



Revista de Ingeniería Sísmica

ISSN: 0185-092X

javiles@tlaloc.imta.mx

Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica

México

Avilés, Javier; Pérez Rocha, Luis Eduardo

Bases para las nuevas disposiciones reglamentarias sobre interacción dinámica suelo-estructura

Revista de Ingeniería Sísmica, núm. 71, julio-diciembre, 2004, pp. 1-36

Sociedad Mexicana de Ingeniería Sísmica

Distrito Federal, México

Disponible en: <http://www.redalyc.org/articulo.oa?id=61807101>

- ▶ Cómo citar el artículo
- ▶ Número completo
- ▶ Más información del artículo
- ▶ Página de la revista en redalyc.org

redalyc.org

Sistema de Información Científica

Red de Revistas Científicas de América Latina, el Caribe, España y Portugal
Proyecto académico sin fines de lucro, desarrollado bajo la iniciativa de acceso abierto

BASES PARA LAS NUEVAS DISPOSICIONES REGLAMENTARIAS SOBRE INTERACCIÓN DINÁMICA SUELO-ESTRUCTURA

Javier Avilés⁽¹⁾ y Luis Eduardo Pérez-Rocha⁽²⁾

RESUMEN

Se comentan las bases de las nuevas disposiciones reglamentarias para tener en cuenta los efectos de interacción suelo-estructura en las zonas de transición y del lago en la ciudad de México. Se exponen los razonamientos que condujeron a formular el apéndice de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo. Se describen los modelos simplificados usados para estipular los criterios de diseño. Se consideran los efectos de interacción en el periodo y amortiguamiento del modo fundamental de vibración, así como en la ductilidad estructural. Se discuten los conceptos y procedimientos presentados y se plantean sus limitaciones. Se hacen algunas consideraciones sobre las consecuencias de la interacción en el cortante basal y desplazamiento lateral de la estructura. Para facilitar la aplicación de las nuevas recomendaciones normativas, se suministra un programa de cómputo para el caso de cimentaciones someras.

SUMMARY

The basis for the new seismic regulations to account for the effects of soil-structure interaction at the transition and lakebed zones in Mexico City are commented. The reasons that led to formulating the appendix of the Complementary Technical Norms for Earthquake Resistant Design are expounded. The simplified models used to stipulate the design criteria are described. The effects of interaction on the period and damping of the fundamental mode of vibration, as well as on the structural ductility are considered. The concepts and procedures presented are discussed and their limitations are stated. Some considerations regarding the consequences of interaction on the base shear and lateral displacement of the structure are made. To enable the application of the new code provisions, a computer program for the case of shallow foundations is furnished.

INTRODUCCIÓN

La interacción dinámica suelo-estructura consiste en un conjunto de efectos cinemáticos e iniciales producidos en la estructura y el suelo como resultado de la deformabilidad de éste ante excitación sísmica. La interacción modifica las propiedades dinámicas relevantes que tendría la estructura supuesta con base indeformable, así como las características del movimiento del suelo

Artículo recibido el 1 de marzo de 2002 y aprobado para su publicación el 3 de junio de 2004. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

(1) Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Jiutepec 62550, Morelos, javiles@tlaloc.imta.mx

(2) Centro de Investigación Sísmica AC, Carretera al Ajusco 203, Héroes de Padierna, Tlalpan 14200, México DF,
perezrocha63@hotmail.com

en la vecindad de la cimentación. Debido a la excepcional deformabilidad de las arcillas de la ciudad de México, los efectos de sitio e interacción suelo-estructura que se presentan durante temblores intensos alcanzan niveles muy superiores a los usuales en otras ciudades asentadas sobre depósitos de suelo blando (Reséndiz y Roesset, 1986). Pese a que ambos fenómenos se relacionan entre sí, para propósitos de diseño es conveniente tenerlos en cuenta por separado. En particular, las amplificaciones dinámicas del subsuelo adquieren valores extraordinariamente altos cuando los períodos predominantes de la excitación y el suelo son similares. De igual forma, la interacción puede ocasionar considerables incrementos o reducciones de la respuesta estructural, dependiendo de la relación entre los períodos fundamentales de la estructura y el sitio. Específicamente, cuando el periodo efectivo del sistema suelo-estructura se acerca al dominante del suelo tiene lugar el fenómeno de resonancia, haciendo que la respuesta estructural sea excepcionalmente elevada.

Si se considera que la excitación sísmica en la base de la estructura es igual al movimiento de campo libre, es decir el movimiento que se tendría en el suelo en ausencia de la estructura, el efecto de interacción proviene entonces de la inercia y flexibilidad del sistema. Este efecto se conoce como *interacción inercial* y está controlado por el contraste de rigidez entre la estructura y el suelo. El análisis completo de interacción requiere, sin embargo, introducir un efecto adicional debido a la diferencia entre el movimiento de campo libre y la excitación efectiva de la base, el cual puede ser importante para cimentaciones enterradas. Este efecto se origina porque la rigidez de la cimentación le impide ajustarse a las deformaciones del suelo causadas por el movimiento de campo libre, generándose un fenómeno de difracción de ondas que modifica el movimiento del suelo en la proximidad del cimiento. La superposición de las ondas incidentes y reflejadas por la superficie del terreno con las ondas difractadas por el cimiento provoca un movimiento de entrada para la cimentación diferente del movimiento de campo libre. Este efecto se conoce como *interacción cinemática* y depende de la geometría de la cimentación, la estratigrafía del subsuelo y la naturaleza de la excitación sísmica.

Para fines prácticos es recomendable que los efectos de interacción inercial y cinemática se traten de forma independiente. El alargamiento del periodo fundamental, la modificación del amortiguamiento asociado y la reducción de la ductilidad, respecto a los valores de base rígida, son producto de la interacción inercial (Avilés y Pérez-Rocha, 2003). Si el cimiento es suficientemente rígido, la interacción cinemática se manifiesta en una reducción de los movimientos de traslación de la cimentación (filtrado de los componentes de alta frecuencia de la excitación sísmica), así como en la generación de cabeceo y torsión de la cimentación (Luco y Wong, 1987). Se ha observado (Avilés y Pérez-Rocha, 2003) que para la ciudad de México es conservador efectuar sólo el análisis de interacción inercial, siempre que los efectos de sitio sean considerados en la determinación del movimiento de campo libre empleado como movimiento de entrada para la cimentación. Aunque esta excitación no tiene componentes de rotación, generalmente es más desfavorable que la excitación efectiva de la base obtenida de un análisis de interacción cinemática.

El apéndice de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (NTCDS-RCDF, 2003) se ha confinado a considerar los efectos de interacción inercial en sistemas simétricos. Asimismo, los efectos de

interacción cinemática han sido despreciados porque son relativamente menos importantes. No obstante, la influencia del ángulo de incidencia y el tipo de ondas sísmicas puede estimarse de forma práctica como se propone en Avilés et al (2002). Aunque seguramente habrá situaciones en que los efectos de interacción en la respuesta torsional sean dignos de considerarse, aquí no se han tomado en cuenta. Esto obedece a que todavía no se dispone de criterios fidedignos para cuantificarlos en estructuras diseñadas conforme a reglamento. Lo mismo sucede con los efectos de interacción entre estructuras adyacentes, así como con la influencia de la flexibilidad de la cimentación. Actualmente se encuentran en proceso algunas investigaciones tendientes a dilucidar estos efectos, a fin de que puedan incluirse explícitamente en futuras revisiones de las normas.

MODELO INVESTIGADO

Para fines de diseño, los efectos de interacción suelo-estructura suelen tenerse en cuenta exclusivamente en el modo fundamental de vibración (Jennings y Bielak, 1973; Veletsos y Meek, 1974). La contribución de los modos superiores se determina como se establece para estructuras sin interacción. Si la estructura de varios grados de libertad responde esencialmente como un oscilador elemental y si el depósito de suelo estratificado se comporta básicamente como un manto homogéneo, el sistema suelo-estructura puede representarse como se muestra en la fig. 1. El parámetro que refleja las características dinámicas más relevantes del subsuelo es el periodo predominante del sitio, T_s , el cual puede medirse directamente en campo. Las normas admiten que su valor se tome de la fig. 2 o, cuando la importancia de la estructura lo justifique, se determine a partir de ensayos y análisis de dinámica de suelos que tengan en cuenta la estratigrafía y las propiedades del subsuelo en el sitio de emplazamiento. En tal caso, las normas especifican la siguiente expresión:

$$T_s = \frac{4}{\sqrt{g}} \sqrt{\left(\sum_{i=1}^N \frac{d_i}{G_i} \right) \left(\sum_{i=1}^N \gamma_i d_i (x_i^2 + x_i x_{i-1} + x_{i-1}^2) \right)} \quad (1)$$

donde g es la aceleración de la gravedad y N el número de estratos de la formación de suelo; $x_o = 0$ y x_i ($i = 1, 2, \dots, N$) está dada por

$$x_i = \frac{\sum_{j=1}^i d_j / G_j}{\sum_{j=1}^N d_j / G_j} \quad (2)$$

siendo d_i , G_i y γ_i el espesor, módulo de rigidez al corte y peso volumétrico del i -ésimo estrato, respectivamente.

Esta expresión ha sido derivada (Gómez, 2000) por medio del método de Rayleigh, usando una aproximación estática para el modo fundamental del depósito estratificado y haciendo una corrección empírica para predecir correctamente el valor del periodo fundamental de un manto homogéneo. Con ella se subsanan las deficiencias de los actuales criterios, basados en el concepto del promedio de velocidades o lentitudes de los estratos, sin tener en cuenta su disposición en la formación de suelo. Para la aplicación de las ecs. 1 y 2 es necesario que la profundidad de exploración del subsuelo, $H_s = \sum d_i$, se efectúe hasta los depósitos firmes profundos en el sitio de interés, donde la velocidad de ondas de cortante es mayor de 700 m/s; de lo contrario se estará excluyendo la influencia de la deformabilidad del suelo por debajo del nivel de exploración alcanzado.

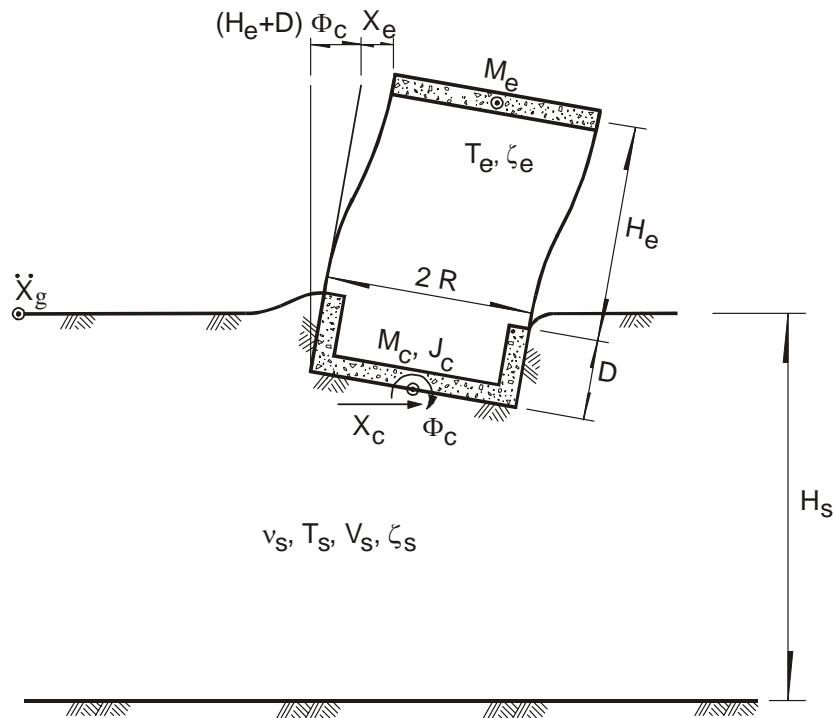


Figura 1. Modelo para considerar los efectos de interacción suelo-estructura en el modo fundamental de vibración; desplazamiento lateral de la estructura relativo al terreno.

El mapa de isoperiodos contenido en las normas ha sido mejorado empleando la información sísmica registrada hasta la fecha por la red acelerométrica de la ciudad de México (RACM), y con la ayuda de un procedimiento probabilista de interpolación (Pérez-Rocha, 1998) que recurre a datos de microtremores en áreas de la cuenca insuficientemente instrumentadas. Puede apreciarse en la fig. 3 que los errores en la estimación del periodo del sitio son menores a medida que se cuenta con mayor información, siendo éstos menores del 5% donde abundan los datos de temblores fuertes, pero mayores del 30% donde son escasos.

Por lo que respecta a la estructura, los parámetros T_e y ζ_e son respectivamente el periodo fundamental y la fracción de amortiguamiento para las condiciones elástica y de base rígida, en la

dirección de análisis. En tanto que M_e y H_e son la masa y altura efectivas correspondientes al modo fundamental, respectivamente. Estos parámetros se obtienen al igualar el cortante basal y momento de volteo modales de la estructura de N grados de libertad con los valores respectivos de un oscilador simple. Esta equivalencia conduce a las siguientes expresiones contenidas en las normas:

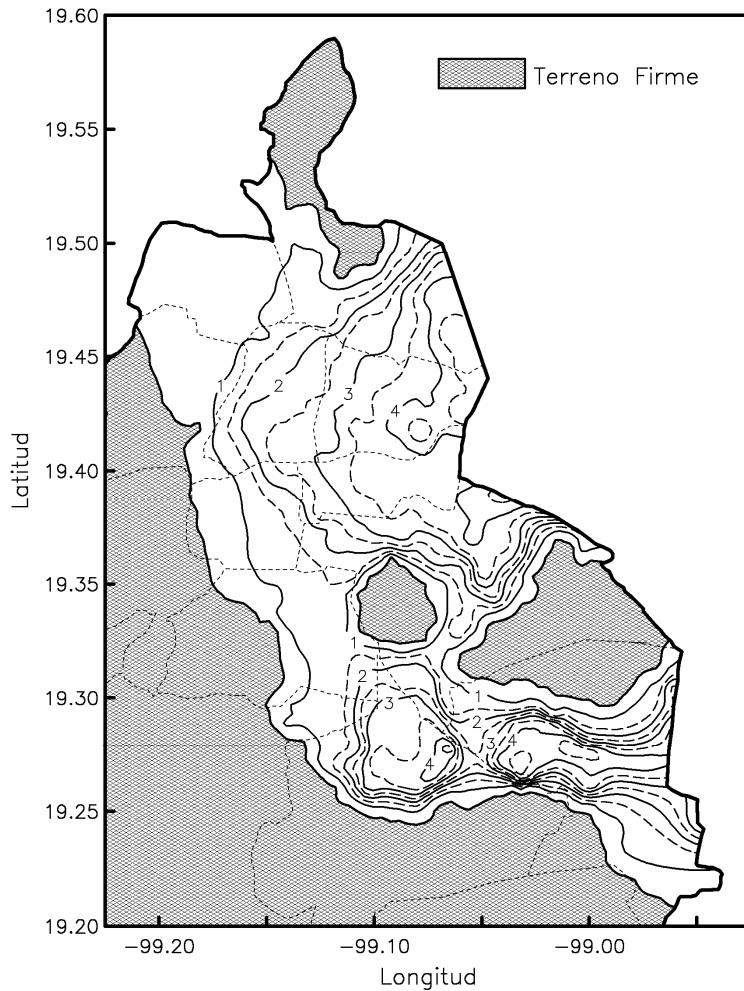


Figura 2. Periodos predominantes del suelo en la ciudad de México, en segundos.

$$M_e = \frac{\left(\sum_{i=1}^N M_i \phi_i \right)^2}{\sum_{i=1}^N M_i \phi_i^2} \quad (3)$$

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^N M_i \phi_i h_i}{\sum_{i=1}^N M_i \phi_i} \quad (4)$$

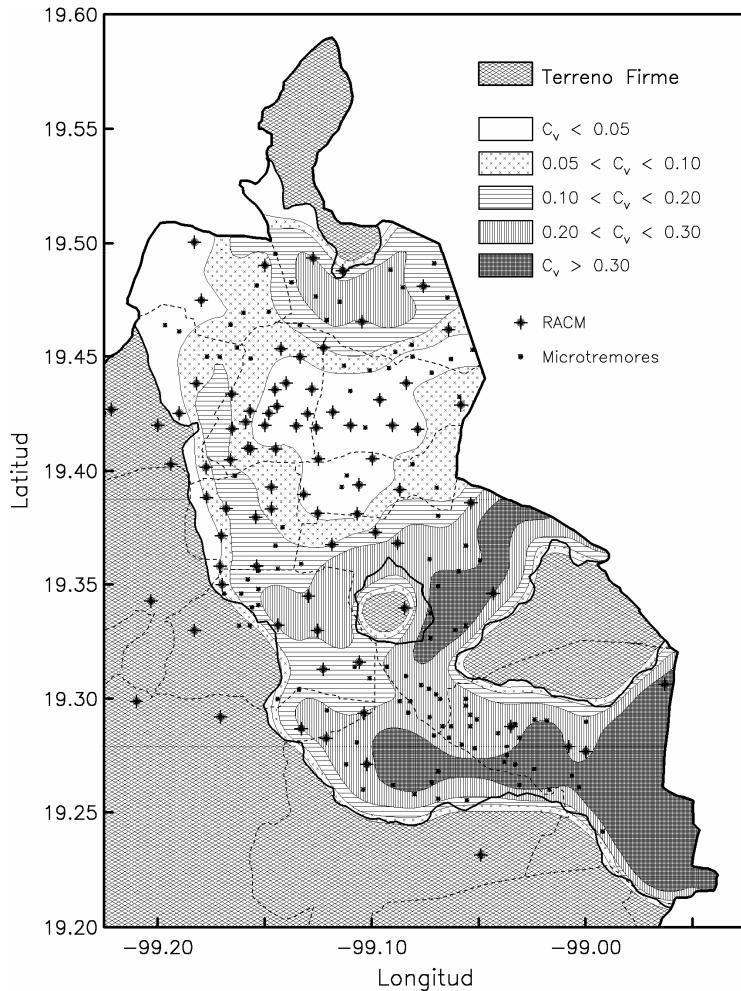


Figura 3. Coeficientes de variación esperados en la estimación del periodo dominante del suelo.

donde h_i , M_i y ϕ_i son respectivamente la altura, masa y amplitud del modo fundamental correspondientes al i -ésimo nivel sobre el desplante. Cuando se utilice el método estático de análisis sísmico, los valores de la masa y altura efectivas pueden aproximarse como $M_e = 0.7M_t$, y $H_e = 0.7H_t$, siendo M_t y H_t la masa y altura totales de la estructura, respectivamente, excepto para construcciones de un solo nivel en que se toman los valores totales. Pese a que en este método no se requiere del modo fundamental, es posible mejorar la estimación de M_e y H_e tomando ϕ_i igual al desplazamiento lateral del i -ésimo nivel debido a las fuerzas sísmicas calculadas estáticamente.

Si el suelo se reemplaza por los resortes lineales $K_x(\omega)$ y $K_r(\omega)$ y por los amortiguadores viscosos $C_x(\omega)$ y $C_r(\omega)$, dependientes de la frecuencia de excitación ω , el sistema por analizar ante el movimiento de campo libre \ddot{X}_g queda representado como se indica en la fig. 4. Consta de tres grados de libertad definidos por la deformación de la estructura, X_e , y por el desplazamiento y rotación de la cimentación, X_c y Φ_c , respectivamente. Carece de modos naturales clásicos de vibración porque el amortiguamiento del suelo es no proporcional, lo que impide realizar el análisis del sistema mediante superposición modal convencional. Pese a que el análisis puede implementarse usando un método paso a paso que tenga en cuenta explícitamente el comportamiento no lineal de la estructura, para propósitos prácticos es más conveniente recurrir al uso de espectros de respuesta estándar de campo libre en combinación con las propiedades dinámicas relevantes de la estructura modificada por interacción. Aquí nos confinaremos a explicar los criterios que condujeron a las disposiciones reglamentarias para interacción dinámica suelo-estructura, asumiendo que la cimentación es relativamente rígida y que el suelo en sus inmediaciones se mantiene esencialmente en el intervalo lineal. En la literatura (Wolf, 1985 y 1988) existen métodos para considerar la flexibilidad de la cimentación y el comportamiento inelástico del suelo.

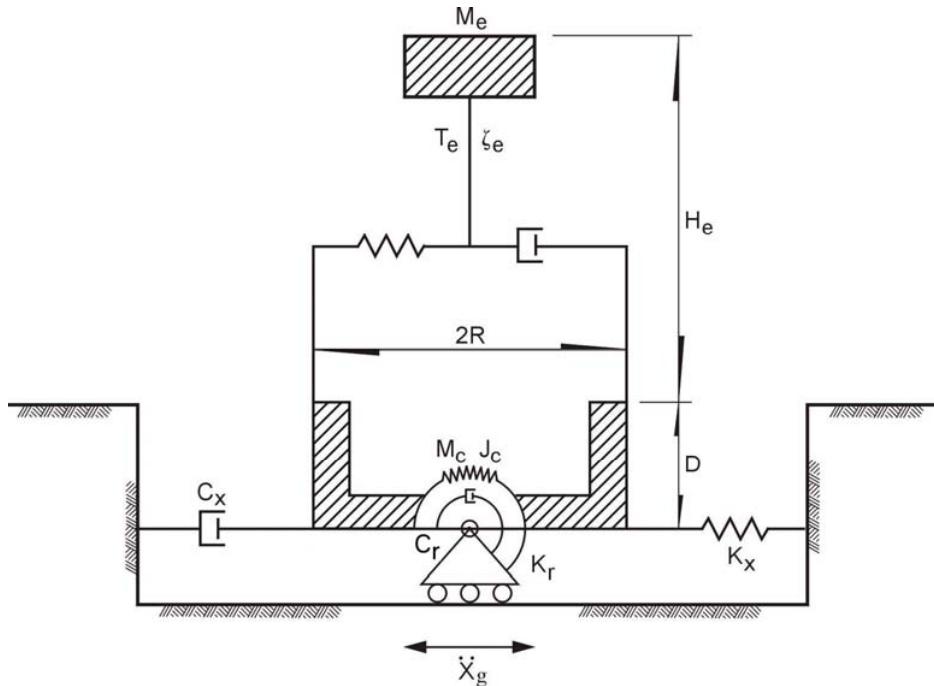


Figura 4. Modelo de parámetros discretos para el análisis de interacción suelo-estructura.

Se ha identificado (Avilés y Pérez-Rocha, 1996) que los parámetros adimensionales del sistema que controlan los efectos de interacción son, en orden de importancia, la rigidez relativa de la estructura y el suelo, $H_e T_s / H_s T_e$; la relación de esbeltez de la estructura, H_e/R ; la relación de enterramiento de la cimentación, D/R ; y la profundidad normalizada del estrato, H_s/R ,

siendo R el radio de un círculo equivalente a la superficie de desplante de la cimentación, con igual área o igual momento de inercia que dicha superficie. A los demás parámetros del sistema les asignamos para fines de cálculo los siguientes valores representativos: $\zeta_e = 0.05$ y $\zeta_s = 0.03$, para los amortiguamientos de la estructura y el suelo; $v_s = 0.45$, para la relación de Poisson del suelo; $M_c/M_e = 0.25$, para la relación de masas entre la cimentación y la estructura; $J_c/M_e(H_e + D)^2 = 0.05$; para la relación de momentos de inercia de masa entre la cimentación y la estructura; y $M_e/\rho_s \pi R^2 H_e = 0.15$, para la densidad relativa de la estructura y el suelo, donde $\rho_s = G_s/V_s^2$ es la densidad de masa del subsuelo, siendo $V_s = 4H_s/T_s$ la velocidad media del sitio.

Cabe destacar que los valores de ζ_s , v_s y G_s se obtendrán a partir de estudios locales de mecánica de suelos, y corresponderán a las condiciones de esfuerzo y deformación que prevalezcan durante el sismo de diseño. Han de interpretarse como valores medios del suelo de soporte para la región de influencia de las fuerzas que actúan sobre la cimentación, la cual se extiende hasta una profundidad alrededor de $4R$ debajo de la profundidad de desplante para movimiento de traslación y alrededor de $1.5R$ para movimiento de cabeceo.

EFFECTOS EN EL PERIODO Y AMORTIGUAMIENTO

El alargamiento del periodo es producto de la deformabilidad del medio de soporte. En tanto que la modificación del amortiguamiento resulta de la capacidad del suelo para disipar energía no sólo por comportamiento histerético (amortiguamiento material) y radiación de ondas (amortiguamiento geométrico), sino también por la difracción de las ondas incidentes por la cimentación. En vista de que el cabeceo de la cimentación puede incrementar la respuesta relativa del edificio y por consiguiente reducir el amortiguamiento, es factible que el amortiguamiento del conjunto suelo y estructura llegue a ser menor que el amortiguamiento de la estructura sola, a menos que la reducción del amortiguamiento estructural ocasionada por la excitación adicional de cabeceo sea compensada con la contribución del amortiguamiento del suelo. Este efecto suele ocurrir en estructuras esbeltas que son las más sensibles al cabeceo de la cimentación (ver fig. 6 para $H_e/R = 5$ y $0.2 < H_e T_s / H_s T_e < 1.8$).

Los criterios de interacción de las normas consideran tanto el alargamiento del periodo debido a la deformabilidad del suelo como la modificación del amortiguamiento producto del comportamiento histerético y la radiación de ondas en el suelo. De esta forma se tiene en cuenta la interacción inercial solamente; la interacción cinemática es reconocida implícitamente restringiendo la posible reducción del amortiguamiento al valor nominal de 5% considerado en los espectros de diseño reglamentarios. Las modificaciones del periodo y amortiguamiento pueden calcularse usando una analogía con un oscilador de reemplazo, cuya respuesta resonante sea igual a la de la estructura con base flexible, para la misma excitación armónica de la base. Como la masa del oscilador se toma igual a la de la estructura, esta equivalencia se logra igualando la seudoaceleración máxima y el periodo resonante del sistema acoplado con los valores correspondientes del oscilador de reemplazo. La ventaja práctica de este enfoque reside

en que la máxima respuesta estructural puede estimarse por medio de espectros de respuesta estándar de campo libre, usando el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema.

Evaluación rigurosa

Si procedemos a analizar rigurosamente el sistema acoplado de la fig. 4, considerando excitación armónica de la base, habremos de calcular su función de transferencia $S(\omega) = \omega_e^2 X_e / \dot{X}_g$ que relaciona la seudoaceleración estructural entre la aceleración de campo libre en la superficie del terreno, siendo $\omega_e = 2\pi/T_e$ la frecuencia fundamental de base rígida. Así, el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema, \tilde{T}_e y $\tilde{\zeta}_e$, se determinan usando las siguientes expresiones (Avilés y Pérez-Rocha, 1996):

$$\tilde{T}_e = \sqrt{1 - 2\tilde{\zeta}_e^2} T_{res} \quad (5)$$

$$\tilde{\zeta}_e = \frac{1}{\sqrt{2}} \left(1 - \sqrt{\frac{S_{res}^2 - 1}{S_{res}^2}} \right)^{1/2} \quad (6)$$

donde T_{res} es el periodo resonante y S_{res} la respuesta máxima medidos en la función de transferencia del sistema acoplado. El uso de estas expresiones en lugar de $\tilde{T}_e = T_{res}$ y $\tilde{\zeta}_e = 1/2S_{res}$ obedece a que los valores del amortiguamiento efectivo pueden exceder considerablemente al amortiguamiento estructural que comúnmente es muy bajo, por lo que los términos de amortiguamiento de segundo orden no pueden despreciarse.

Con esta analogía se logra, en general, una excelente coincidencia entre las respuestas armónicas de la estructura real y el oscilador de reemplazo. La concordancia entre las respuestas máximas ante excitación transitoria también es satisfactoria, como habrá de mostrarse posteriormente. No obstante, como la función de transferencia del sistema acoplado no es exactamente la de un oscilador elemental, el concepto de periodo y amortiguamiento efectivos está restringido en algunos casos. Esta limitación se ha observado para estructuras bajas con cimentación enterrada en estratos someros, como se ilustra en la fig. 5 para cierta combinación de los parámetros del sistema. Se aprecia que la forma de la función de transferencia del sistema acoplado no puede ser ajustada por medio de la función de transferencia de un oscilador elemental cuando el contraste de rigidez entre la estructura y el suelo es considerable, $H_e T_s / H_s T_e \geq 1.5$. Esto es debido al ensanchamiento que sufre la función de transferencia en sistemas altamente amortiguados. Se espera, sin embargo, que esta condición aparezca sólo en casos excepcionales.

Evaluación aproximada

En aplicaciones de ingeniería es aceptable determinar el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema en forma aproximada. Si se desprecian la masa de la cimentación M_c y su momento de

inercia J_c , parámetros que tienen poca influencia en el alargamiento del periodo y la modificación del amortiguamiento, las ecuaciones de movimiento del sistema se simplifican notablemente. Con base en los resultados derivados de esta simplificación (Avilés y Pérez-Rocha, 1996) y haciendo algunas consideraciones de naturaleza empírica, se ha estipulado en las normas que el periodo efectivo del sistema se calcule como

$$\tilde{T}_e = (T_e^2 + T_x^2 + T_r^2)^{1/2} \quad (7)$$

donde:

$$T_x = 2\pi \left(\frac{M_e}{K_x} \right)^{1/2} \quad (8)$$

$$T_r = 2\pi \left(\frac{M_e(H_e + D)^2}{K_r} \right)^{1/2} \quad (9)$$

son los periodos naturales que tendría la estructura si fuera infinitamente rígida y su base sólo se pudiera trasladar o balancear, respectivamente.

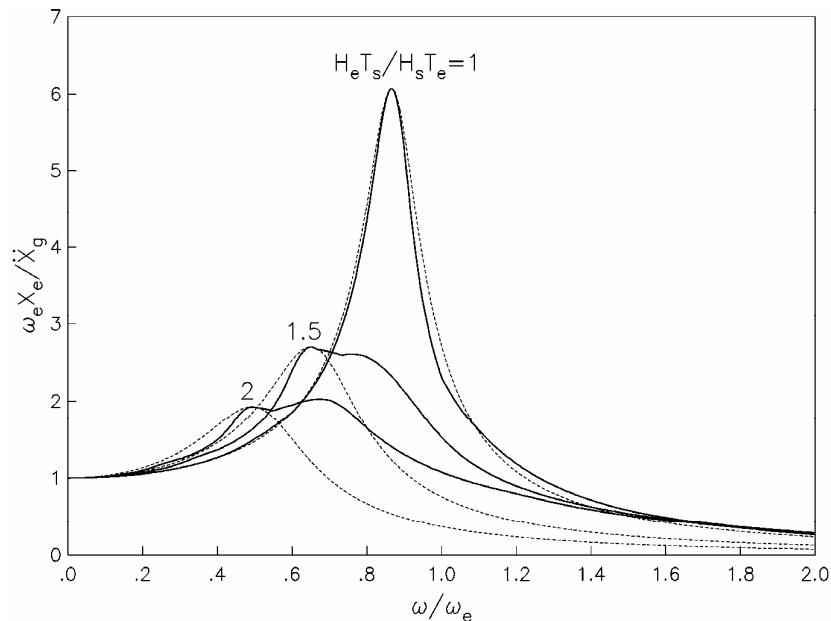


Figura 5. Funciones de transferencia para el sistema acoplado (línea continua) y el oscilador de reemplazo (discontinua); $H_e/R = 1$, $D/R = 1$ y $H_s/R = 2$.

Los parámetros K_x y K_r representan las rigideces de la cimentación en la dirección que se analiza la estructura: K_x es la rigidez de translación, definida como la fuerza horizontal necesaria

para producir un desplazamiento armónico unitario del cimiento, mientras que K_r es la rigidez de rotación, definida como el momento necesario para producir una rotación armónica unitaria del cimiento.

Por su parte, el amortiguamiento efectivo del sistema ha de calcularse, según las normas, como

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_x \left(\frac{T_e}{\tilde{T}_e} \right)^3 + \frac{\zeta_x}{1+2\zeta_x^2} \left(\frac{T_x}{\tilde{T}_e} \right)^2 + \frac{\zeta_r}{1+2\zeta_r^2} \left(\frac{T_r}{\tilde{T}_e} \right)^2 \quad (10)$$

donde:

$$\zeta_x = \frac{\pi C_x}{\tilde{T}_e K_x} \quad (11)$$

$$\zeta_r = \frac{\pi C_r}{\tilde{T}_e K_r} \quad (12)$$

son los coeficientes de amortiguamiento del suelo en los modos de traslación y rotación, respectivamente. Los parámetros C_x y C_r representan los amortiguamientos de la cimentación en la dirección que se analiza la estructura; se definen como la fuerza y el momento requeridos para producir una velocidad armónica unitaria del cimiento en traslación horizontal y en rotación, respectivamente.

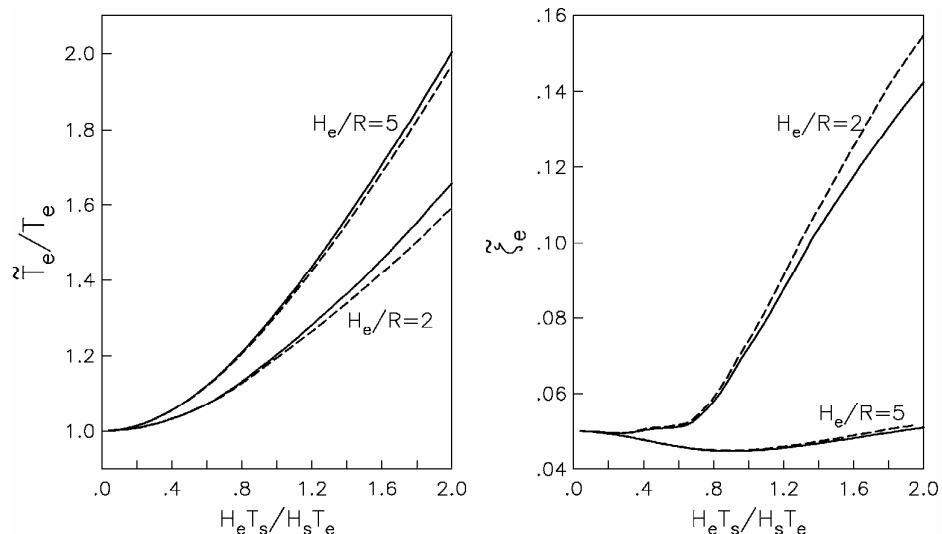


Figura 6. Comparación entre las soluciones rigurosa (línea continua) y aproximada (discontinua) para el periodo y amortiguamiento efectivos de sistemas con $D/R = 0.5$ y $H_s/R = 6$.

Con rigor, el periodo efectivo del sistema debería calcularse mediante iteraciones porque los resortes K_x y K_r tienen que ser evaluados para una excitación armónica de frecuencia $\omega = \tilde{\omega}_e = 2\pi/\tilde{T}_e$, siendo $\tilde{\omega}_e = 2\pi/\tilde{T}_e$ la frecuencia efectiva del sistema. No obstante, una aproximación razonable se obtiene usando los valores correspondientes a la frecuencia fundamental de base rígida. El amortiguamiento efectivo del sistema se determina directamente una vez conocido su periodo efectivo. La capacidad de predicción de las ecs. 7 y 10 se ilustra en la fig. 6 mediante la comparación entre las soluciones rigurosa y aproximada de \tilde{T}_e y $\tilde{\zeta}_e$ para una combinación dada de los parámetros del sistema. El grado de acuerdo tanto en el periodo como en el amortiguamiento es satisfactorio para fines de ingeniería. Una calibración con soluciones aproximadas desarrolladas por otros autores ha sido documentada en Avilés y Pérez-Rocha (1996). La verificación con respecto a valores observados en estructuras instrumentadas también ha sido documentada, ver por ejemplo Murià y Treviño (1993). Todo ello justifica el uso de estas fórmulas en edificios diseñados conforme a reglamento.

Si bien la importancia de la interacción depende de las características tanto del sistema acoplado como de la excitación sísmica, Avilés y Pérez-Rocha (1996) han mostrado que su influencia en el periodo y amortiguamiento resulta ser despreciable para $H_e T_s / H_s T_e < 0.4$. En este caso es posible analizar la estructura como si estuviera apoyada rígidamente, pues los mayores cambios por interacción son apenas del orden de 10%, sin implicaciones prácticas significativas. De ahí que en las normas se haya estipulado que el análisis de interacción pueda omitirse cuando se cumpla la condición

$$\frac{T_e}{T_s} \frac{H_s}{H_e} > 2.5 \quad (13)$$

donde H_s puede tomarse directamente del no actualizado mapa de isoprofundidades contenido en las normas, o bien estimarse a partir de la siguiente correlación empírica recientemente propuesta en Aguilar et al (2003):

$$H_s = 31(T_s - 0.5)^{1/2} \quad (14)$$

En esta expresión, el periodo dominante del suelo está en segundos y el espesor de los depósitos compresibles en metros.

RESORTES Y AMORTIGUADORES EQUIVALENTES DEL SUELO

Es usual en la práctica evaluar los efectos de interacción reemplazando al suelo por resortes y amortiguadores constantes. El estado actual del conocimiento permite, sin embargo, realizar el análisis de interacción usando el concepto de función de impedancia o rigidez dinámica del suelo. Las técnicas modernas sustituyen al suelo por resortes y amortiguadores que dependen de la frecuencia de excitación, considerando además aspectos como la profundidad de desplante de la cimentación y el perfil estratigráfico del subsuelo.

La rigidez dinámica del suelo se define como la relación en estado estacionario entre la fuerza (momento) excitadora y el desplazamiento (rotación) resultante en la dirección de la fuerza, para una cimentación rígida carente de masa y excitada armónicamente. Estas funciones son de tipo complejo y dependientes de la frecuencia de excitación. Matemáticamente expresan, la parte real, la rigidez e inercia del suelo y, la imaginaria, los amortiguamientos material y geométrico del suelo. Físicamente representan los resortes y amortiguadores equivalentes de la cimentación.

La rigidez dinámica del suelo suele expresarse en términos de la rigidez estática K_m^o y los coeficientes de rigidez k_m y amortiguamiento c_m , de la forma (Gazetas, 1991):

$$\tilde{K}_m = K_m^o [k_m(\eta) + i\eta c_m(\eta)](1 + i2\zeta_s) \quad (15)$$

donde $\eta = \omega R/V_s$ es la frecuencia adimensional y $m = x, r$ indica el modo de vibración de la cimentación, que puede ser de traslación o rotación. El factor $(1 + i2\zeta_s)$ intenta aislar el efecto del amortiguamiento material del suelo.

Por otra parte, si K_m representa el resorte y C_m el amortiguador equivalentes de la cimentación, la rigidez dinámica del suelo se definen alternativamente como

$$\tilde{K}_m = K_m(\omega) + i\omega C_m(\omega) \quad (16)$$

Igualando las partes real e imaginaria de las ecs. 15 y 16, se encuentran las siguientes relaciones:

$$K_m = K_m^o(k_m - 2\zeta_s \eta c_m) \quad (17)$$

$$C_m = K_m^o(\eta c_m + 2\zeta_s k_m)/\omega \quad (18)$$

El término K_m representa un resorte lineal que expresa tanto la rigidez como la inercia del suelo; la dependencia de la frecuencia se debe a su influencia en la inercia, puesto que la rigidez del suelo es esencialmente independiente de la frecuencia. En tanto que el término C_m representa un amortiguador viscoso que expresa los amortiguamientos material y geométrico del suelo; el primero es básicamente independiente de la frecuencia y se debe al comportamiento histerético, mientras que el segundo es dependiente de la frecuencia y se debe a la radiación de ondas.

La rigidez dinámica del suelo así definida está restringida a modelos elástico-lineales. No obstante, una forma práctica de tener en cuenta aproximadamente el comportamiento no lineal del suelo consiste en estimar sus propiedades de rigidez y amortiguamiento que sean compatibles con las deformaciones causadas por el movimiento de campo libre. Las no-linealidades adicionales debidas a las deformaciones producidas por el movimiento de la estructura pueden despreciarse, ya que para temblores intensos la mayor parte del comportamiento inelástico del

suelo se debe a la excitación sísmica y no a la interacción suelo-estructura (Roessel y Scaletti, 1979). De hecho, el enfoque de diseño debería satisfacer el requisito práctico de evitar la deformación inelástica en el contacto suelo-cimentación.

Para el cálculo riguroso de rigideces dinámicas puede recurrirse a un eficiente método de elementos finitos desarrollado por Tassoulas y Kausel (1983) para cimentaciones axisimétricas enterradas en depósitos de suelo estratificado. Su principal ventaja radica en el uso de hiperelementos que se discretizan sólo en la dirección vertical, así como de fronteras transmisoras consistentes que reproducen de forma exacta el comportamiento físico del medio infinito en la dirección horizontal. Aplicando este método se ha elaborado un compendio de tablas (MDS-CFE, 1993) para las rigideces estáticas y los coeficientes de rigidez y amortiguamiento de cimentaciones circulares enterradas en un estrato homogéneo con base rígida, considerando una amplia gama de valores de v_s , D/R y H_s/R e incluyendo los casos de contacto nulo y contacto total entre el suelo y las paredes de la cimentación.

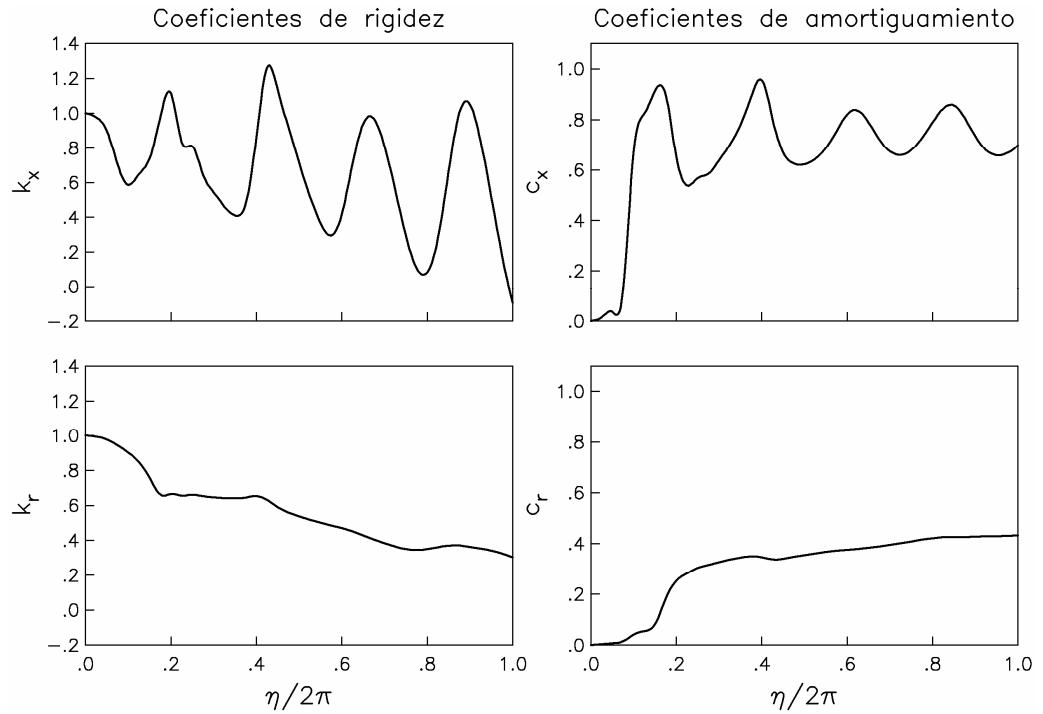


Figura 7. Coeficientes de rigidez y amortiguamiento para los modos de traslación horizontal (arriba) y cabeceo (abajo), para una cimentación enterrada con $D/R = 0.5$ en un estrato somero con $H_s/R = 3$.

Un efecto de gran importancia que frecuentemente pasan por alto los ingenieros de la práctica es que para un depósito de suelo existen frecuencias críticas debajo de las cuales el amortiguamiento por radiación no es activado (Meek y Wolf, 1991). Este efecto es más evidente para el modo de cabeceo que para el de traslación horizontal, como se aprecia en la fig. 7 para una cimentación enterrada en un estrato somero. Para frecuencias menores que la primera

frecuencia resonante del estrato, los valores del amortiguamiento son muy bajos ya que reflejan la pérdida de energía sólo por amortiguamiento histerético; el amortiguamiento por radiación es prácticamente nulo en este intervalo. Destacan también las reducciones de los coeficientes de rigidez con la frecuencia de excitación debido a su influencia en la inercia del suelo, así como las oscilaciones de los coeficientes de rigidez y amortiguamiento debido a las frecuencias naturales del suelo.

Las frecuencias críticas de un estrato uniforme están definidas por las frecuencias fundamentales en vibración transversal y vertical, según se trate de oscilaciones de la cimentación en traslación horizontal o cabeceo, respectivamente. Esto se debe a que las oscilaciones de traslación horizontal generan principalmente ondas *S*, mientras que las de cabeceo originan primordialmente ondas *P*. Las frecuencias fundamentales adimensionales para ondas de corte y compresión están dadas por (MDS-CFE, 1993)

$$\eta_s = \frac{\pi}{2} \frac{R}{H_s} \quad (19)$$

$$\eta_p = \eta_s \left(\frac{2(1-v_s)}{1-2v_s} \right)^{1/2} \quad (20)$$

En la tabla 1 se resumen las expresiones para calcular la rigidez dinámica del suelo. Se han despreciado las condiciones de contacto entre el suelo y las paredes de la cimentación; por ejemplo, la separación de las paredes en el caso de cajones o el remoldeo del suelo durante el hincado de pilotes. Los coeficientes de amortiguamiento dados en esta tabla presentan saltos alrededor de las frecuencias resonantes del estrato, que reflejan el efecto de las frecuencias críticas en el amortiguamiento por radiación (ver fig. 7).

Tipos de cimentación

Dependiendo del tipo de cimentación, los valores de los resortes elásticos y amortiguadores viscosos en sustitución del suelo pueden calcularse con las expresiones que se consignan en la tabla 1. Dichas expresiones están basadas en los resultados reportados por Gazetas (1991) y Sieffert y Cevaer (1992). Debido al gran contraste de rigidez entre el manto superficial y el estrato profundo en que se apoya, las rigideces dinámicas casi no se ven afectadas si se considera la deformabilidad de este último. El error que se introduce al despreciar este efecto puede compensarse usando un amortiguamiento del suelo ligeramente mayor que su valor real.

Los criterios especificados se aplican directamente a losas o cajones de cimentación, así como a cimentaciones a base de zapatas corridas con dimensión mayor en la dirección de análisis, siempre que posean suficiente rigidez y resistencia como para suponer que se desplazan como cuerpo rígido. Para cimentaciones a base de zapatas aisladas o de zapatas corridas con dimensión menor en la dirección de análisis, la rigidez dinámica del conjunto se determina sumando las contribuciones de las zapatas individuales según las siguientes expresiones:

$$K_x^c = \sum_{i=1}^N K_{xi} \quad \text{y} \quad C_x^c = \sum_{i=1}^N C_{xi} \quad (21)$$

$$K_r^c = \sum_{i=1}^N x_i^2 K_{vi} \quad \text{y} \quad C_r^c = \sum_{i=1}^N x_i^2 C_{vi} \quad (22)$$

en las que el índice i denota valores correspondientes a la i -ésima zapata; los parámetros K_{vi} y C_{vi} representan respectivamente la rigidez y amortiguamiento de la zapata en traslación vertical y x_i es la distancia en la dirección de análisis entre el centroide de la zapata y el eje centroidal de la planta de cimentación. Estos resortes y amortiguadores están referidos al centroide de dicha planta y en ellos se ha despreciado la contribución de los componentes individuales de cabeceo.

Tabla 1. Rigideces y amortiguamientos de cimentaciones someras o con pilotes

Cimentaciones someras	$K_m = K_m^o (k_m - 2\zeta_s \eta_m c_m) \quad \text{y} \quad C_m = K_m^o (\eta_m c_m + 2\zeta_s k_m)/\omega$ $m = x, v, r \quad \text{y} \quad \omega = \text{frecuencia de interés}$	$\eta_m = \omega R_m/V_s$; donde $V_s = 4H_s/T_s$ y $R_v = R_s$ Parámetros de frecuencia: $\eta_s = \pi R_s/2H_s$ $\eta_p = [2(1 - v_s)/(1 - 2v_s)]^{1/2} \pi R_s/2H_s$	
Modo de vibración	Rigidez estática	Coeficiente de rigidez	Coeficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_s^o = \frac{8G_s R_s}{2 - v_s} \left(1 + \frac{R_s}{2H_s} \right) \left(1 + \frac{2D}{3R_s} \right) \left(1 + \frac{5D}{4H_s} \right)$	$k_s = 1$	$c_s = \frac{0.65\zeta_s \eta_{ss}}{1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{ss}^2}; \text{ si } \eta_{ss} = \eta_s/\eta_s \leq 1$ $c_s = 0.576; \text{ si } \eta_{ss} = \eta_s/\eta_s > 1$
Vertical	$K_v^o = \frac{4G_s R_s}{1 - v_s} \left(1 + 1.28 \frac{R_s}{H_s} \right) \left(1 + \frac{D}{2R_s} \right) \left(1 + \left(0.85 - 0.28 \frac{D}{R_s} \right) \frac{D/H_s}{1 - D/H_s} \right)$	$k_v = 1$	$c_v = 0; \text{ si } \eta_v < \eta_p$ $c_v = 0.85 \frac{1 + 1.85(1 - v_s)D/R_s}{1 + 0.5D/R_v}; \text{ si } \eta_v \geq \eta_p$
Cabeceo	$K_r^o = \frac{8G_s R_s^3}{3(1 - v_s)} \left(1 + \frac{R_s}{6H_s} \right) \left(1 + \frac{2D}{R_s} \right) \left(1 + 0.71 \frac{D}{H_s} \right)$	$k_r = 1 - 0.2\eta_r$	$c_r = \frac{0.5\zeta_s \eta_{rp}}{1 - (1 - 2\zeta_s)\eta_{rp}^2}; \text{ si } \eta_{rp} = \eta_r/\eta_p \leq 1$ $c_r = \frac{0.3\eta_r^2}{1 + \eta_r^2}; \text{ si } \eta_{rp} = \eta_r/\eta_p > 1$
Cimentaciones con pilotes	$K_m = K_m^o k_m \quad \text{y} \quad C_m = 2K_m^o c_m/\omega$ $m = x, v \quad \text{y} \quad \omega = \text{frecuencia de interés}$	$\eta = \omega d/V_s$; donde $V_s = 4H_s/T_s$ Parámetros de frecuencia: $\eta_s = \pi d/2H_s$ $\eta_p = 3.4\eta_s/\pi(1 - v_s)$	
Modo de vibración	Rigidez estática	Coeficiente de rigidez	Coeficiente de amortiguamiento
Horizontal	$K_s^o = dE_s \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.21}$	$k_s = 1$	$c_s = 0.8\zeta_s; \text{ si } \eta \leq \eta_s$ $c_s = 0.8\zeta_s + 0.175(E_p/E_s)^{0.17}\eta; \text{ si } \eta > \eta_s$
Vertical	$K_v^o = 1.9dE_s \left(\frac{L}{d} \right)^{0.67}$	$k_v = 1; \text{ si } L/d < 15$ $k_v = 1 + \sqrt{\eta}; \text{ si } L/d \geq 50$ Interpolar linealmente para $15 \leq L/d < 50$	$c_v = 0; \text{ si } \eta \leq \eta_p$ $c_v = \frac{0.413}{1 + v_s} \left(\frac{L}{d} \right)^{0.33} \left(1 - e^{-(E_p/E_s)(L/d)^{-2}} \right) \eta^{0.8}; \text{ si } \eta > 1.5\eta_p$ Interpolar linealmente para $\eta_p < \eta \leq 1.5\eta_p$

Para cimentaciones con pilotes se dispone de pocas soluciones confiables que permitan evaluar sencillamente las rigideces y amortiguamientos de pilotes individuales. En la tabla 1 se consignan expresiones para pilotes de fricción, las cuales son aplicables sólo a pilotes flexibles en que $L_p > L_c$, siendo L_p la longitud del pilote y

$$L_c = 2d \left(\frac{E_p}{E_s} \right)^{0.25} \quad (23)$$

su longitud activa, es decir, la longitud a lo largo de la cual el pilote transmite carga al suelo. El cociente E_p/E_s mide la relación entre los módulos de elasticidad del pilote y el suelo, y d es el diámetro del pilote. No se dispone de ninguna teoría confiable que permita evaluar de manera práctica las rigideces y amortiguamientos de pilotes de punta o pilas, por lo que se adoptaron los mismos criterios toscamente aproximados de las normas anteriores, que consideran el cálculo de la rigidez axial de estos elementos como una combinación en serie de las rigideces del pilote y el suelo de soporte. De ahí la necesidad de investigar sobre este asunto a la brevedad posible.

Efecto de grupo de pilotes

En un arreglo de pilotes conectados a una losa rígida es recomendable tener en cuenta el efecto de grupo debido a la interacción entre pilotes a través del suelo. En tal caso cabe acudir, por ejemplo, a un eficiente procedimiento de superposición propuesto en Dobry y Gazetas (1988) para pilotes de fricción, usando factores de interacción dinámica que reflejan la influencia de un pilote activo sobre otro pasivo, exactamente como se hace con los factores de interacción estática introducidos por Poulos (1968).

Los factores de interacción dinámica entre dos pilotes separados una distancia S entre ejes suelen aproximarse, para los diferentes modos de vibración, mediante las siguientes expresiones (Gazetas et al, 1991):

$$\alpha_h(\theta^\circ) = \alpha_h(0^\circ)\cos^2 \theta + \alpha_h(90^\circ)\sin^2 \theta \quad (24)$$

$$\alpha_h(0^\circ) = \left(\frac{2S}{d} \right)^{-1/2} e^{-\zeta_s \omega S/V_p} e^{-i\omega S/V_p} \quad \text{y} \quad \alpha_h(90^\circ) = \alpha_v \quad (25)$$

$$\alpha_v = \left(\frac{2S}{d} \right)^{-1/2} e^{-\zeta_s \omega S/V_s} e^{-i\omega S/V_s} \quad (26)$$

donde $V_p = 3.4V_s/\pi(1-v_s)$ es la velocidad análoga de Lysmer, en tanto que θ es el ángulo entre la línea que une los dos pilotes y la dirección de la fuerza aplicada.

Modo de traslación horizontal

Conocida la rigidez dinámica de un pilote individual y los factores de interacción dinámica entre dos pilotes, el cálculo de la rigidez dinámica de un grupo de pilotes puede efectuarse aplicando el principio de superposición. Sea X_i el desplazamiento horizontal de un pilote i perteneciente a un grupo de N pilotes. Según este principio, el desplazamiento del pilote es el debido a su propia carga más los incrementos debidos a las ondas generadas por los otros pilotes del grupo, esto es:

$$X_i = \sum_{j=1}^N \alpha_h(i, j) X_{jj} \quad (27)$$

donde $\alpha_h(i, j) = X_{ij}/X_{jj}$ se obtiene de las ecs. 24 y 25, siendo igual a uno cuando $i = j$. Nótese que X_{ij} es el desplazamiento del pilote pasivo i debido al desplazamiento X_{jj} del pilote activo j .

Por definición de rigidez dinámica, el desplazamiento de un pilote aislado bajo su propia carga se determina como

$$X_{jj} = \frac{F_j}{\tilde{K}_x} \quad (28)$$

Sustituyendo la ec. 28 en la ec. 27, se tiene que

$$X_i = \frac{1}{\tilde{K}_x} \sum_{j=1}^N \alpha_h(i, j) F_j \quad (29)$$

Repetiendo la ec. 29 para los N pilotes del arreglo nos conduce a la siguiente ecuación matricial:

$$\begin{bmatrix} 1 & \alpha_h(1,2) & \cdots & \alpha_h(1,N) \\ \alpha_h(2,1) & 1 & \cdots & \alpha_h(2,N) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \alpha_h(N,1) & \alpha_h(N,2) & \cdots & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ \vdots \\ F_N \end{Bmatrix} = \tilde{K}_x \begin{Bmatrix} X_1 \\ X_2 \\ \vdots \\ X_N \end{Bmatrix} \quad (30)$$

Resolviendo la ec. 30 imponiendo un desplazamiento unitario del grupo, $X_i = 1$ para todo i , se encuentra que la fuerza necesaria en cada pilote para cumplir dicha condición está dada por

$$F_i = \tilde{K}_x \sum_{j=1}^N v_h(i, j) \quad (31)$$

donde $v_h(i, j)$ es un elemento de la inversa de la matriz $[\alpha_h(i, j)]$. De esta forma, la rigidez dinámica del grupo de pilotes es simplemente la suma de estas fuerzas, esto es:

$$\tilde{K}_x^g = \sum_{i=1}^N F_i = \tilde{K}_x \sum_{i=1}^N \sum_{j=1}^N v_h(i, j) \quad (32)$$

Modo de cabeceo

La rigidez dinámica de grupo para el modo de cabeceo puede derivarse mediante un análisis similar al anterior, en que la ec. 30 es reemplazada por

$$\begin{bmatrix} 1 & \alpha_v(1,2) & \cdots & \alpha_v(1,N) \\ \alpha_v(2,1) & 1 & \cdots & \alpha_v(2,N) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \alpha_v(N,1) & \alpha_v(N,2) & \cdots & 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_1 \\ P_2 \\ \vdots \\ P_N \end{Bmatrix} = \tilde{K}_v \begin{Bmatrix} Z_1 \\ Z_2 \\ \vdots \\ Z_N \end{Bmatrix} \quad (33)$$

donde Z_i y P_i son el desplazamiento vertical y la fuerza correspondiente del pilote i , en tanto que la matriz $[\alpha_v(i,j)]$ se obtiene de la ec. 26. Si imponemos un giro unitario del grupo se tiene que $Z_i = x_i$ para todo i , siendo x_i la distancia entre el eje del pilote i y el eje del arreglo alrededor del cual ocurre la rotación. Resolviendo la ec. 33 se encuentra que la fuerza requerida en cada pilote para cumplir dicha condición está dada por

$$P_i = \tilde{K}_v \sum_{j=1}^N x_j v_v(i,j) \quad (34)$$

donde $v_v(i,j)$ es un elemento de la inversa de la matriz $[\alpha_v(i,j)]$. De este modo, la rigidez dinámica del grupo de pilotes es sencillamente la suma de los momentos causados por estas fuerzas, es decir:

$$\tilde{K}_r^g = \sum_{i=1}^N x_i P_i = \tilde{K}_v \sum_{i=1}^N x_i \sum_{j=1}^N x_j v_v(i,j) \quad (35)$$

Cabe señalar que los valores de x_i son positivos o negativos, dependiendo de la localización de los pilotes respecto al eje de rotación. A la rigidez dinámica del grupo de pilotes, en traslación horizontal o cabeceo, debe sumarse la contribución correspondiente de la losa o el cajón de cimentación.

EFFECTOS EN LA DUCTILIDAD

Hemos discutido los efectos de interacción en sistemas elásticos. No obstante, es claro que el diseño sísmico está basado en el comportamiento no lineal de la estructura ante temblores intensos. No se sabe de criterios reglamentarios que consideren los efectos de interacción en la ductilidad. Igualando la resistencia de fluencia y la deformación plástica de la estructura apoyada elásticamente con los valores correspondientes de un oscilador elastoplástico equivalente, Rosenblueth y Reséndiz (1987) propusieron una expresión simple que les permitió examinar someramente estos efectos. Nosotros la retomamos para definir un oscilador de reemplazo inelástico, cuyos periodo natural y fracción de amortiguamiento son iguales al periodo y amortiguamiento efectivos del sistema para la condición elástica, y cuyo factor de ductilidad está dado por

$$\tilde{Q} = \frac{T_e^2}{\tilde{T}_e^2} (Q - 1) + 1 \quad (36)$$

que llamaremos ductilidad efectiva, a diferencia de la ductilidad disponible Q . Esta expresión controla el comportamiento no lineal del oscilador de reemplazo. Debe notarse que $1 \leq \tilde{Q} \leq Q$, lo que implica que la ductilidad efectiva del sistema es menor que la ductilidad permisible de la estructura. La ductilidad efectiva \tilde{Q} será igual a la ductilidad estructural Q para suelo infinitamente rígido ($\tilde{T}_e = T_e$ para $V_s = \infty$) e igual a la unidad para suelo infinitamente flexible ($\tilde{T}_e = \infty$ para $V_s = 0$). Avilés y Pérez-Rocha (2003) han mostrado que la reducción de la ductilidad por interacción ante excitación sísmica es predicha eficientemente con esta expresión, excepto para períodos naturales extremadamente cortos.

La ductilidad efectiva puede verse como la ductilidad estructural modificada por interacción tal que la resistencia del oscilador de reemplazo para la ductilidad \tilde{Q} es igual a la requerida por la estructura apoyada elásticamente para la ductilidad Q . El cociente Q/\tilde{Q} mide entonces la relación entre las demandas de ductilidad desarrolladas en la estructura real y el oscilador de reemplazo para la misma excitación sísmica. De esta forma, la resistencia requerida por la estructura con base flexible para limitar la demanda de ductilidad a la ductilidad disponible se obtiene directamente de una estructura modificada con base rígida. Específicamente, las demandas de resistencia con interacción pueden estimarse a partir de espectros de respuesta estándar de campo libre, empleando los valores de \tilde{T}_e , $\tilde{\zeta}_e$ y \tilde{Q} . Estos parámetros suministran una caracterización completa del oscilador de reemplazo no lineal.

Para ilustrar los efectos de interacción en sistemas inelásticos, se ha seleccionado el sitio *SCT* ($T_s = 2$ s) representativo de la zona del lago. En la fig. 8 se presentan como referencia espectros de resistencia, R_y , factores de reducción de resistencia, Q' , y espectros de desplazamiento, Sd , para un movimiento de control dado por el componente *EW* del temblor de Michoacán de 1985 registrado en ese sitio. Estos resultados corresponden a la condición de base rígida. Considerando diferentes combinaciones de los parámetros del sistema, en la fig. 9 se exhiben espectros de resistencia con interacción. Las abscisas representan el periodo natural de base rígida y las ordenadas la resistencia de fluencia normalizada del sistema. Puede verse que la ordenada espectral para $T_e = 0$ es diferente de la de base rígida e independiente de los valores de ductilidad, como lo dicta la teoría para estructuras infinitamente rígidas. Los espectros de resistencia determinados rigurosamente para el sistema acoplado se comparan con los obtenidos aproximadamente para el oscilador de reemplazo. El grado de aproximación de este último es excelente, siendo difícil distinguir la solución aproximada de la exacta. Aunque existen algunas diferencias para estructuras esbeltas en la región de períodos cortos del espectro, éstas no tienen consecuencias prácticas puesto que tales estructuras normalmente caen en la región de períodos largos del espectro. Este acuerdo confirma la eficiencia del enfoque del oscilador de reemplazo para estimar sencillamente las resistencias inelásticas requeridas en estructuras apoyadas elásticamente.

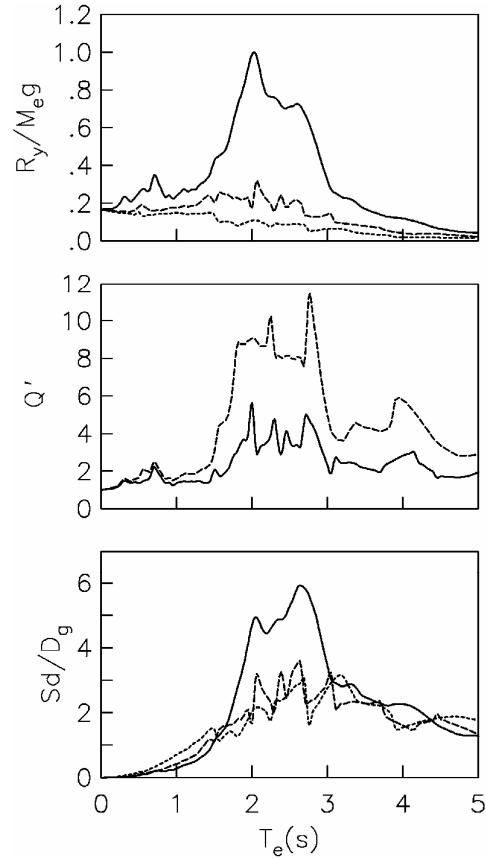


Figura 8. Arriba: espectros de resistencia para $Q=1$ (línea continua), 2 (discontinua) y 4 (punteada). En medio: factores de reducción de resistencia para $Q=2$ (línea continua) y 4 (discontinua). Abajo: espectros de desplazamiento para $Q=1$ (línea continua), 2 (discontinua) y 4 (punteada). Resultados para la condición de base rígida en el sitio *SCT*.

Ha de consignarse que el cálculo riguroso de la respuesta con interacción se hizo usando un esquema de integración paso a paso en el dominio de tiempo basado en el método de Newmark. Para ello, el suelo es reemplazado por resortes y amortiguadores constantes, cuyos valores son los correspondientes a la frecuencia efectiva del sistema en condiciones elásticas. Con esta simplificación se evitan las integrales de convolución que describen las fuerzas de interacción del suelo, de suerte que el procedimiento de integración de las ecuaciones de equilibrio del sistema es similar al caso de apoyo indeformable. Los espectros de respuesta para ductilidad constante se calculan por iteración sobre la resistencia de fluencia hasta que la demanda de ductilidad es igual a la ductilidad especificada. El proceso de iteración se detiene cuando la diferencia entre las ductilidades calculada y objetivo se considera satisfactoria para propósitos de ingeniería. Hay que tomar las debidas precauciones cuando la demanda de ductilidad no se incrementa monótonicamente conforme decrece la resistencia estructural. En este caso existe más de una resistencia que produce una demanda de ductilidad igual a la ductilidad objetivo; sin embargo, sólo la mayor de ellas es de interés para diseño sísmico.

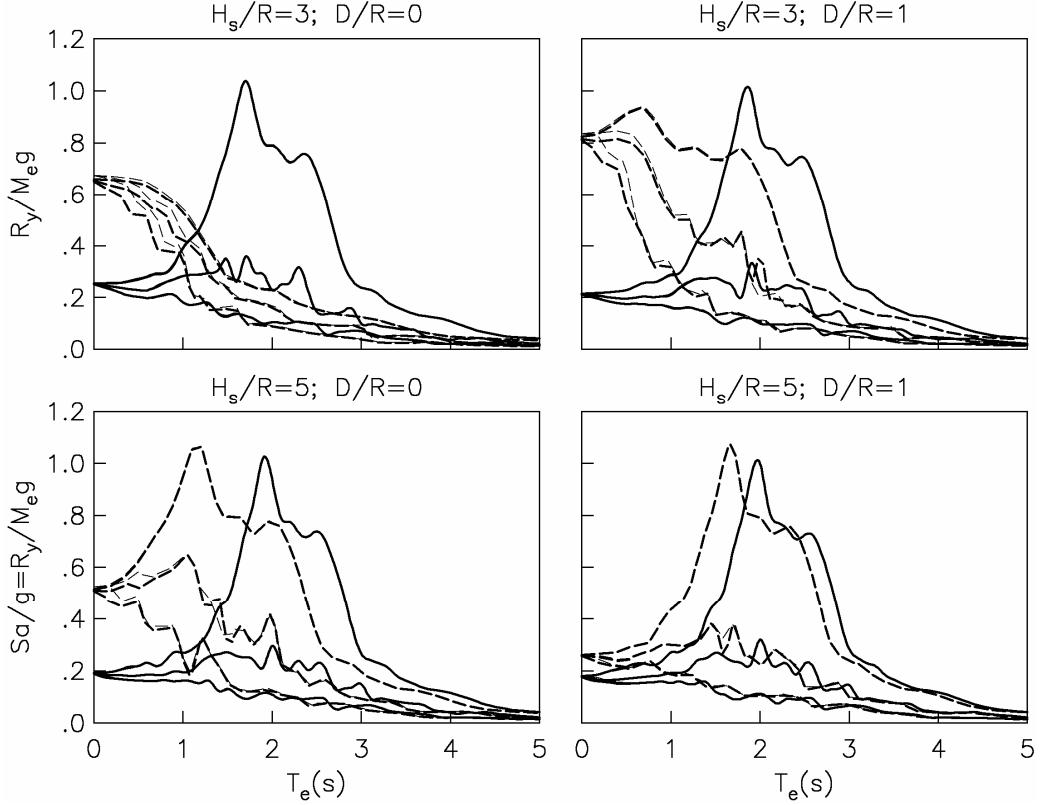


Figura 9. Espectros de resistencia con interacción para el sitio *SCT*; sistemas con $H_e/R = 2$ (línea continua) y 4 (discontinua) y con $Q = 1, 2$ y 4 (de arriba hacia abajo). Solución exacta para el sistema acoplado (trazo grueso) contra solución aproximada para el oscilador de reemplazo (trazo delgado).

Nótese que los efectos de interacción se traducen en incrementos o reducciones de las resistencias requeridas dependiendo de los valores de los parámetros del sistema, particularmente de la relación entre los períodos de la estructura y el sitio. Es claro que los efectos se intensifican cuando aumenta la altura de la estructura y cuando disminuyen el enterramiento de la cimentación y la profundidad del estrato. El parámetro crucial es evidentemente la relación de esbeltez de la estructura, junto con la rigidez relativa de la estructura y el suelo. Entre más alto y rígido es el edificio, la interacción suele ser mayor. Para $H_e/R = 4$, en las figs. 10 y 11 se comparan los distintos casos que se presentan en la fig. 9, con objeto de ilustrar claramente los efectos del enterramiento de la cimentación y la profundidad del estrato. Las resistencias requeridas en la región espectral $T_e/T_s < 1$ pueden ser considerablemente mayores que las predichas para la condición de base rígida, mientras que en la región espectral $T_e/T_s > 1$ ocurre el efecto contrario. Para $T_e/T_s > 2$, los efectos de interacción son prácticamente despreciables. En ciertos intervalos de períodos naturales, las ordenadas espetrales se modifican extraordinariamente respecto a sus valores de base rígida, haciendo que los efectos de interacción suelo-estructura sean tan o más significativos que los efectos de sitio. Estos resultados podrían explicar, en parte, porqué algunas estructuras fueron capaces de resistir demandas de resistencia

supuestamente altas durante el sismo de Michoacán de 1985, mientras que otras fueron incapaces de soportar demandas de resistencia aparentemente bajas.

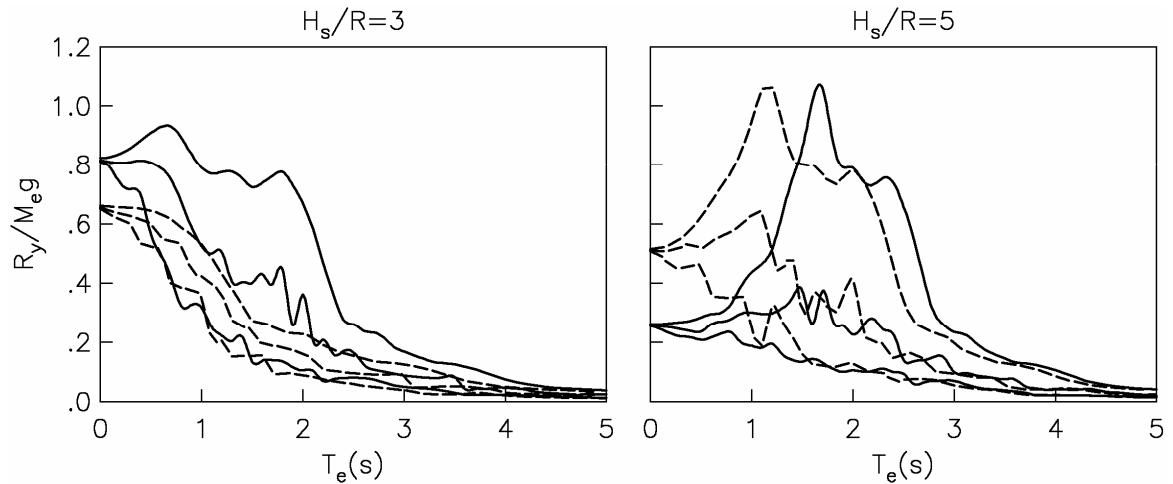


Figura 10. Efecto del enterramiento de la cimentación en estructuras con $H_e/R = 4$; comparación de resultados rigurosos presentados en la fig. 9 para $D/R = 0$ (línea discontinua) y 1 (continua).

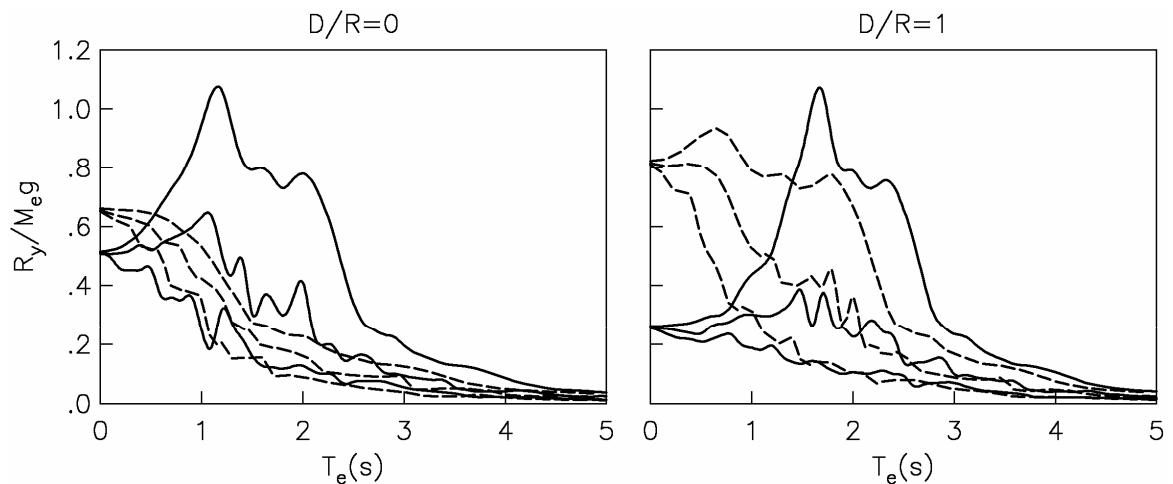


Figura 11. Efecto de la profundidad del estrato en estructuras con $H_e/R = 4$; comparación de resultados rigurosos presentados en la fig. 9 para $H_s/R = 3$ (línea discontinua) y 5 (continua).

Factor de reducción de resistencia

Para considerar en la práctica el comportamiento no lineal de la estructura se han desarrollado reglas simples que relacionan la deformación máxima y la resistencia de fluencia de la estructura inelástica con los valores correspondientes de la estructura elástica asociada. La regla de

reducción más aceptada para diseño ha sido la propuesta por Veletsos y Newmark (1960) para el caso de apoyo indeformable. Basándose en la premisa de que los desplazamientos máximos elástico e inelástico son iguales concluyeron que, si el periodo natural no es demasiado corto, la resistencia inelástica requerida para una ductilidad Q se estima como $R_y(Q) = R_y(1)/Q$, siendo $R_y(1)$ la resistencia elástica. También se han desarrollado reglas empíricas por Miranda (1993) y Ordaz y Pérez-Rocha (1998) que toman en cuenta los efectos de sitio debidos a las condiciones locales del subsuelo, mas no los efectos de interacción suelo-estructura. Estos autores han mostrado que las reducciones de resistencia pueden ser apreciablemente mayores que las predichas por la regla de Veletsos y Newmark cuando el periodo de la estructura es parecido al del sitio.

Para diseño sísmico de edificios se recurre actualmente a un factor de reducción de resistencia que relaciona la resistencia requerida para comportamiento elástico entre la resistencia para que la demanda de ductilidad sea igual a la ductilidad especificada. Llamaremos $Q' = R_y(1)/R_y(Q)$ a este factor que depende, además de la ductilidad, del periodo y amortiguamiento estructurales. Los límites impuestos por la teoría para periodos naturales muy corto y largo son $Q' = 1$ si $T_e = 0$ y $Q' = Q$ si $T_e = \infty$, sin importar los valores de amortiguamiento y ductilidad. No hay indicaciones teóricas acerca de los valores de Q' para periodos naturales intermedios. Es claro que la determinación de Q' permite la estimación de resistencias inelásticas mediante la reducción de resistencias elásticas. En particular, Ordaz y Pérez-Rocha (1998) han propuesto que

$$Q' = \left(\frac{Sd(T_e, \zeta_e)}{D_g} \right)^\alpha (Q - 1) + 1 \quad (37)$$

donde Sd es el espectro elástico de desplazamiento, D_g el desplazamiento máximo del suelo y $\alpha \approx 0.5$. Es evidente que la variación de Q' con T_e está controlada por la forma del espectro de respuesta. Una versión simplificada de esta expresión es la que contienen las normas para la reducción por ductilidad en función de las condiciones de sitio. Con esta regla, los valores de Q' para periodos naturales alrededor del periodo dominante del suelo pueden ser considerablemente mayores que Q para el caso de suelos blandos, hecho que fue observado inicialmente por Meli y Avila (1988) analizando los registros del sismo de Michoacán de 1985 en sitios de la zona del lago, y posteriormente verificado por Miranda (1993) y Ordaz y Pérez-Rocha (1998) analizando cientos de hachéele ramas para distintas condiciones de sitio.

Para incluir los efectos de interacción suelo-estructura en el factor de reducción de resistencia, la forma de Q' para el caso de apoyo indeformable ha sido modificada en el contexto del enfoque del oscilador de reemplazo por

$$\tilde{Q}' = \left(\frac{\tilde{S}d(\tilde{T}_e, \tilde{\zeta}_e)}{D_g} \right)^\alpha (\tilde{Q} - 1) + 1 \quad (38)$$

donde $\tilde{S}d$ representa el desplazamiento espectral elástico del oscilador de reemplazo, correspondiente a los valores de \tilde{T}_e y $\tilde{\zeta}_e$.

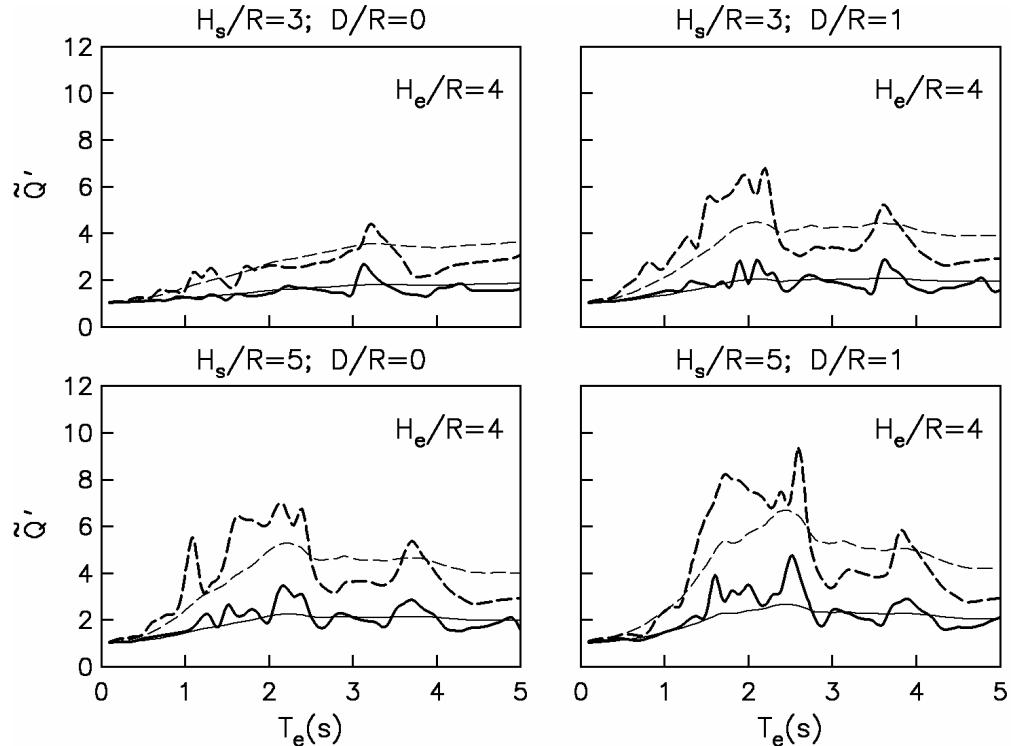


Figura 12. Factores de reducción de resistencia con interacción para el sitio *SCT*; sistemas con $Q = 2$ (línea continua) y 4 (discontinua). Solución exacta para el sistema acoplado (trazo grueso) contra solución aproximada para el oscilador de reemplazo (trazo delgado).

En la fig. 12 se aprecia la influencia de la interacción en el factor de reducción de resistencia. Ahí se compara la forma de \tilde{Q}' para el oscilador de reemplazo, calculada aproximadamente según la ec. 38, con la obtenida para el sistema acoplado mediante el cociente entre los espectros de resistencia elásticos e inelásticos calculados rigurosamente. Si bien la representación no es perfecta, la regla aproximada reproduce satisfactoriamente las tendencias rigurosas. Puede verse que los valores de \tilde{Q}' se reducen con la intensidad de la interacción suelo-estructura. En el caso de mayor interacción ($H_s/R = 3$ y $D/R = 0$), los valores más grandes son del orden de 2 para $Q = 2$ y de 4 para $Q = 4$. La razón de esto es que el periodo de la estructura se corre hasta la región espectral de periodos largos, donde aplica la regla de igual desplazamiento.

Máxima deformación inelástica

Partiendo de la definición del factor de reducción de resistencia, se tiene que $Q' = R_y(1)/R_y(Q) = K_e Sd(1)/K_e D_y$, donde K_e es la rigidez lateral de la estructura, $Sd(1)$ la máxima deformación elástica y D_y la deformación de fluencia. Como $D_y = Sd(Q)/Q$, siendo $Sd(Q)$ la máxima deformación inelástica, se llega a

$$Sd(Q) = Sd(1) \frac{Q}{Q'} \quad (39)$$

Esta regla de diseño está contenida en las normas y establece que los desplazamientos elásticos calculados con espectros de respuesta reducidos por ductilidad, $Sd(1)/Q'$, deben multiplicarse por Q para obtener los desplazamientos inelásticos. Los límites teóricos para el cociente de desplazamientos máximos inelástico y elástico son $Sd(Q)/Sd(1) = Q$ si $T_e = 0$ y $Sd(Q)/Sd(1) = 1$ si $T_e = \infty$; no hay señalamientos sobre los valores de este cociente para períodos naturales intermedios. Siguiendo un razonamiento similar para el caso de interacción nos lleva a la misma regla de diseño, salvo que reemplazando Q' por \tilde{Q}' . Aquí cabe señalar que la deformación estructural máxima $Sd(Q)$ se relaciona con la deformación máxima del oscilador de reemplazo $\tilde{S}d(\tilde{Q})$ de la siguiente forma:

$$Sd(Q) = \tilde{S}d(\tilde{Q}) \frac{T_e^2}{\tilde{T}_e^2} \frac{Q}{\tilde{Q}} \quad (40)$$

Esta expresión es una representación alternativa de la ec. 36 que controla el comportamiento inelástico del oscilador de reemplazo. La correlación entre Sd y $\tilde{S}d$ obedece a que la equivalencia entre este oscilador y la estructura real se sostiene para la resistencia de fluencia y la deformación plástica, pero no para la deformación de fluencia y en consecuencia tampoco para la deformación máxima. Esto se debe a que el resorte del oscilador de reemplazo refleja la rigidez en serie tanto del suelo como de la estructura. La deformación total de este oscilador incluye entonces los componentes de deformación que se desarrollan en ambos elementos.

Las características de rigidez y amortiguamiento de la estructura y el suelo se definen indirectamente por el periodo natural y la fracción de amortiguamiento del oscilador de reemplazo. Como la masa del oscilador es igual a la de la estructura, se tiene que $T_e^2/\tilde{T}_e^2 = \tilde{K}_e/K_e$. Si en la ec. 40 se sustituye esta relación, así como $Sd = (R_y/K_e)Q$ y $\tilde{S}d = (\tilde{R}_y/\tilde{K}_e)\tilde{Q}$, obtenemos justamente la condición de equivalencia $R_y = \tilde{R}_y$. En condiciones elásticas, $Q = \tilde{Q} = 1$ y entonces llegamos a la igualdad de seudoaceleración $\omega_e^2 Sd = \tilde{\omega}_e^2 \tilde{S}d$.

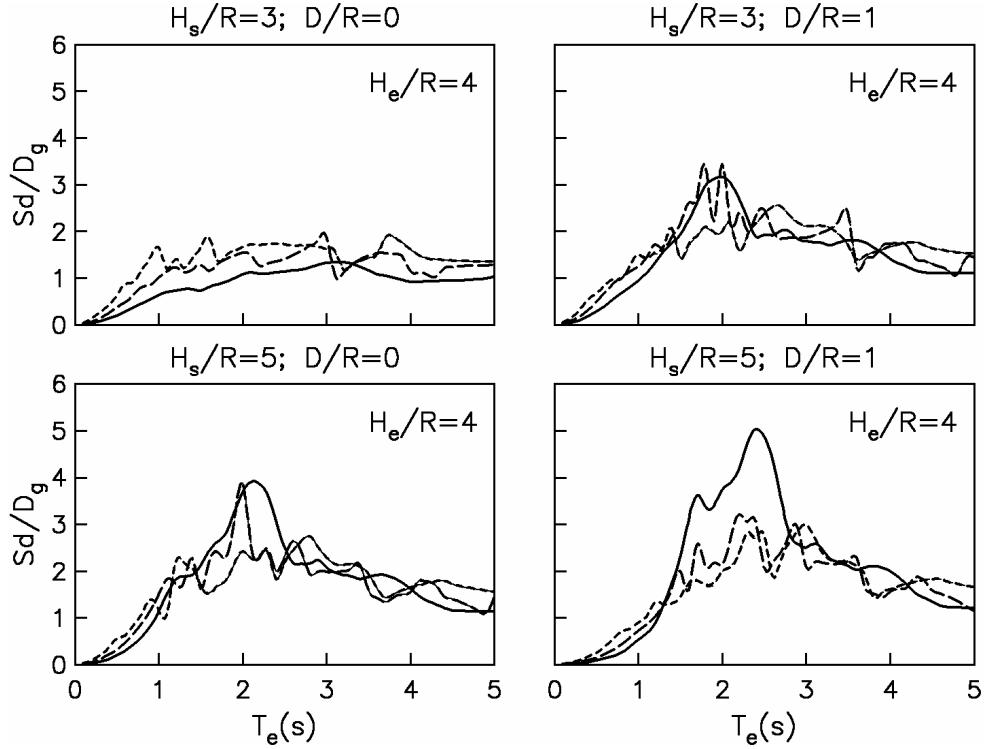


Figura 13. Espectros de desplazamiento con interacción para el sitio *SCT*; sistemas con $Q = 1$ (línea continua), 2 (discontinua) y 4 (punteada). Solución exacta para el sistema acoplado (trazo grueso) contra solución aproximada para el oscilador de reemplazo (trazo delgado).

La validez de la ec. 40 se confirma numéricamente con los resultados de la fig. 13, donde se compara la respuesta exacta del sistema acoplado con la respuesta aproximada derivada a partir del oscilador de reemplazo. Se exhiben espectros de desplazamiento con interacción normalizados con respecto al desplazamiento máximo del suelo ($D_g = 21 \text{ cm}$). Las soluciones para el sistema acoplado y el oscilador de reemplazo son casi idénticas, siendo difícil distinguir una de otra. Los desplazamientos inelásticos resultan ser menores que los elásticos en el intervalo de períodos naturales donde Q' es mayor que Q , como se desprende de la propia ec. 39. La interacción suelo-estructura reduce ambos desplazamientos así como la diferencia entre ellos, al grado de llegar a ser muy parecidos en el caso de mayor interacción ($H_s/R = 3$ y $D/R = 0$).

De acuerdo con el enfoque que se ha seguido para tratar el comportamiento no lineal de la estructura, los espectros inelásticos de diseño se construyen reduciendo los espectros elásticos de diseño. En las normas, el factor de reducción de resistencia se define en realidad como el producto $Q'R_s$, donde Q' es el factor de reducción por ductilidad y R_s el factor de reducción por sobrerresistencia. Por su naturaleza, este último factor no depende de las condiciones de sitio ni de la interacción suelo-estructura, sino de la estructura misma, razón por la que se omiten comentarios sobre la manera de evaluarlo.

CRITERIOS DE DISEÑO

Los efectos combinados del alargamiento del periodo, el aumento del amortiguamiento y la reducción de la ductilidad harán que la respuesta estructural con interacción sea menor o mayor que su valor de base rígida, dependiendo de las características de la excitación sísmica y el sistema acoplado. Las consecuencias de la interacción en el cortante basal y el desplazamiento lateral de la estructura son abordadas en seguida. Para excitaciones sísmicas representadas por espectros de diseño suavizados, las posibilidades que resultan de considerar los efectos elásticos de la interacción en el cortante basal son principalmente las descritas a continuación:

1. Si el periodo fundamental de la estructura con base rígida cae en la rama ascendente del espectro, $T_e < T_a$, la interacción incrementará o reducirá la respuesta estructural dependiendo de los valores del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema. En este caso, el alargamiento del periodo incrementa la respuesta, mientras que un aumento del amortiguamiento tiene el efecto contrario.
2. Si el periodo fundamental de la estructura con base rígida cae en la parte plana del espectro, $T_a \leq T_e \leq T_b$, la interacción reducirá la respuesta estructural. La magnitud de la reducción depende de los valores del periodo y amortiguamiento efectivos del sistema. Si el alargamiento del periodo sobrepasa la meseta espectral, tendremos una reducción adicional a la debida a un aumento del amortiguamiento.
3. Si el periodo fundamental de la estructura con base rígida cae en la rama descendente del espectro, $T_e > T_b$, la interacción reducirá la respuesta estructural tanto por el alargamiento del periodo como por un aumento del amortiguamiento.

Sin importar la región del espectro donde caiga el periodo de la estructura, una reducción del amortiguamiento se traduce en un incremento de la respuesta estructural. Al incluir los efectos inelásticos de la interacción, la reducción de la ductilidad provocará el incremento de la respuesta estructural, independientemente de la región espectral.

Cortante basal

Los conceptos descritos en este trabajo han suministrado las bases para la formulación de las disposiciones reglamentarias para interacción dinámica suelo-estructura. De acuerdo con las normas, si se opta por el análisis estático con la opción que toma en cuenta el periodo fundamental de vibración, el cortante basal de la estructura con base indeformable está dado por

$$V_o = \frac{a}{Q'} W_o \quad (41)$$

donde a es la ordenada espectral elástica para el periodo y amortiguamiento de la estructura con base indeformable. La contribución de los modos superiores de vibración queda considerada

implícitamente al emplear el peso total de la estructura W_o en lugar de su peso efectivo W_e . Si se considera la deformabilidad del suelo, el cortante basal modificado por interacción es igual a

$$\tilde{V}_o = \frac{a}{Q'} W_o - \left(\frac{a}{Q'} - \frac{\tilde{a}}{\tilde{Q}'} \right) W_e \quad (42)$$

donde \tilde{a} es la ordenada espectral elástica para el periodo y amortiguamiento efectivos del sistema. El segundo término de esta expresión representa la reducción del cortante basal por efectos de interacción en el modo fundamental de vibración. El signo de este término puede ser negativo, con lo que en lugar de una reducción tendremos un incremento del cortante basal.

El espectro elástico de diseño (aceleración como fracción de la gravedad) especificado en las normas tiene la siguiente forma:

$$a = a_o + (\beta c - a_o) \frac{T}{T_a}; \quad \text{si } T < T_a \quad (43)$$

$$a = \beta c; \quad \text{si } T_a \leq T \leq T_b \quad (44)$$

$$a = \beta c p \left(\frac{T_b}{T} \right)^2; \quad \text{si } T > T_b \quad (45)$$

donde T es el periodo natural de interés. En las normas se establece la forma de calcular el coeficiente de aceleración del terreno a_o , el coeficiente sísmico c , los límites inferior y superior de la meseta espectral T_a y T_b y el parámetro p que define la caída del espectro, en función del periodo dominante del sitio. Además, β es un factor de reducción por amortiguamiento suplementario, dado por

$$\beta = \left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda; \quad \text{para } T \leq T_b \quad (46)$$

$$\beta = 1 + \left(\left(\frac{0.05}{\zeta} \right)^\lambda - 1 \right) \frac{T_b}{T}; \quad \text{para } T > T_b \quad (47)$$

donde ζ es la fracción de amortiguamiento de interés y $\lambda = 0.5$ y 0.6 para las zonas II y III, respectivamente. En la especificación del espectro de diseño está implícito un valor de amortiguamiento de 5%. Este espectro básico es escalado por medio de β a fin de estimar ordenadas espectrales para otros valores de amortiguamiento. Cuando se ignora la interacción suelo-estructura, $\zeta = 0.05$ y por tanto $\beta = 1$. La forma de β está basada en los resultados de Rosenblueth y Reséndiz (1988) sobre el efecto del amortiguamiento en la ordenada espectral

máxima. Es interesante notar que las ordenadas espectrales para períodos naturales muy corto y largo son independientes de los valores de ζ , tal como lo impone la dinámica estructural.

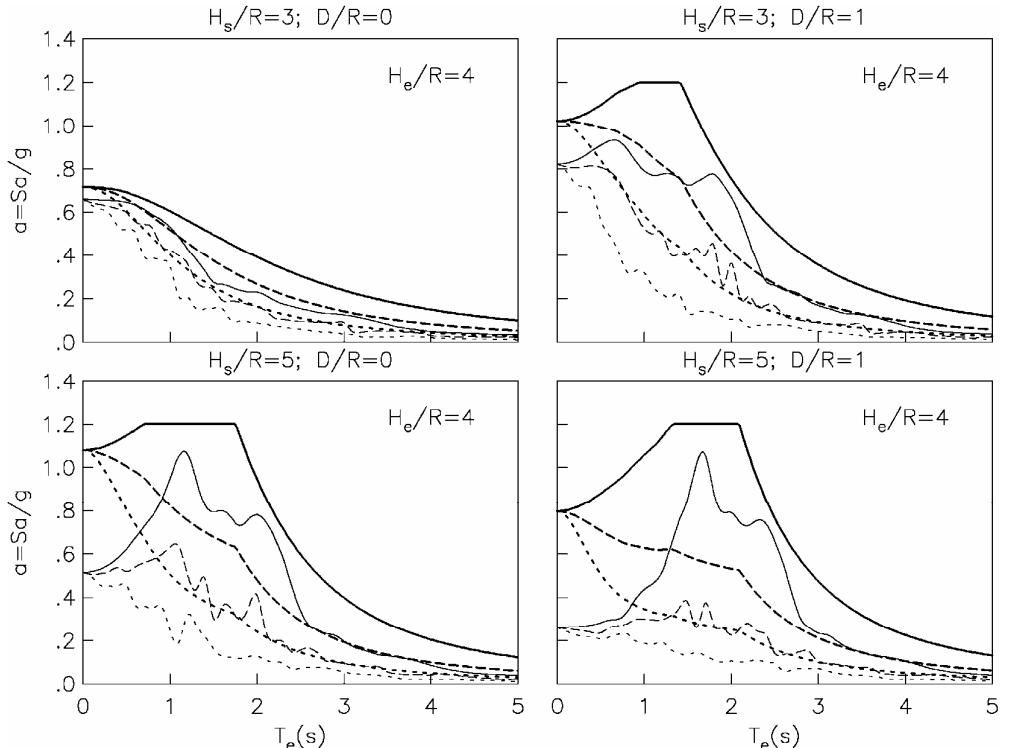


Figura 14. Comparación de espectros de diseño (trazo suave) con espectros de respuesta (trazo rugoso) modificados por interacción para el sitio *SCT*; sistemas con $Q=1$ (línea continua), 2 (discontinua) y 4 (punteada).

Se ha estipulado en las normas que el valor calculado para el amortiguamiento efectivo del sistema no puede tomarse menor que 0.05. Con ello se está reconociendo aunque sea implícitamente el amortiguamiento adicional por interacción cinemática. De esta manera se impide que las ordenadas espectrales sean mayores que sus valores de base rígida en caso de disminución del amortiguamiento. Asimismo, la máxima reducción permisible del cortante basal por interacción se ha limitado a 25% del valor calculado para la condición de base rígida. Se espera, sin embargo, que esta restricción controle los efectos de interacción sólo en algunas situaciones. En la misma proporción se ha restringido el incremento posible del cortante basal por interacción debido, esencialmente, a las grandes incertidumbres involucradas en la sobrerresistencia estructural y a la forma conservadora de los espectros de diseño.

En la fig. 14 se muestran los espectros de diseño modificados por interacción junto con los espectros de respuesta rigurosos. Si bien las tendencias son adecuadas, la forma conservadora de los espectros de diseño, particularmente el ancho de la mesetapectral, enmascara algunos de los efectos revelados en los espectros de respuesta. Por otro lado, las grandes diferencias en la región espectral de períodos cortos son atribuibles a combinaciones irreales de parámetros del

sistema. Específicamente, las estructuras esbeltas normalmente caen en la región espectral de períodos largos, donde los efectos de interacción son menos pronunciados.

Cuando se recurra al análisis dinámico modal, los efectos de interacción se tendrán en cuenta sólo en el modo fundamental de vibración, haciendo

$$\tilde{V}_1 = \frac{\tilde{a}}{\tilde{Q}'} W_e \quad (48)$$

donde \tilde{a} se obtiene como se indica en relación con el análisis estático. La contribución de los modos superiores de vibración se determina ignorando estos efectos y las respuestas modales se combinan con criterios similares a los usados para estructuras sin interacción.

Desplazamiento lateral

Una vez calculado \tilde{V}_o , el desplazamiento lateral de la estructura modificado por interacción se obtiene mediante

$$\tilde{X}_t = \frac{\tilde{V}_o}{K_e} Q + \frac{\tilde{V}_o (H_e + D)^2}{K_r} = \tilde{X}_e \left(1 + \frac{K_e}{K_r} \frac{(H_e + D)^2}{Q} \right) \quad (49)$$

donde $\tilde{X}_e = (\tilde{V}_o / K_e) Q$ es la deformación de la estructura. El segundo término de esta expresión representa la contribución de la rotación de la cimentación. En las normas se especifica que el valor de \tilde{X}_t relativo al terreno debe tomarse en cuenta en el cálculo de los efectos de segundo orden, así como en la revisión del estado límite por choques con estructuras adyacentes. Es conveniente escribir la ec. 49 como

$$\tilde{X}_t = \frac{\tilde{V}_o}{V_o} \left(\frac{V_o}{K_e} Q + \frac{V_o (H_e + D)^2}{K_r} \right) = \frac{\tilde{V}_o}{V_o} \left(X_e + (H_e + D) \frac{M_o}{K_r} \right) \quad (50)$$

donde $X_e = (V_o / K_e) Q$ y $M_o = V_o (H_e + D)$ son respectivamente la deformación y el momento de volteo de la estructura con base indeformable, calculados usando las fuerzas sísmicas sin modificar por interacción. Con este razonamiento se concluye que cualquier respuesta estructural calculada para la condición de base rígida simplemente habrá de multiplicarse por el factor \tilde{V}_o / V_o para obtener la respuesta modificada por interacción. Así, la determinación de este factor permite evaluar, en el contexto de las normas, las consecuencias de la interacción en el cortante basal y el desplazamiento lateral de la estructura.

Factor de interacción

Si el peso efectivo se aproxima como $W_e = 0.7W_o$, según las ecs. 41 y 42 el factor de interacción se reduce a

$$\frac{\tilde{V}_o}{V_o} = 0.3 + 0.7 \frac{\tilde{a}}{a} \frac{Q'}{\tilde{Q}'} \quad (51)$$

La variación de este factor en función del periodo de la estructura se aprecia en la fig. 15. Es claro que los efectos de interacción en sistemas inelásticos son diferentes de los que se observan en sistemas elásticos. Puede verse que el factor de interacción se incrementa (mayor resistencia estructural) en la región espectral de periodos cortos y se reduce (menor resistencia estructural) en la región espectral de periodos medios. Como se esperaba, \tilde{V}_o/V_o tiende a uno para periodos naturales largos, independientemente del valor de la ductilidad. Esto significa que los efectos de interacción son despreciables en ese intervalo. También se confirma que la influencia de la ductilidad es nula en estructuras infinitamente rígidas, pero muy significativa para periodos naturales cortos.

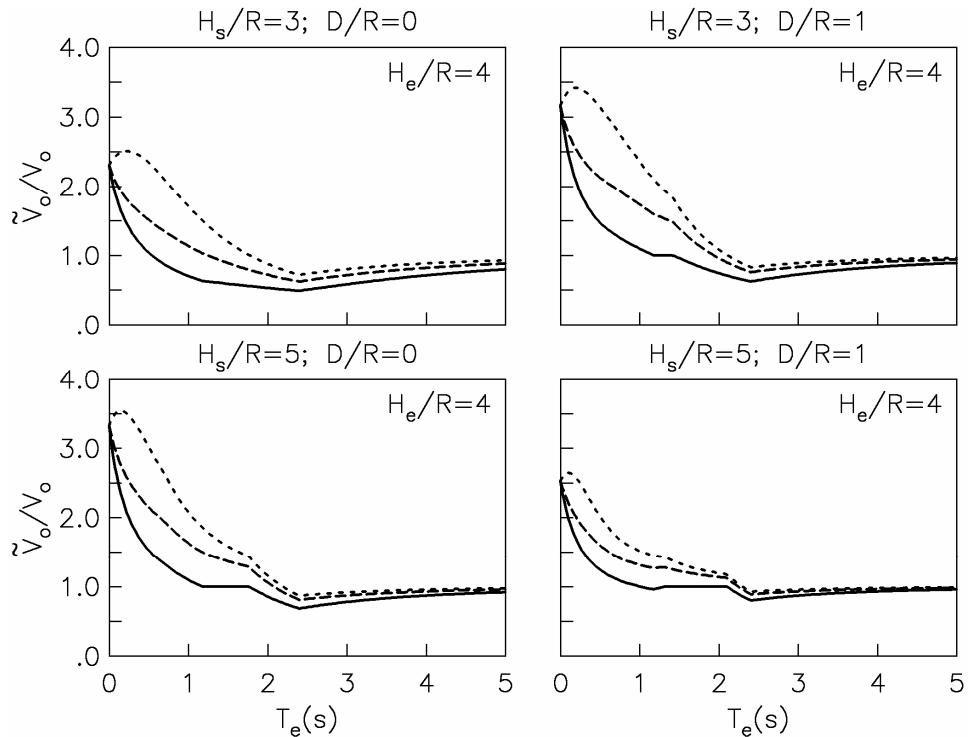


Figura 15. Variación del factor de interacción en el sitio *SCT*; sistemas con $Q = 1$ (línea continua), 2 (discontinua) y 4 (punteada).

Es interesante notar que mientras los mayores incrementos en las resistencias requeridas ocurren en sistemas no lineales, las mayores reducciones suceden en sistemas lineales. Es

evidente que la interacción resulta ser desfavorable cuando el periodo de la estructura es menor que el periodo del sitio; en caso contrario, las estructuras se benefician de ella, especialmente ante comportamiento estructural elástico. Si bien los cálculos efectuados corresponden a un sitio blando en particular, los resultados para otros sitios de la zona del lago conducen esencialmente a las mismas conclusiones.

Programa AISE

Para implantar en la práctica el análisis de interacción especificado en las normas es necesario recurrir a técnicas numéricas. Con este propósito se desarrolló el programa de cómputo AISE aplicable a cimentaciones someras. Este se alimenta del archivo “DATOS” con información de la estructura, cimentación y suelo, para generarse el archivo “RESULTADOS” con valores del periodo, amortiguamiento y ductilidad efectivos, la ordenada espectral para estos parámetros y el factor de interacción. El programa puede bajarse del sitio www.smis.org.mx; en el código fuente se describen las variables de entrada y salida. En seguida se muestran los archivos de entrada y salida para un ejemplo de aplicación.

Archivo “DATOS”:

```
5500.0,2.0,5.0,50.0,2.0 ; Edificio: Me(t),Te(s),Ze(%),He(m),Qe  
9.0,9.5,10.0 ; Cimentación: Rx(m),Rr(m),D(m)  
2.0,40.0,1.5,5.0,0.45 ; Suelo: Ts(s),Hs(m),Rs(t/m3),Zs(%),Ns  
RESULTADOS ; Archivo de salida
```

Archivo “RESULTADOS”:

```
PARAMETROS SIN INTERACCION: RESULTADOS  
PERIODO DE LA ESTRUCTURA Te = 2.000 s  
AMORTIGUAMIENTO DE LA ESTRUCTURA Ze = 5.000 %  
ACELERACION ESPECTRAL a = 0.223 g  
FACTOR DE DUCTILIDAD Q' = 2.690  
FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA R = 2.000  
CORTANTE BASAL Vo = 1752.322 ton
```

```
PARAMETROS CON INTERACCION: RESULTADOS  
PERIODO DE LA ESTRUCTURA Te = 3.099 s  
AMORTIGUAMIENTO DE LA ESTRUCTURA Ze = 4.291 %  
ACELERACION ESPECTRAL a = 0.166 g  
FACTOR DE DUCTILIDAD Q' = 1.606  
FACTOR DE SOBRERRESISTENCIA R = 2.000  
CORTANTE BASAL Vo = 1437.728 ton
```

FACTOR DE INTERACCION = 0.82

COMENTARIOS FINALES

Se han comentado los nuevos requisitos reglamentarios en la ciudad de México para tener en cuenta los efectos de interacción dinámica suelo-estructura. Tales requisitos se basan en modelos simplificados que resultan de idealizar la estructura como un oscilador simple y el suelo como un manto blando apoyado sobre un semiespacio indeformable. Los efectos de interacción inercial se han considerado mediante la modificación de las propiedades dinámicas relevantes que tendría la estructura supuesta con base indeformable. No se han tratado por ahora explícitamente los efectos de interacción cinemática, arguyendo que son relativamente menos importantes y que se manifiestan generalmente del lado de la seguridad.

Pese a que los efectos de interacción en edificios asimétricos pueden ser potencialmente significativos, las normas admiten la modificación sólo del cortante basal de diseño, pero no de la excentricidad correspondiente. Siendo el principal efecto de interacción alargar el periodo de la estructura, se está ignorando entonces la relación real entre los periodos de traslación y torsión, factor del que dependen los efectos de torsión. Aún no se especifican criterios para tener en cuenta los efectos de interacción entre estructuras adyacentes, los cuales pueden cambiar apreciablemente la excitación efectiva de la cimentación. Tampoco se está considerando la influencia de la flexibilidad de la cimentación, que tiende a incrementar el alargamiento del periodo de la estructura y con ello modificar, favorable o desfavorablemente, el cortante basal de diseño.

Asimismo, se evaluaron las consecuencias de la interacción en el cortante basal, encontrándose que el valor de diseño puede ser mayor o menor que el correspondiente a la condición de base rígida, dependiendo de la combinación de los parámetros críticos involucrados como son la relación entre los periodos de la estructura y el sitio, la esbeltez de la estructura, el enterramiento de la cimentación y la profundidad del estrato. Los resultados a que se llega de aplicar las nuevas disposiciones reglamentarias parecen adecuados para la mayoría de los casos de interés práctico. Es necesario, sin embargo, considerar en futuras revisiones de las normas los efectos de interacción que se han ignorado. Están en vías de investigación esos efectos así como la manera de reflejarlos en diseño sísmico. Finalmente, con la intención de promover la aplicación de los criterios de interacción de las normas, se ha suministrado un programa de cómputo para el caso de cimentaciones someras, que habrá de mejorarse para considerar el caso de cimentaciones con pilotes.

REFERENCIAS

Aguilar, H R, M Galicia, L E Pérez-Rocha, J Avilés, L Vieitez y M Salazar (2003), “Efecto del hundimiento regional en las propiedades dinámicas del suelo”, *XII Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería Geotécnica*, Boston.

Avilés, J y L E Pérez-Rocha (1996), “Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 15, pp. 11-27.

- Avilés, J, M Suárez y F J Sánchez-Sesma (2002), “Effects of wave passage on the relevant dynamic properties of structures with flexible foundation”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 139-159.
- Avilés, J y L E Pérez-Rocha (2003), “Soil-structure interaction in yielding systems”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 32, pp. 1749-1771.
- Dobry, R y G Gazetas (1988), “Simple method for dynamic stiffness and damping of floating pile groups”, *Geotechnique*, Vol. 38, pp. 557-574.
- Gazetas, G (1991), “Foundation vibrations”, *Foundation Engineering Handbook*, Ed. H Y Fang, Van Nostrand Reinhold, New York.
- Gazetas, G, K Fan, A Kaynia y E Kausel (1991), “Dynamic interaction factors for floating pile groups”, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 117, pp. 1531-1548.
- Gómez, A (2000), “Presentación de un modelo matemático para cálculo del periodo fundamental de vibración en suelos estratificados con capacidad de predecir efectos de amplificación o atenuación dinámica”, *XII Congreso Nacional de Ingeniería Estructural*, León, Guanajuato.
- Jennings, P C y J Bielak (1973), “Dynamics of building-soil interaction”, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 63, pp. 9-48.
- Luco, J E y H L Wong (1987), “Seismic response of foundations embedded in a layered half-space”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 15, pp. 233-247.
- MDS-CFE (1993), “Manual de diseño por sismo”, *Comisión Federal de Electricidad e Instituto de Investigaciones Eléctricas*.
- Meek, J W y J P Wolf (1991), “Insights on cutoff frequency for foundation on soil layer”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 20, pp. 651-665.
- Mali, R y J Avila (1988), “Analysis of building response”, *Earthquake Spectra*, Vol. 5, pp. 1-18.
- Miranda, E (1993), “Site-dependent strength reduction factors”, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, pp. 3503-3519.
- Murià, D y M Treviño (1993), “Efectos de interacción suelo-estructura en un edificio de mampostería de cinco niveles”, *Informe Técnico del Instituto de Ingeniería*, UNAM, Proy. 3537.
- NTCDS-RCDF (2003), “Normas técnicas complementarias para diseño por sismo”, *Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal*, Gaceta Oficial del Departamento del Distrito Federal.
- Ordaz, M y L E Pérez-Rocha (1998), “Estimation of strength-reduction factors for elastoplastic systems: a new approach”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 27, pp. 889-901.
- Pérez-Rocha, L E (1998), “Respuesta sísmica estructural: efectos de sitio e interacción suelo-estructura”, *Tesis de Doctorado*, Facultad de Ingeniería, UNAM.
- Poulos, H G (1968), “Analysis of the settlement of pile group”, *Geotechnique*, Vol. 18, pp. 449-471.

- Reséndiz, D y J M Roessel (1986), “Soil-structure interaction in Mexico City during the 1985 earthquake”, *International Conference on the 1985 Mexico Earthquakes, Factors Involved and Lessons Learned*, ASCE, New York.
- Roessel, J M y H Scaletti (1979), “Nonlinear effects in dynamic soil-structure interaction”, *3rd International Conference on Numerical Methods in Geomechanics*, Aachen.
- Rosenblueth, E y D Reséndiz (1988), “Disposiciones reglamentarias de 1987 para tener en cuenta interacción dinámica suelo-estructura”, *Series del Instituto de Ingeniería*, UNAM, No. 509.
- Sieffert, J-G y F Cevaer (1992), *Handbook of Impedance Functions*, Ouest Editions, France.
- Tassoulas, J y E Kausel (1983), “Elements for the numerical analysis of wave motion in layered strata”, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 19, pp. 1005-1032.
- Veletsos, A S y J W Meek (1974), “Dynamic behaviour of building-foundation systems”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 3, pp. 121-138.
- Veletsos, A S y N M Newmark (1960), “Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions”, *2nd World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo.
- Wolf, J P (1985), *Dynamic Soil-Structure Interaction*, Prentice-Hall, New Jersey.
- Wolf, J P (1988), *Soil-Structure Interaction Analysis in Time Domain*, Prentice-Hall, New Jersey.