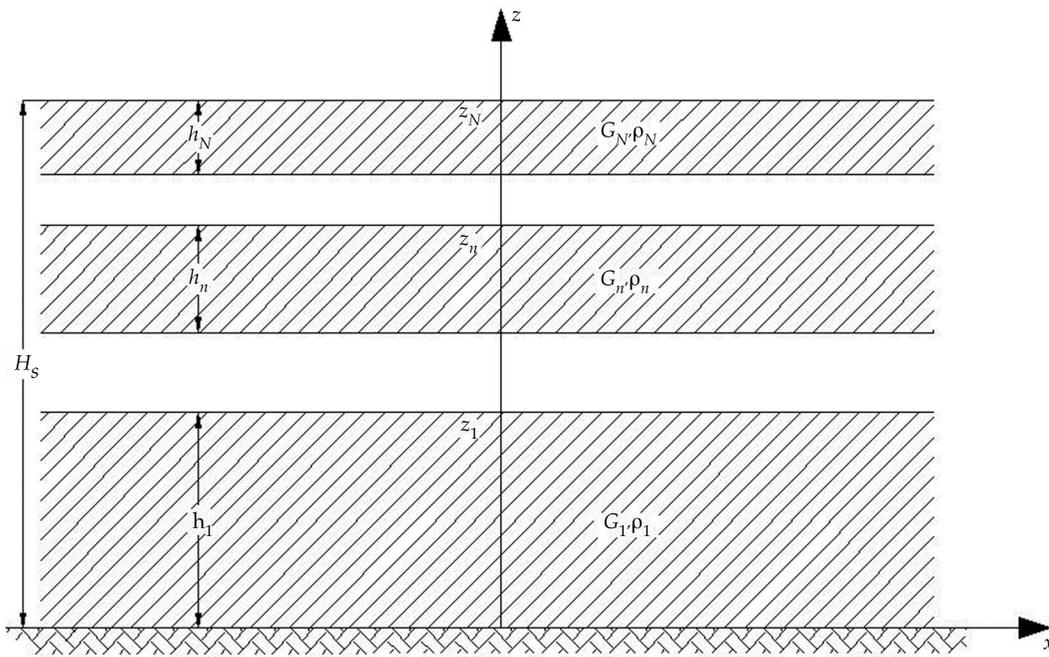


Figura 7. Depósito de suelo estratificado horizontalmente.

siendo r el radio del túnel. La deformación total debe compararse con la deformación permisible ϵ_{per} especificada para el revestimiento del túnel. Con $\epsilon_{\text{tot}} < \epsilon_{\text{per}}$ el diseño se considera satisfactorio.

Deformación de ovalamiento

La rigidez del túnel relativa al terreno se representa por medio de los coeficientes de compresibilidad C y flexibilidad F , dados por:

$$C = \frac{E_s(1 - \nu_c^2)r}{E_c t(1 + \nu_s)(1 - 2\nu_s)} \quad (23)$$

$$F = \frac{E_s(1 - \nu_c^2)r^3}{6E_c I'_c(1 + \nu_s)} \quad (24)$$

donde:

E_s = módulo de elasticidad del suelo.

ν_s = relación de Poisson del suelo.

E_c = módulo de elasticidad del revestimiento.

ν_c = relación de Poisson del revestimiento.

t = espesor del revestimiento.

r = radio del túnel.

I'_c = momento de inercia del revestimiento por unidad de ancho.

El coeficiente C mide la rigidez radial del sistema túnel-suelo, mientras que el coeficiente F mide su rigidez de ovalamiento. En función de estos parámetros y de la deformación máxima de cortante $\gamma_{\text{máx}}$ se calcula la deformación diametral $\Delta d/d$ (ver figura 5), así como la fuerza normal $N_{\text{máx}}$ y el momento flexionante $M_{\text{máx}}$ circunferenciales (ver figura 8), que actúan en una franja de ancho b unitario, aplicando las siguientes expresiones:

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{1}{3} K_1 \gamma_{\text{máx}} \quad (25)$$

$$N_{\text{máx}} = \pm \frac{1}{2} K_2 \frac{E_s}{(1 + \nu_s)} r \gamma_{\text{máx}} \quad (26)$$

$$M_{\text{máx}} = \pm \frac{1}{6} K_1 \frac{E_s}{(1 + \nu_s)} r^2 \gamma_{\text{máx}} \quad (27)$$

donde:

$$K_1 = \frac{12(1 - \nu_s)}{2F + 5 - 6\nu_s} \quad (28)$$

$$K_2 = 1 \quad (29)$$

$$+ \frac{F(1 - 2\nu_s)(1 - C) - (1 - 2\nu_s)^2 / 2 + 2}{F[(1 - 2\nu_s)(1 + C) + 2] + C(2.5 - 8\nu_s + 6\nu_s^2) + 6 - 8\nu_s}$$

El esfuerzo σ_{tot} y la deformación ϵ_{tot} que resultan de la fuerza $N_{\text{máx}}$ y el momento $M_{\text{máx}}$ circunferenciales están dados por:

$$\sigma_{\text{tot}} = \pm \frac{N_{\text{máx}}}{A'_c} \pm \frac{M_{\text{máx}} t}{2I'_c} \quad (30)$$

$$\epsilon_{\text{tot}} = \frac{\sigma_{\text{tot}}}{E_c} \quad (31)$$

donde $A'_c = bt$ e $I'_c = bt^3/12$ son el área y el momento de inercia del revestimiento.

Ejemplos de aplicación

La aplicación de los criterios de diseño presentados se ilustra enseguida considerando los siguientes datos:

Parámetros sísmicos

- Aceleración máxima del terreno, $A_s = 150$ cm/s².
- Velocidad máxima del terreno, $V_s = 45$ cm/s.

Parámetros geotécnicos

- Periodo dominante del suelo, $T_s = 1.25$ s.
- Velocidad efectiva de propagación, $C_s = 200$ m/s.

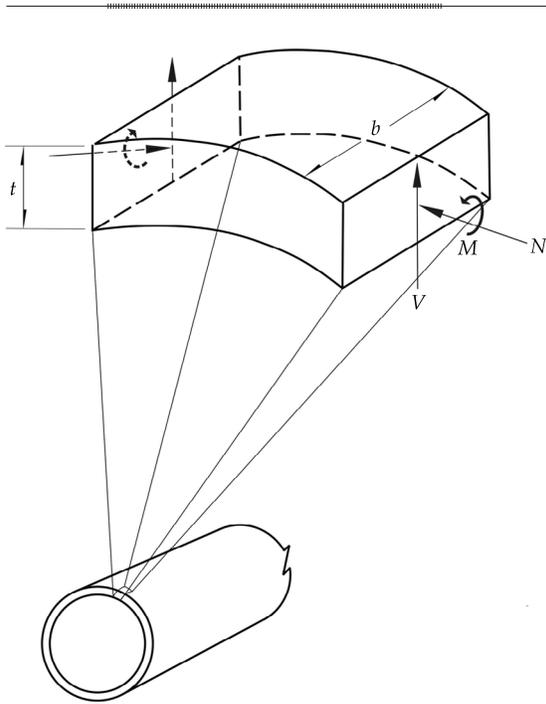


Figura 8. Fuerzas y momentos circunferenciales causados por ondas propagándose de manera perpendicular al eje del túnel.

- Módulo de cortante del suelo, $G_s = 7\,340 \text{ ton/m}^2$.
- Relación de Poisson del suelo, $\nu_s = 0.45$

Parámetros estructurales

- Diámetro interior del túnel, $d = 7 \text{ m}$.
- Espesor del revestimiento, $t = 35 \text{ cm}$.
- Área de la sección transversal del revestimiento, $A_c = \pi(3.5^2 - 3.15^2) = 7.31 \text{ m}^2$.
- Momento de inercia de la sección transversal del revestimiento, $I_c = \pi(3.5^4 - 3.15^4)/4 = 40.53 \text{ m}^4$.
- Área y momento de inercia del revestimiento por unidad de ancho, $A'_c = 1 \times 0.35 = 0.35 \text{ m}^2$ e $I'_c = 1 \times 0.35^3/12 = 0.0036 \text{ m}^4$.
- Módulo de elasticidad del concreto, $E_c = 250\,000 \text{ kg/cm}^2$.
- Relación de Poisson del concreto, $\nu_c = 0.2$
- Deformación permisible del concreto, $\epsilon_{\text{per}} = 0.003$

Análisis sin efectos de interacción

Para la aplicación del método de deformación de campo libre se siguen los siguientes pasos:

1. Calcular las deformaciones axial y flexionante, considerando el efecto crítico de ondas de cortante, esto es, con $c_\epsilon = 2$ y $c_\kappa = 1$.

$$\epsilon_{\text{máx}} = \frac{V_s}{c_\epsilon C_s} = \frac{0.45}{2 \times 200} = 0.00113$$

$$r\kappa_{\text{máx}} = \frac{rA_s}{(c_\kappa C_s)^2} = \frac{3.5 \times 1.5}{(1 \times 200)^2} = 0.00013$$

La máxima deformación combinada axial y de flexión es:

$$\begin{aligned} \epsilon_{\text{tot}} &= \epsilon_{\text{máx}} + r\kappa_{\text{máx}} = 0.00113 + 0.00013 \\ &= 0.00126 < \epsilon_{\text{per}} = 0.003 \end{aligned}$$

Debido a la naturaleza cíclica de la respuesta sísmica, el revestimiento debe reforzarse de modo adecuado para evitar el agrietamiento en tensión; además es necesario revisar la superposición de esfuerzos en compresión por carga estática y sismo, este último igual a $250\,000 \times 0.00126 = 315 \text{ kg/cm}^2$.

2. Calcular la deformación de ovalamiento que debe soportar el túnel en condición monolítica. La máxima deformación de cortante es:

$$\gamma_{\text{máx}} = \frac{V_s}{C_s} = \frac{0.45}{200} = 0.00225$$

Así, el máximo cambio de diámetro (extensión y compresión) impuesto al túnel es:

$$\Delta d = \frac{\gamma_{\text{máx}}}{2} d = \frac{0.00225}{2} \times 700 = 0.79 \text{ cm}$$

Análisis con efectos de interacción

Para la aplicación del método de interacción suelo-estructura se siguen los siguientes pasos:

Revisión de las deformaciones axial y flexionante

1. Estimar la longitud de onda dominante:

$$L_s = T_s C_s = 1.25 \times 200 = 250 \text{ m}$$

2. Deducir el desplazamiento máximo del terreno, tal que las deformaciones asociadas sean comparables con las calculadas mediante el método de deformación de campo libre. El propósito de esta suposición es ver claramente el efecto de la interacción suelo-túnel:

$$\frac{2\pi D_s}{L_s} = \frac{V_s}{c_g C_s} \quad \therefore D_s = \frac{250 \times 0.45}{4\pi \times 200}$$

= 4.48 cm, para deformación axial

$$\frac{4\pi^2 D_s}{L_s^2} = \frac{A_s}{(c_k C_s)^2} \quad \therefore D_s = \frac{(250)^2 \times 1.5}{4\pi^2 \times (200)^2}$$

= 5.94 cm, para deformación flexionante

3. Estimar las rigideces axial y lateral del suelo, por unidad de longitud de túnel:

$$K_a = K_t = \frac{16\pi G_s (1 - \nu_s) d}{3 - 4\nu_s L_s}$$

$$= \frac{16\pi \times 7\,340 \times (1 - 0.45) \times 7}{3 - 4 \times 0.45 \times 250} = 4\,734.84 \text{ ton/m}$$

4. Calcular la máxima fuerza axial y la correspondiente deformación longitudinal:

$$Q_{\text{máx}} = \frac{K_a L_s}{1 + 2 \frac{K_a}{E_c A_c} \left(\frac{L_s}{2\pi}\right)^2} D_s$$

$$= \frac{4\,734.84 \times 250}{1 + 2 \times \frac{4\,734.84}{2\,500\,000 \times 7.31} \times \left(\frac{250}{2\pi}\right)^2} \times 0.0448 = 4\,636.49 \text{ ton}$$

$$\epsilon_{\text{axial}} = \frac{Q_{\text{máx}}}{E_c A_c} = \frac{4\,636.49}{2\,500\,000 \times 7.31} = 0.00025$$

5. Calcular el máximo momento flexionante y la correspondiente deformación longitudinal:

$$M_{\text{máx}} = \frac{K_t \left(\frac{L_s}{2\pi}\right)^2}{1 + \frac{K_t}{E_c I_c} \left(\frac{L_s}{2\pi}\right)^4} D_s$$

$$= \frac{4\,734.84 \times \left(\frac{250}{2\pi}\right)^2}{1 + \frac{4\,734.84}{2\,500\,000 \times 40.53} \times \left(\frac{250}{2\pi}\right)^4} \times 0.0594 = 3\,769.56 \text{ ton-m}$$

$$\epsilon_{\text{flexión}} = \frac{r M_{\text{máx}}}{E_c I_c} = \frac{3.5 \times 3\,769.56}{2\,500\,000 \times 40.53} = 0.00013$$

6. Comparar la deformación combinada axial y de flexión con la deformación permisible:

$$\epsilon_{\text{tot}} = \epsilon_{\text{axial}} + \epsilon_{\text{flexión}} = 0.00025 + 0.00013$$

$$= 0.00038 < \epsilon_{\text{per}} = 0.003$$

Nótese que esta deformación es significativamente menor que la calculada con el método de deformación de campo libre.

6. Determinar la máxima fuerza cortante debida a la curvatura por flexión:

$$V_{\text{máx}} = \frac{2\pi}{L_s} M_{\text{máx}} = \frac{2\pi}{250} \times 3\,769.56 = 94.74 \text{ ton}$$

Se requiere verificar que la fuerza cortante actuante sea menor que la fuerza cortante resistente estipulada de forma reglamentaria.

Revisión de la deformación de ovalamiento

1. Obtener el módulo de elasticidad del suelo:

$$E_s = 2(1 + \nu_s) G_s = 2 \times (1 + 0.45) \times 7\,340 = 21\,286 \text{ ton/m}^2$$

2. Determinar los coeficientes de compresibilidad y flexibilidad del sistema túnel-suelo:

$$C = \frac{E_s(1-\nu_c^2)r}{E_c t(1+\nu_s)(1-2\nu_s)}$$

$$= \frac{21\,286 \times (1-0.2^2) \times 3.5}{2\,500\,000 \times 0.35 \times (1+0.45) \times (1-2 \times 0.45)} = 0.56$$

$$F = \frac{E_s(1-\nu_c^2)r^3}{6E_c I'_c(1+\nu_s)}$$

$$= \frac{21\,286 \times (1-0.2^2) \times 3.5^3}{6 \times 2\,500\,000 \times 0.0036 \times (1+0.45)} = 11.19$$

3. Determinar los coeficientes de respuesta del sistema:

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

$$= \frac{12 \times (1-0.45)}{2 \times 11.19 + 5 - 6 \times 0.45} = 0.267$$

$$K_2 = 1 + \frac{F(1-2\nu_s)(1-C) - (1-2\nu_s)^2/2 + 2}{F[(1-2\nu_s)(1+C)+2] + C(2.5-8\nu_s+6\nu_s^2) + 6-8\nu_s}$$

$$= 1 + \frac{11.19 \times (1-2 \times 0.45) \times (1-0.56) - (1-2 \times 0.45)^2/2 + 2}{11.19[(1-2 \times 0.45)(1+0.56)+2] + 0.56(2.5-8 \times 0.45+6 \times 0.45^2) + 6-8 \times 0.45}$$

$$= 1.094$$

4. Calcular la deformación de ovalamiento que debe soportar el túnel en condición monolítica. La máxima deformación de cortante es:

$$\gamma_{\text{máx}} = \frac{V_s}{C_s} = \frac{0.45}{200} = 0.00225$$

Así, el máximo cambio de diámetro (extensión y compresión) impuesto al túnel es:

$$\Delta d = \frac{1}{3} K_1 \gamma_{\text{máx}} d$$

$$= \frac{0.267 \times 0.00225 \times 700}{3} = 0.14 \text{ cm}$$

5. Calcular la máxima fuerza normal y el máximo momento flexionante circunferenciales:

$$N_{\text{máx}} = \frac{1}{2} K_2 \frac{E_s}{(1+\nu_s)} r \gamma_{\text{máx}}$$

$$= \frac{1.094}{2} \times \frac{21\,286}{(1+0.45)} \times 3.5 \times 0.00225 = 63.24 \text{ ton}$$

$$M_{\text{máx}} = \frac{1}{6} K_1 \frac{E_s}{(1+\nu_s)} r^2 \gamma_{\text{máx}}$$

$$= \frac{0.267}{6} \times \frac{21\,286}{(1+0.45)} \times 3.5^2 \times 0.00225 = 18.01 \text{ ton-m}$$

6. Determinar el esfuerzo y la deformación circunferenciales que resultan del efecto combinado de $N_{\text{máx}}$ y $M_{\text{máx}}$:

$$\sigma_{\text{tot}} = \frac{N_{\text{máx}}}{A'_c} + \frac{M_{\text{máx}} t}{2I'_c}$$

$$= \frac{63.24}{0.35} + \frac{18.01 \times 0.35}{2 \times 0.0036} = 1056 \text{ ton/m}^2$$

$$\varepsilon_{\text{tot}} = \frac{\sigma_{\text{tot}}}{E_c} = \frac{1\,056}{2\,500\,000} = 0.00042$$

Debido a la naturaleza cíclica de la respuesta sísmica, el revestimiento debe reforzarse de forma adecuada para evitar el agrietamiento en tensión; también es necesario revisar la superposición de esfuerzos en compresión por carga estática y sismo.

Comentarios finales

En el trabajo se discuten dos enfoques: el de campo libre y el de interacción suelo-estructura. El de campo libre es un método en que se determinan las deformaciones que sufre el terreno debido al paso de ondas, y después se imponen estas deformaciones a la estructura para determinar los esfuerzos que debe

soportar. Para calcular estas deformaciones se deben conocer las aceleraciones y velocidades máximas de partícula producidas por el paso de ondas S , P y de Rayleigh, así como las velocidades de propagación de ondas S , P y de Rayleigh. Por lo general, los esfuerzos de campo libre son muy elevados con respecto a los que realmente se desarrollan en la estructura. En efecto, la presencia de la estructura modifica las deformaciones impuestas por el campo libre; como resultado, las deformaciones tanto del suelo como de la estructura son menores. El enfoque que considera esta reducción es el de interacción suelo-estructura. En este enfoque se proporcionan expresiones para evaluar las fuerzas que se desarrollan en secciones transversales y longitudinales del túnel. Para determinar estas fuerzas es necesario conocer la longitud de onda característica, que se evalúa en función del periodo dominante de vibración y la velocidad de propagación de ondas de corte en el terreno de desplante. También se proporcionan expresiones para determinar las deformaciones del túnel en función de las deformaciones del terreno debidas a la excitación sísmica. Por último se resuelve un ejemplo paso a paso, que ilustra los dos tipos de análisis: deformaciones de campo libre *versus* deformaciones con interacción suelo-estructura.

Se han comentado algunas consideraciones acerca de la aplicabilidad de las expresiones presentadas. En general, la aplicación de los criterios de diseño sísmico puede hacerse para la condición del revestimiento primario más el definitivo, considerando el espesor real y las propiedades equivalentes de la sección compuesta. Por otra parte, no se dan criterios para considerar la conexión del túnel con elementos rígidos tipo lumbrera. Debido a la complejidad de la respuesta en la conexión túnel-lumbrera, la concentración dinámica de esfuerzos que se tiene en esta unión suele calcularse con modelos de elementos finitos.

Los criterios de diseño presentados están basados en el conocimiento de los movimientos máximos del terreno para el sismo de diseño y en el uso de métodos de análisis simplificados

suficientemente aproximados. Los movimientos máximos del terreno deben estimarse al nivel del túnel, a fin de considerar la atenuación con la profundidad. En el trabajo de Hashash *et al.* (2001) se dan recomendaciones para calcular la velocidad y aceleración máximas del terreno en función de la magnitud del sismo, la distancia fuente-sitio y la profundidad del túnel.

Recibido: 29/09/11

Aceptado: 16/05/13

Referencias

- AVILÉS, J. y PÉREZ-ROCHA, L.E. Presiones dinámicas del suelo en lumbreras. *Revista de Ingeniería Sísmica*. Núm. 85, 2011, pp. 1-31.
- FLORES, R. y VASSILEV, V. Seismicity in pipeline design. *Hydraulic Engineering in Mexico*. Vol. XIV, No. 2, May-August, 1999, pp. 49-64.
- HASHASH, Y.M.A., HOOK, J.J., SCHMIDT, B., and YAO, J.I.C. Seismic design and analysis of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*. Vol. 16, 2001, pp. 247-293.
- MDS-CFE. *Manual de diseño de obras civiles: diseño por sismo*. México, D.F.; Comisión Federal de Electricidad e Instituto de Investigaciones Eléctricas, 2008.
- NEWMARK, N.M., Problems in wave propagation in soil and rock. *Proceedings of the International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*. Albuquerque, 1968.
- ST. JOHN, C.M. and ZAHRAH, T.F., Aseismic design of underground structures. *Tunnelling and Underground Space Technology*. Vol. 2, 1987, pp. 165-197.

Dirección institucional de los autores

Dr. Luis Eduardo Pérez-Rocha

Instituto de Investigaciones Eléctricas
Paseo de la Reforma 113
62490 Temixco, Morelos, MÉXICO
Teléfono +52 (777) 3623 811, extensión 7578
lepr@iie.org.mx

Dr. Javier Avilés

Instituto Mexicano de Tecnología del Agua
Paseo Cuauhnáhuac 8532, colonia Progreso
62550 Jiutepec, Morelos, MÉXICO
Teléfono: +52 (777) 3293 600, extensión 864
Fax: +52 (777) 3293 679
javiles@tlaloc.imta.mx