

ANÁLISIS DE DAÑO EN ESTRUCTURAS CON APOYO FLEXIBLE

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

RESUMEN

Se presenta un enfoque de diseño por desempeño encaminado a controlar el daño estructural a partir de estimaciones precisas de la respuesta sísmica del sistema completo cimentación-edificio. Se trata de un procedimiento simplificado para el análisis práctico de daño en estructuras considerando los efectos de interacción suelo-estructura, con aplicaciones potenciales para el diseño por desempeño de nuevos edificios así como para la evaluación por desempeño de edificios existentes. Se propone un modelo de daño basado en desplazamientos máximos y energía disipada bajo carga monótonica, con efectos de inversiones de carga cíclica estimados mediante un índice de Park y Ang modificado. Para simplificar la consideración de los efectos de interacción suelo-estructura, se hace uso de un oscilador con base rígida equivalente, con la resistencia de fluencia y capacidad de disipación de energía del sistema real con base flexible. Para asegurar la generalidad de las conclusiones, se presentan resultados numéricos en términos de parámetros adimensionales obtenidos con un conjunto de movimientos sísmicos apropiados. En este trabajo se esclarece la importancia de la interacción suelo-estructura en el desempeño estructural y se examina la aplicabilidad del enfoque propuesto.

ABSTRACT

A performance-based design is aimed at controlling the structural damage based on precise estimations of the seismic response of the whole building-foundation system. This work presents a simplified procedure for practical damage analysis of structures considering the soil-structure interaction effects, with potential application to performance-based design of new buildings as well as to performance-based evaluation of existing buildings. A damage model based on maximum displacement and dissipated energy under monotonic loading is proposed, with the effects of cyclic load reversals being estimated by using a modified Park-Ang index. To simplify the consideration of the soil-structure interaction effects, an equivalent fixed-base oscillator with the same yield strength and energy dissipation capacity as the actual flexible-base structure is applied. Selected numerical results are presented in terms of dimensionless parameters for their general application, using a set of appropriate earthquake motions for ensuring generality of conclusions. The significance of soil-structure interaction in the structural performance is elucidated and the adequacy of the approach proposed is examined.

Artículo recibido el 16 de febrero de 2007 y aprobado para su publicación el 16 de noviembre de 2007. Se aceptarán comentarios y/o discusiones hasta cinco meses después de su publicación.

⁽¹⁾ Investigador, Instituto de Investigaciones Eléctricas, Paseo de la Reforma 113, Temixco 62490, Morelos, México. E-mail: lepr@iie.org.mx

⁽²⁾ Investigador, Instituto Mexicano de Tecnología del Agua, Paseo Cuauhnahuac 8532, Jiutepec 62550, Morelos, México. E-mail: javiles@tlaloc.imta.mx

INTRODUCCIÓN

Es ampliamente reconocido que el diseño sísmico basado en desempeño requiere de análisis más precisos, que incluyan todos los factores potencialmente importantes involucrados en el comportamiento estructural. Uno de estos factores es indudablemente la interacción suelo-estructura. Todavía existe controversia respecto al rol que juega este fenómeno en el nivel esperado de daño estructural ante un nivel dado de excitación sísmica. Para sistemas elásticos, se sabe que el efecto de la flexibilidad del suelo es alargar el periodo fundamental de vibración de la estructura. Como resultado de esto, dependiendo del periodo resonante en el espectro de respuesta, uno puede esperar incrementos o reducciones de la respuesta estructural. Esta sufrirá cambios adicionales debidos generalmente a un incremento en el amortiguamiento, producto de la disipación de energía por comportamiento histerético y radiación de ondas en el suelo. El enfoque usado en la práctica actual para tomar en cuenta los efectos de interacción esencialmente no ha cambiado en los códigos de edificios más importantes (Stewart et al, 2003). Básicamente, se continúa usando un oscilador de reemplazo lineal representado por el periodo y amortiguamiento acoplados del sistema (Jennings y Bielak, 1973; Veletsos y Meek, 1974). Este enfoque, sin embargo, no puede ser aplicado directamente al análisis de daño, donde las demandas máxima y acumulada de deformación plástica son cantidades de respuesta no lineal de interés primordial.

Un estudio reciente de Avilés y Pérez-Rocha (2003) ha revelado que la respuesta pico de sistemas inelásticos es afectada menos por interacción suelo-estructura comparada con aquella de sistemas elásticos. La razón de esto es que la fluencia estructural incrementa la flexibilidad relativa entre la estructura y el suelo, lo que reduce los efectos de interacción. En general, se ha visto que los efectos de interacción son benéficos para estructuras con periodo fundamental mayor que el periodo dominante del suelo, pero son perjudiciales en caso contrario. Aunque los efectos de interacción pueden tener influencia significativa en el desempeño estructural, los procedimientos de diseño por desempeño actualmente en uso resultan todavía inadecuados para tomar en cuenta estos efectos en la respuesta estructural inelástica. Una gran variedad de modelos de daño han sido desarrollados para la evaluación del desempeño estructural, pero siempre suponiendo la estructura apoyada rígidamente. Diferentes índices de daño han sido propuestos para este propósito, una revisión de los cuales puede consultarse en el trabajo de Bozorgnia y Bertero (2003). Los índices más reconocidos son función de las demandas máxima y acumulada de deformación plástica, las cuales invariablemente son determinadas excluyendo la interacción suelo-estructura.

Como se sabe, la ductilidad de desplazamiento es el parámetro de respuesta comúnmente usado para evaluar el desempeño inelástico de estructuras. Sin embargo, el desempeño estructural depende no sólo de la máxima demanda de desplazamiento, sino también del daño acumulado que resulta del fenómeno de fatiga de bajo ciclaje (Fajfar, 1992). En modelos de daño prácticos es muy difícil considerar la historia completa de incursiones inelásticas. Por ello ha sido usualmente aceptado el uso de la energía histerética plástica como el parámetro de respuesta mejor correlacionado con el daño acumulado. Probablemente el modelo de daño más reconocido basado en el desplazamiento máximo y la energía disipada es el propuesto por Park y Ang (1985). Adicionalmente a otros defectos menores, el índice de Park-Ang no da resultados correctos cuando la estructura permanece elástica o cuando se alcanza la capacidad última de desplazamiento ante carga monótonicamente creciente (Bozorgnia y Bertero, 2003). A pesar de esto ha sido ampliamente usado en diferentes aplicaciones de ingeniería, debido esencialmente a su sencillez y calibración con numerosos resultados experimentales.

En este trabajo presentamos un procedimiento simplificado para incorporar la interacción suelo-estructura al diseño basado en desempeño. Para hacer esto, un índice de daño consistente que vale cero para daño incipiente y uno para colapso potencial se implementa en un oscilador de reemplazo no lineal que representa al sistema suelo-estructura. Este oscilador equivalente se define con el periodo y

amortiguamiento acoplados para la condición elástica, junto con la ductilidad global del sistema (Avilés y Pérez-Rocha, 2003). Con ello, los conceptos de diseño desarrollados para estructuras con base rígida se extienden fácilmente para tomar en cuenta los efectos de interacción. Se presentan dos tipos de espectros de respuesta con interacción, a saber: a) espectros de resistencia para daño constante, los cuales son convenientes para el diseño por desempeño de estructuras nuevas; y b) espectros de daño para resistencia especificada, los cuales son convenientes para la evaluación por desempeño de estructuras existentes. Se calculan resultados numéricos para configuraciones típicas de sistemas suelo-estructura, usando un conjunto de temblores apropiados para condiciones de suelo blando como las que imperan en la ciudad de México. Cuando estos resultados se comparan con los correspondientes al caso de base rígida, se observa que la interacción suelo-estructura tiene el efecto de incrementar o reducir las demandas de resistencia y daño dependiendo de la relación de periodos de la estructura y el suelo, siendo los incrementos más significativos que las reducciones.

MODELO SIMPLIFICADO DE REFERENCIA

En la fig. 1 se muestra el sistema de interacción que hemos de investigar. Este consiste de un oscilador elastoplástico apoyado sobre una cimentación somera, soportada a su vez sobre resortes y amortiguadores equivalentes del suelo. El sistema se encuentra excitado por movimientos efectivos de traslación y cabeceo. Los resortes K_h y K_r conectados a la base representan las flexibilidades de la cimentación en traslación y cabeceo, respectivamente, mientras que los correspondientes amortiguadores C_h y C_r representan los amortiguamientos material y geométrico del suelo. Estas cantidades definen las llamadas funciones de impedancia, dependientes de la frecuencia de excitación. Debido a la difracción de las ondas incidentes por la cimentación, aparecen los movimientos efectivos de traslación, U_o , y cabeceo, Φ_o , los cuales dependen del enterramiento de la cimentación. Para cimentaciones superficiales, U_o es igual al movimiento de campo libre y Φ_o es nulo. En este estudio, las funciones de impedancia se calculan para una cimentación cilíndrica enterrada en un estrato blando sobre base rígida, usando el método de elemento finito del estrato delgado (Tassoulas y Kausel, 1983). Los movimientos efectivos de entrada debidos a ondas de cortante incidentes verticalmente son entonces calculados mediante la aplicación del método aproximado de Iguchi (Iguchi, 1984).

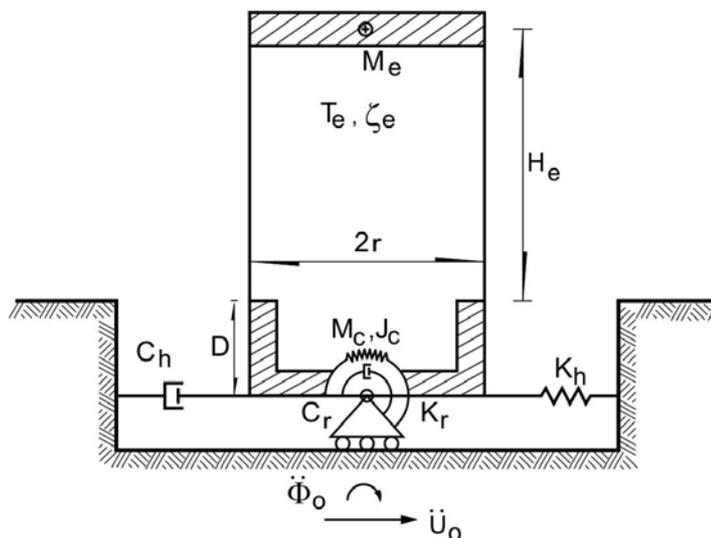


Figura 1. Oscilador simple apoyado sobre resortes y amortiguadores equivalentes del suelo, excitado con movimientos efectivos de traslación y cabeceo.

La estructura simple se caracteriza con la altura H_e y la masa M_e ; su periodo natural de vibración y relación de amortiguamiento viscoso para las condiciones elástica y de base rígida son T_e y ζ_e . La cimentación rígida se define con el radio r , la profundidad de enterramiento D , la masa M_c y el momento de inercia de cabeceo J_c . El suelo de soporte se caracteriza con la velocidad media de ondas de corte v_s , la relación de Poisson ν_s , la densidad de masa ρ_s y la relación de amortiguamiento histerético ζ_s . Para todos los cálculos realizados se supondrá que $M_c/M_e = 0.2$, $J_c/M_e(H_e + D)^2 = 0.05$, $M_e/\rho_s\pi r^2 H_e = 0.15$, $\zeta_e = \zeta_s = 0.05$ y $\nu_s = 0.45$. Estos valores intentan aproximar sistemas suelo-estructura típicos.

Este sistema de interacción tiene tres grados de libertad, a saber: el desplazamiento lateral U_e de la estructura y la traslación U_c y el cabeceo Φ_c de la cimentación. La solución de la respuesta del sistema se obtiene integrando numéricamente las ecuaciones de movimiento, dadas por

$$\begin{bmatrix} M_e & M_e & M_e(H_e + D) \\ M_e & M_e + M_c & M_e(H_e + D) + M_c E \\ M_e(H_e + D) & M_e(H_e + D) + M_c E & M_e(H_e + D)^2 + M_c E^2 + J_e + J_c \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{U}_e(t) \\ \ddot{U}_c(t) \\ \ddot{\Phi}_c(t) \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} P_e(t) \\ P_s(t) \\ M_s(t) \end{Bmatrix} = -\ddot{U}_o(t) \begin{Bmatrix} M_e \\ M_e + M_c \\ M_e(H_e + D) + M_c E \end{Bmatrix} - \ddot{\Phi}_o(t) \begin{Bmatrix} M_e(H_e + D) \\ M_e(H_e + D) + M_c E \\ M_e(H_e + D)^2 + M_c E^2 + J_e + J_c \end{Bmatrix} \quad (1)$$

donde el superíndice denota diferenciación con respecto al tiempo t y $E=D/2$ es la profundidad al centro de gravedad de la cimentación, que se toma como la mitad de la profundidad de enterramiento; esta consideración es irrelevante para todo propósito práctico. Además, $P_e(t) = C_e \dot{U}_e(t) + R_e(t)$ es la fuerza interna de la estructura, siendo R_e la fuerza restauradora. La fuerza de interacción P_s y el momento de interacción M_s del suelo actuando sobre la cimentación se definen por la integral de convolución

$$\begin{Bmatrix} P_s(t) \\ M_s(t) \end{Bmatrix} = \int_0^t \begin{bmatrix} \tilde{K}_{hh}(t-\tau) & \tilde{K}_{hr}(t-\tau) \\ \tilde{K}_{hr}(t-\tau) & \tilde{K}_{rr}(t-\tau) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} U_c(\tau) \\ \Phi_c(\tau) \end{Bmatrix} d\tau \quad (2)$$

donde $\tilde{K}_{hh}(t)$ y $\tilde{K}_{rr}(t)$ son las funciones de impedancia horizontal y de cabeceo en el dominio del tiempo. El término de acoplamiento $\tilde{K}_{hr}(t)$ suele despreciarse. Cuando el suelo se comporta linealmente, la rigidez dinámica y el movimiento de entrada para la cimentación pueden evaluarse en el dominio de la frecuencia, y después transformarlos al dominio del tiempo antes de analizar el sistema con comportamiento no lineal.

Cuando la rigidez dinámica de la cimentación en el dominio de frecuencia es evaluada, puede aplicarse la siguiente función compleja:

$$\tilde{K}_{mn} = K_{mn}^o (k_{mn} + i\eta c_{mn}); \quad m, n = h, r \quad (3)$$

donde $\eta = \omega r/\beta_s$ es una frecuencia adimensional, siendo ω la frecuencia angular. Los términos k_{mn} y c_{mn} son denominados coeficientes de rigidez dinámica y amortiguamiento, y el factor K_{mn}^o es la rigidez estática. Los resortes y amortiguadores funciones de la frecuencia por los que el suelo es sustituido para

cada modo de vibración de la cimentación (h=horizontal y r=cabeceo) se obtienen fácilmente de la ec. 3 como sigue:

$$K_{mn} = K_{mn}^o k_{mn} \quad (4)$$

$$C_{mn} = \frac{\eta}{\omega} K_{mn}^o c_{mn} \quad (5)$$

Los resortes lineales se toman como sustitutos de la inercia y flexibilidad del suelo de soporte, a la vez que los amortiguadores viscosos actúan como disipadores de energía por comportamiento histerético y propagación de ondas dentro del suelo. Para calcular la respuesta no lineal paso a paso de la estructura ante excitación sísmica, se implementó en un programa de cómputo casero un algoritmo de integración en el tiempo basado en el conocido método de Newmark. Los detalles del método de análisis pueden verse en el trabajo de Avilés y Pérez-Rocha (2003).

Oscilador de reemplazo no lineal

Tradicionalmente se han desarrollado conceptos de diseño por desempeño con referencia a un oscilador elemental. A la luz de esta idea, la forma natural y conveniente para incorporar la interacción suelo-estructura en el diseño por desempeño parece ser la introducción de un oscilador de reemplazo no lineal. Los procedimientos más conocidos para reemplazar la estructura real con base flexible por un oscilador equivalente con base rígida usualmente no toman en cuenta la capacidad dúctil de la estructura (Jennings y Bielak, 1973; Veletsos y Meek, 1974). Pese a esta limitación, tales procedimientos han sido implementados en varios códigos del mundo para considerar los efectos de interacción. No obstante, como estos efectos son menos importantes en sistemas inelásticos que en elásticos, las recomendaciones por interacción basadas en comportamiento lineal de la estructura no son directamente aplicables al diseño sísmico de edificios convencionales, en los que se esperan deformaciones mayores que el límite de fluencia durante temblores muy intensos.

Recientemente, Avilés y Pérez-Rocha (2003) han mostrado que la estructura real de base flexible con periodo natural T_e , relación de amortiguamiento ζ_e y factor de ductilidad μ_u puede remplazarse adecuadamente por un oscilador equivalente de base rígida definido por el periodo y amortiguamiento acoplados del sistema, \tilde{T}_e y $\tilde{\zeta}_e$, y por su ductilidad global $\tilde{\mu}_u$. Si se desprecian la masa y el momento de inercia de la cimentación, la relación entre las propiedades dinámicas del sistema y las de la estructura sola están dadas por (Avilés y Suárez, 2002)

$$\tilde{T}_e = (T_e^2 + T_h^2 + T_r^2)^{1/2} \quad (6)$$

$$\tilde{\zeta}_e = \zeta_e \frac{T_e^3}{\tilde{T}_e^3} + \frac{\zeta_h}{1 + 2\zeta_h^2} \frac{T_h^2}{\tilde{T}_e^2} + \frac{\zeta_r}{1 + 2\zeta_r^2} \frac{T_r^2}{\tilde{T}_e^2} \quad (7)$$

donde $T_h = 2\pi(M_e/K_h)^{1/2}$ y $T_r = 2\pi(M_e(H_e + D)^2/K_r)^{1/2}$ son los periodos naturales asociados con la traslación y cabeceo de la estructura, mientras que $\zeta_h = \pi C_h/\tilde{T}_e K_h$ y $\zeta_r = \pi C_r/\tilde{T}_e K_r$ son los correspondientes amortiguamientos del suelo. Debido a la dependencia de la frecuencia que tienen los periodos T_h y T_r , se requiere aplicar un proceso iterativo para calcular el periodo del sistema con la ec. 6. Una vez hecho esto, el amortiguamiento del sistema se calcula directamente con la ec. 7.

Para tener un oscilador equivalente con la misma resistencia de fluencia y capacidad de deformación plástica que la estructura real, se requiere adicionalmente que (Avilés y Pérez-Rocha, 2003)

$$\tilde{\mu}_u = 1 + (\mu_u - 1) \frac{T_e^2}{\tilde{T}_e^2} \quad (8)$$

Esta expresión representa la ductilidad global del sistema e implícitamente asume que la traslación y rotación de la cimentación son las mismas en las condiciones última y de fluencia, lo cual es cierto cuando el suelo permanece elástico y la estructura se comporta elastoplásticamente. Es interesante notar que la ec. 8 se dedujo basándose en consideraciones puramente estáticas y geométricas, sin usar conceptos dinámicos. Para excitación sísmica, sin embargo, los autores han mostrado en el estudio previo que la reducción de ductilidad por interacción aún se predice eficientemente con esta expresión.

En esta etapa aparece la pregunta de cuál ductilidad, μ_u o $\tilde{\mu}_u$, debería usarse en diseño. Los autores han mostrado en el estudio previo que la resistencia de fluencia del oscilador de reemplazo (\tilde{F}_y) para la ductilidad global $\tilde{\mu}_u$ es aproximadamente igual a la requerida por la estructura real (F_y) para la ductilidad estructural μ_u , cuando ambos sistemas son sometidos al mismo movimiento de entrada en la base. Esto indica que μ_u debe usarse al analizar la estructura real con base flexible, mientras que $\tilde{\mu}_u$ debe usarse al analizar la estructura modificada con base rígida. Es importante hacer notar que pese a la equivalencia de resistencias, $\tilde{F}_y = F_y$, hay una diferencia entre los desplazamientos totales de los dos sistemas, expresada por (Avilés y Pérez-Rocha, 2003)

$$U_u = \frac{T_e^2}{\tilde{T}_e^2} \frac{\mu_u}{\tilde{\mu}_u} \tilde{U}_u \quad (9)$$

donde U_u y \tilde{U}_u son los máximos desplazamientos de la estructura real y el oscilador equivalente, respectivamente. La razón de esto es que el desplazamiento del oscilador equivalente involucra tanto el desplazamiento de la estructura como el movimiento de cuerpo rígido por traslación y cabeceo de la cimentación. Aclarado esto, falta por determinar si el oscilador equivalente tiene la misma capacidad de disipación de energía histerética que la estructura real.

Energía histerética disipada

El número de ciclos inelásticos se refleja directamente en la energía histerética plástica. En consecuencia, esta cantidad acumulativa es un indicador confiable para evaluar el potencial de daño de temblores intensos de larga duración. La energía de deformación plástica disipada por la estructura ante excitación sísmica se calcula como el área acumulada de los ciclos de histéresis fuerza-deformación. Para un ciclo elastoplástico general, ver la fig. 2, tenemos que

$$E_H = F_y (U_m - U_y) \quad (10)$$

donde U_m es la demanda de desplazamiento inelástico y $U_y = F_y/K_e$ el desplazamiento de fluencia, siendo K_e la rigidez inicial de la estructura. En vista de lo discutido previamente, el desplazamiento inelástico de la estructura real debe obtenerse al sustraer el movimiento de cuerpo rígido de la cimentación al desplazamiento inelástico del oscilador equivalente. Como los desplazamientos de fluencia de ambos sistemas son $U_y = U_u/\mu_u$ y $\tilde{U}_y = \tilde{U}_u/\tilde{\mu}_u$, según la ec. 9 se tiene que

$$U_y = \frac{T_e^2}{\tilde{T}_e^2} \tilde{U}_y \quad (11)$$

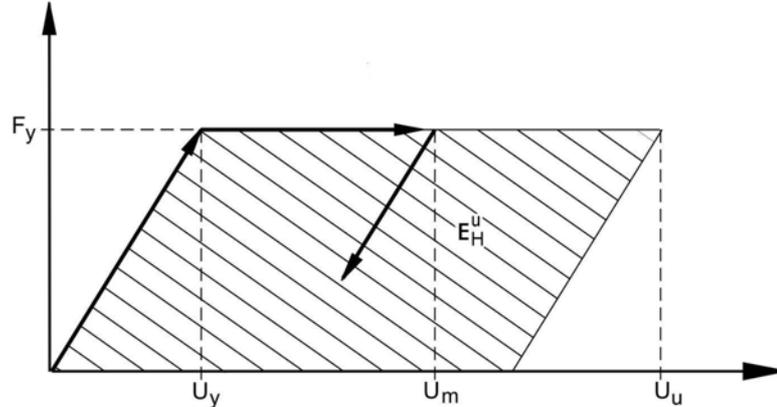


Figura 2. Relación fuerza-deformación para comportamiento perfectamente elastoplástico; E_H^u = capacidad de energía histerética monotónica.

La diferencia entre \tilde{U}_y y U_y representa el movimiento de cuerpo rígido de la estructura inducido por la traslación y cabeceo de la cimentación. Para análisis de daño es necesario remover este movimiento de cuerpo rígido, el cual no está asociado con deformación en la estructura. Esto se logra usando la siguiente relación:

$$U_m = \tilde{U}_m - (\tilde{U}_y - U_y) = \tilde{U}_m - \left(1 - T_e^2 / \tilde{T}_e^2\right) \quad (12)$$

Las relaciones dadas por las ecs. 9 y 11 son simplemente la ec. 12 especializada para $U_m = U_u$ y $U_m = U_y$, respectivamente. De la ec. 12 es evidente que $U_m = \tilde{U}_m$ cuando no hay interacción suelo-estructura, ya que $\tilde{T}_e = T_e$. Al sustituir las ecs. 11 y 12 en la ec. 10, teniendo en cuenta que $\tilde{F}_y = F_y$, resulta en

$$\tilde{E}_H = \tilde{F}_y (\tilde{U}_m - \tilde{U}_y) \quad (13)$$

Como los dos sistemas experimentarían la misma deformación plástica, $U_m - U_y = \tilde{U}_m - \tilde{U}_y$, se desprende que $\tilde{E}_H = E_H$. Esta equivalencia de energía se confirmará en seguida, comparando los espectros de energía histerética calculados aproximadamente para el oscilador equivalente con los calculados rigurosamente para la estructura real.

Como es sabido, la rigidez relativa de la estructura y el suelo, $\sigma = H_e / T_e v_s$, es el parámetro más usado para medir la importancia de la interacción suelo-estructura. Nótese que, si T_e es proporcional a H_e , entonces σ mide puramente la flexibilidad del suelo. Los resultados aquí presentados se calcularon para $\sigma = 1/3$ que corresponde a, digamos, $H_e / T_e = 25 \text{ m/s}$ y $v_s = 75 \text{ m/s}$. El primer valor es válido para muchos tipos de estructuras de edificios y el segundo para sitios blandos característicos de la zona del lago de la ciudad de México. Por razones prácticas, se estudiará con detalle un sistema de interacción típico definido por $H_e / r = 3$ para la relación de esbeltez y $D / r = 0.5$ para la relación de enterramiento. Sin duda que variaciones de estos parámetros del sistema afectan los resultados. Se mostrará que valores decrecientes de H_e / r y valores crecientes de D / r tienden a reducir los efectos de interacción. En la fig. 3 se muestran espectros de energía histerética por unidad de masa (E_H / M_e) para $\mu_u = 2$ y 4, usando el

registro de *SCT* del temblor de Michoacán de 1985. Los resultados se grafican contra el periodo de la estructura normalizado con respecto al periodo del sitio, denotado de aquí en adelante como T_s . Independientemente de la ductilidad, las demandas de energía calculadas para la estructura real son muy bien predichas usando el oscilador equivalente. Las diferencias son tan pequeñas que las curvas casi se traslapan. Este excelente acuerdo confirma la eficiencia del oscilador equivalente para calcular fácilmente espectros de energía histerética incluyendo la interacción suelo-estructura.

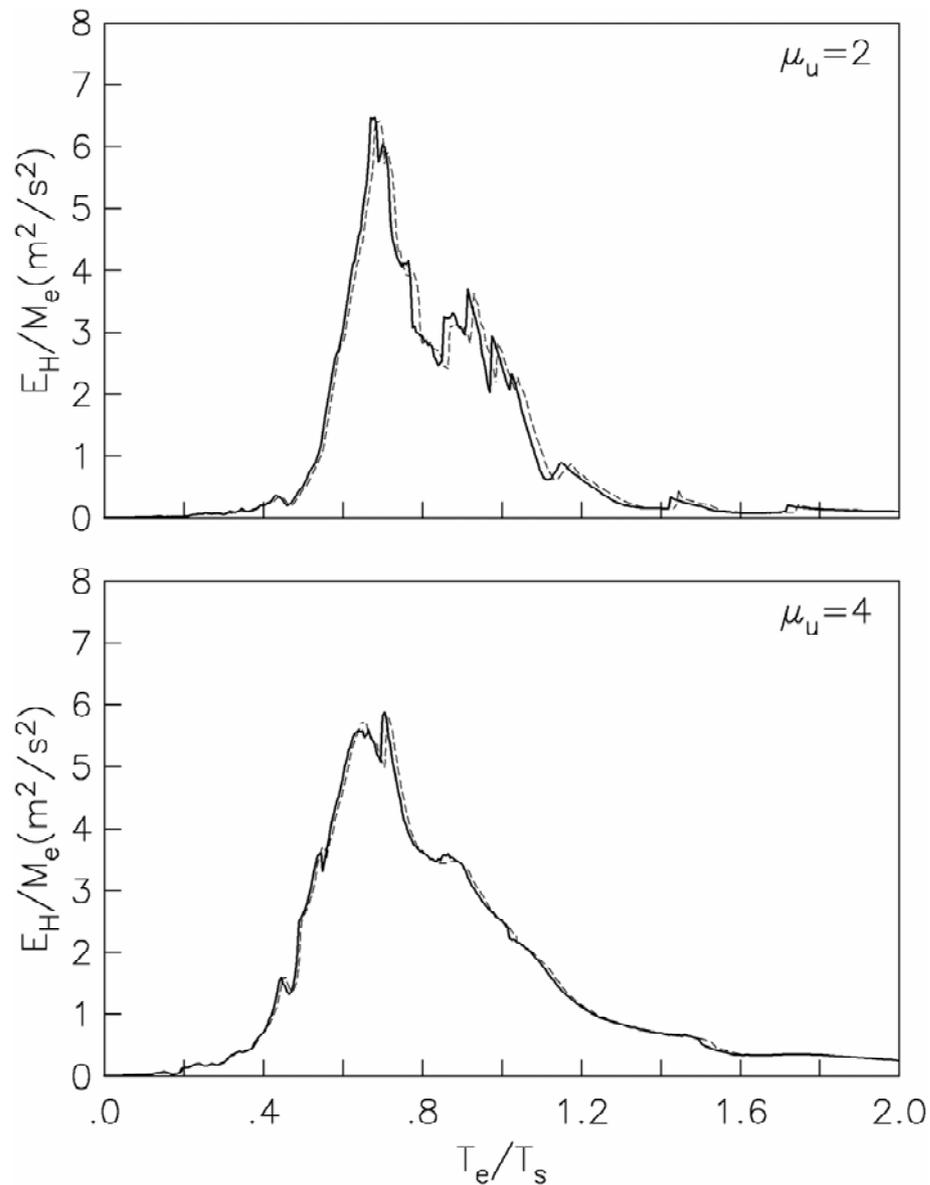


Figura 3. Espectros de energía histerética por unidad de masa; solución exacta para el sistema acoplado (línea continua) y solución aproximada para el oscilador de remplazo (línea discontinua).

Ahora, los resultados aproximados de la fig. 3 con interacción se comparan en la fig. 4 con los correspondientes al caso de base rígida. Tal como se ha observado con las demandas de resistencia y desplazamiento (Avilés y Pérez-Rocha, 2003), los efectos de interacción producen incrementos y reducciones de las demandas de energía respecto a los valores de base rígida, dependiendo de la relación de periodos de la estructura y el sitio. En vista del alargamiento del periodo estructural, los espectros de energía histerética con interacción sufren un corrimiento hacia la izquierda de los de base rígida. Como consecuencia, el desempeño estructural puede ser afectado negativamente si $T_e/T_s < 0.8$ o positivamente si $T_e/T_s > 0.8$. Puede observarse además que estos efectos crecen con la reducción de la ductilidad, lo que confirma que la interacción suelo-estructura es más importante para sistemas elásticos.

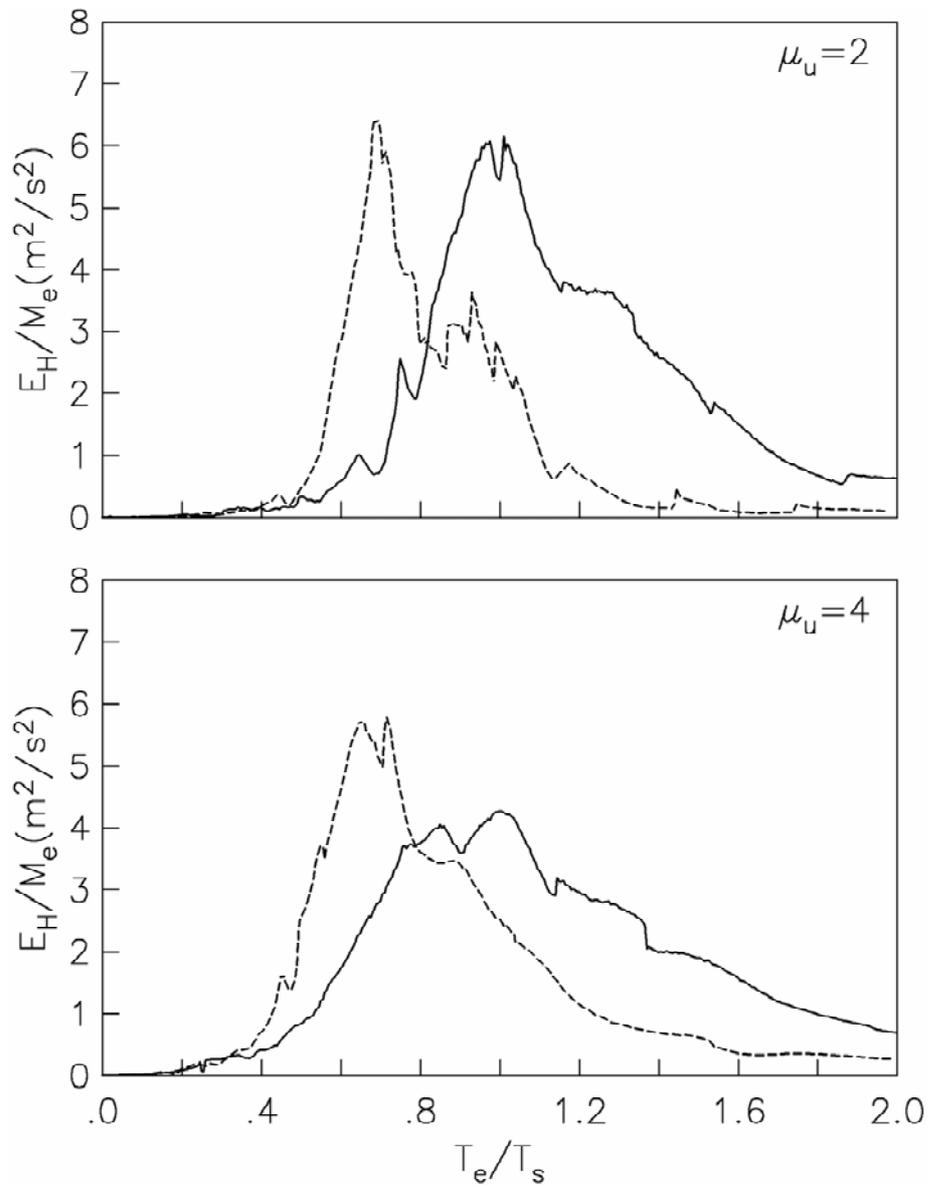


Figura 4. Espectros de energía histerética por unidad de masa con (línea discontinua) y sin (línea continua) efectos de interacción.

ÍNDICE DE DAÑO CONSISTENTE

En los procedimientos de diseño convencionales, sólo los estados límite de servicio (daño incipiente) y colapso (daño irreparable) son usualmente considerados. Sin embargo, en un enfoque de diseño multi-nivel, al diseñador se le permitiría evaluar otros estados de desempeño estructural, asociados con diferentes estados límite de daño. Esto puede realizarse introduciendo un índice de daño apropiado en el análisis no lineal de la estructura. En palabras de Bozorgnia y Bertero (2003), un índice de daño bien definido para un oscilador simple es una cantidad normalizada que será igual a cero si la estructura permanece elástica, y será igual a uno si hay un potencial de colapso estructural. Valores intermedios del índice de daño corresponden a otros niveles de desempeño tales como los estados límite de operación, reparación y desocupación, entre otros. Con esto en mente, Avilés y Pérez-Rocha (2002) propusieron un índice de daño consistente haciendo un simple ajuste al comúnmente usado índice de Park-Ang, que se traduce en

$$ID = \alpha \frac{U_m - U_y}{U_u - U_y} + \beta \frac{E_H^m}{E_H^u} = \frac{\alpha(\mu_m - 1) + \beta E_H^n}{\mu_u - 1}; \quad \text{para } U_m \geq U_y \quad (14)$$

donde U_m es la demanda máxima de desplazamiento durante la excitación sísmica y $\mu_m = U_m/U_y$ la correspondiente demanda de ductilidad, mientras que U_u es la capacidad última de desplazamiento bajo carga monotónica, ver la fig. 2, y $\mu_u = U_u/U_y$ la correspondiente capacidad de ductilidad. Al mismo tiempo, E_H^m es la demanda de energía histerética durante la excitación sísmica, $E_H^u = F_y(U_u - U_y)$ la capacidad de energía histerética bajo carga monotónica, ver la fig. 2, y $E_H^n = E_H^m/F_y U_y$ la llamada energía histerética normalizada. Los coeficientes α y β , que satisfacen la condición $\alpha + \beta = 1$, controlan el deterioro de la rigidez en términos del máximo desplazamiento y la energía disipada, respectivamente. Ellos dependen de las características tanto del sistema estructural como de la excitación sísmica. En este estudio se supone que $\alpha = 0.8$ y $\beta = 0.2$. Cabe señalar que el uso de estos valores aproximados es sólo para ilustrar la implantación del modelo de daño. Un procedimiento racional para estimar tales coeficientes puede encontrarse en el trabajo de Bozorgnia y Bertero (2003) en el intervalo intermedio que es el más confiable. En el límite de comportamiento elástico, donde $U_m = U_y$ y $E_H^m = 0$, el valor de ID será igual a cero y por tanto no se espera daño. Ante desplazamiento monotónicamente creciente, el valor de ID será igual a uno si $U_m = U_u$, que implica falla potencial. Otros valores de ID , entre cero y uno, corresponden a diferentes niveles de daño estructural. Las sollicitaciones cíclicas conducen a una reducción de la capacidad de deformación debido a la energía histerética disipada. Para cualquier nivel de desempeño deseado, a partir de la ec. 14 puede deducirse la relación entre la ductilidad reducida resultante y la ductilidad monotónica última, como sigue

$$\mu'_m = \frac{ID(\mu_u - 1) - \beta E_H^n}{\alpha} + 1 \quad (15)$$

Para la condición de falla, donde $ID = 1$, esta expresión se reduce a

$$\mu'_m = \frac{\mu_u - \beta[1 + E_H^n(1)]}{\alpha} \quad (16)$$

Nótese que, ante desplazamiento monotónicamente creciente, $E_H^n(1) = \mu_u - 1$ y por consiguiente $\mu'_m = \mu_u$. Sin embargo, como la capacidad de disipación de energía bajo carga cíclica es generalmente mayor que bajo carga monotónica, de la ec. 16 se desprende que $\mu'_m < \mu_u$. Esto significa que la capacidad de ductilidad monotónica se reduce por el efecto de fatiga de bajo ciclaje. En otras palabras, si la demanda

de energía histerética excede la capacidad de energía monotónica, la falla ocurrirá para una demanda de desplazamiento menor que la capacidad monotónica del sistema. De hecho, la ec. 16 define lo que Fajfar (1992) ha llamado la ductilidad equivalente para tomar en cuenta el daño acumulado por reversiones de carga cíclica en el intervalo inelástico. Este es el modelo de daño propuesto para incorporar la interacción suelo-estructura al diseño basado en desempeño. El modelo incluye demandas de ductilidad de desplazamiento y de energía histerética, cantidades que se determinan usando la solución del oscilador de reemplazo no lineal. El concepto de ductilidad equivalente se aplica en combinación con este modelo.

ESPECTROS CON INTERACCIÓN

Para identificar tendencias generales de los resultados, se realizó un estudio estadístico usando 90 movimientos horizontales del terreno registrados en 15 estaciones de campo libre localizadas en la ciudad de México, los cuales corresponden a 3 temblores de subducción con distancia epicentral entre 250 y 300 km. En la tabla 1 se describen las principales características de estos movimientos, los cuales son representativos de sitios blandos donde se han observado grandes amplificaciones espectrales, dadas por la relación entre la aceleración máxima de la estructura y la aceleración máxima del terreno. Para estas excitaciones, en la fig. 5 se muestran los espectros de respuesta media en términos de amplificación espectral. Los resultados se presentan con y sin efectos de interacción y, en cada caso, para comportamiento elástico e inelástico. El proceso de promediado se llevó a cabo mediante la normalización del periodo dominante de la excitación en cada sitio, definido éste como el periodo donde el espectro de aceleración para 5% de amortiguamiento alcanza su máximo. Esto con el objeto de no eliminar los picos resonantes típicos en espectros de respuesta de banda angosta (Mylonakis y Gazetas, 2000). De hecho, el espectro elástico de base rígida tiene dos picos resonantes, uno en $T_e/T_s = 1$ asociado con el primer modo de vibración del suelo y otro en $T_e/T_s \approx 0.35$ asociado con el segundo modo. Estos picos tienden a desaparecer en los espectros inelásticos de base rígida.

Tabla 1. Movimientos del terreno seleccionados para análisis estadísticos

Estación	Temblor: 89/04/25				Temblor: 93/10/24				Temblor: 95/09/14			
	Long. -99.40; Lat. 16.60				Long. -98.98; Lat. 16.54				Long. -98.88; Lat. 16.31			
	Mc=6.5; Mb=6.3; Ms=6.9				Mc=6.5; Mb=6.2; Ms=6.6				Mc=6.4; Mb=7.2; Ms=7.3			
	Periodo de la excitación (s)		PGA (gales)		Periodo de la excitación (s)		PGA (gales)		Periodo de la excitación (s)		PGA (gales)	
T_{ns}	T_{ew}	A_{ns}	A_{ew}	T_{ns}	T_{ew}	A_{ns}	A_{ew}	T_{ns}	T_{ew}	A_{ns}	A_{ew}	
01	2.09	2.10	45.8	37.4	1.86	1.08	9.0	9.5	1.89	1.59	41.0	35.2
08	2.00	2.19	32.4	47.3	1.58	1.70	8.4	8.1	2.05	1.97	26.7	28.9
15	1.38	1.48	40.5	27.5	1.23	1.26	12.1	13.9	1.28	1.45	28.7	24.4
19	2.65	2.57	54.6	29.7	2.66	2.67	9.4	7.3	2.72	2.80	51.3	25.0
22	1.41	1.36	23.6	23.7	1.45	1.42	12.0	11.3	1.40	1.57	23.6	28.7
29	2.93	2.88	49.6	47.4	2.50	2.68	13.5	11.5	2.86	2.83	27.7	28.9
39	2.68	2.95	33.5	37.2	2.28	2.75	9.9	13.6	2.22	2.88	30.7	44.0
45	2.28	2.60	42.6	52.3	2.16	2.41	13.0	12.1	2.10	1.97	34.6	32.2
49	3.05	3.07	54.4	58.9	2.44	2.74	14.4	17.7	2.81	2.90	31.8	39.4
51	2.27	2.12	47.0	39.1	1.77	1.91	11.0	11.7	2.00	2.08	40.3	32.3
53	1.36	1.29	39.4	33.0	1.43	1.36	9.7	9.2	1.40	1.26	26.7	30.9
62	2.11	2.15	52.6	45.4	1.82	1.61	9.6	9.5	1.96	2.02	30.0	26.1
84	1.43	1.41	27.0	30.0	1.39	1.36	13.0	10.4	1.42	1.34	27.6	26.7
RO	1.19	1.25	45.7	55.0	1.17	1.37	15.9	14.5	1.38	1.29	29.1	37.3
SC	2.19	2.06	37.5	37.1	1.73	1.83	10.9	11.0	1.52	1.98	26.3	31.8

Para el caso elástico se observa que los efectos de sitio producen una amplificación espectral máxima del orden de 5, que es el doble del valor usualmente considerado en los códigos sísmicos para terreno firme. Nótese que los espectros de respuesta con interacción se corren hacia periodos cortos; las consecuencias de este efecto dependen principalmente de la relación de periodos T_e/T_s . A diferencia de lo que pasa en el caso de base rígida, la condición de resonancia en sistemas suelo-estructura se presenta cuando el periodo de la estructura es menor que el periodo del sitio.

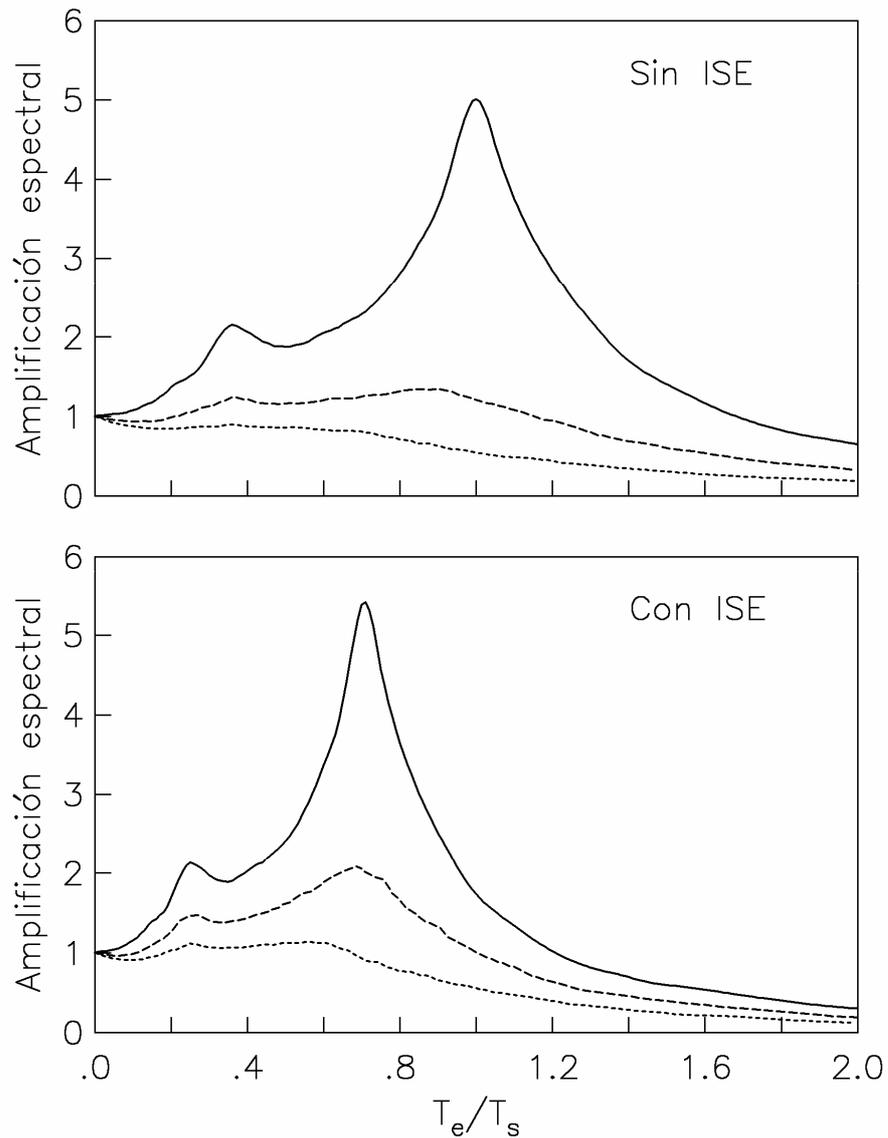


Figura 5. Amplificación espectral promedio para $\mu_u = 1$ (línea continua), 2 (línea discontinua) y 4 (línea punteada), usando los movimientos del terreno listados en la tabla 1.

Espectros de resistencia para daño constante

Los espectros de resistencia se determinan mediante iteraciones en la resistencia de fluencia F_y hasta que las demandas de ductilidad μ_m y energía E_H^n satisfagan la ec. 14, para valores dados del índice de daño correspondientes a niveles de desempeño deseados. Como los movimientos del terreno en la ciudad de México durante temblores de diseño serían más fuertes que los listados en la tabla 1, la amplitud de cada movimiento registrado se escaló a 0.25 g de acuerdo con lo especificado en las NTCDS (RCDF, 2004), sin ningún cambio adicional en el contenido de frecuencias y la duración de la excitación. Para el estado límite de falla, $ID=1$, las figs. 6 y 7 exhiben espectros de resistencia media ($F_y/M_e g$ = coeficiente sísmico) para $\mu_u = 2$ y 4, respectivamente. Los resultados se presentan con y sin efectos de interacción y, en cada caso, el espectro para daño constante se compara con el de ductilidad constante usado en la práctica de diseño convencional.

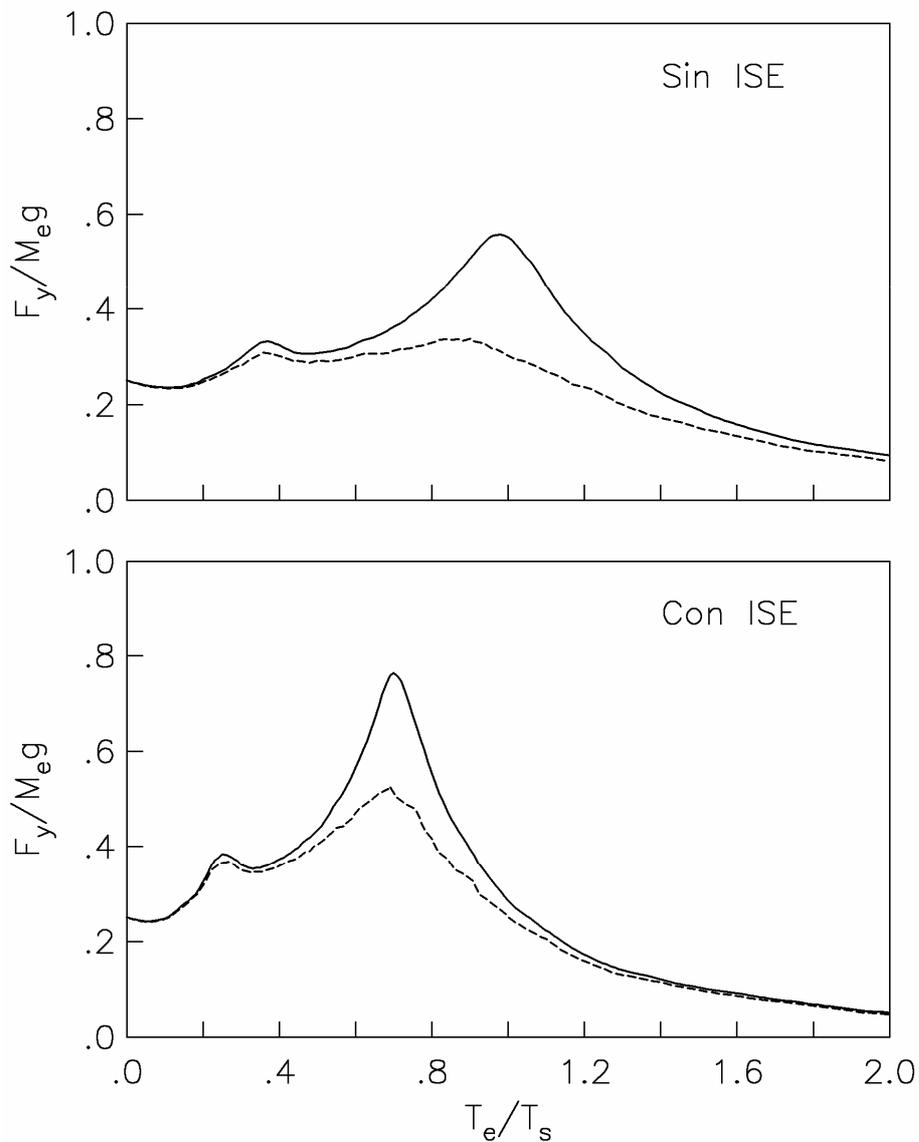


Figura 6. Espectros de resistencia media para ductilidad constante $\mu_u = 2$ (línea discontinua) y para daño constante $ID = 1$ (línea continua).

En estos resultados puede verse que las demandas de resistencia basadas en daño constante son mayores que las de ductilidad constante. Esto es para compensar el daño acumulado debido a las acciones cíclicas inelásticas. Los efectos del daño estructural en las resistencias requeridas para periodos de vibración muy cortos y largos son despreciables, particularmente para la ductilidad menor. En cambio, los espectros de daño constante y ductilidad constante se separan considerablemente uno de otro alrededor de los picos resonantes. Los efectos descritos pueden apreciarse mejor en la fig. 8 con el cociente entre ambos espectros, el cual crece en todo el intervalo de periodos al aumentar la ductilidad. El corrimiento hacia periodos cortos del pico de este cociente es una consecuencia de la interacción suelo-estructura. Con respecto al caso de base rígida, este cociente se reduce para $T_e/T_s > 0.8$, pero ocurre lo contrario para $T_e/T_s < 0.8$, con algunas excepciones alrededor de $T_e/T_s = 0.35$.

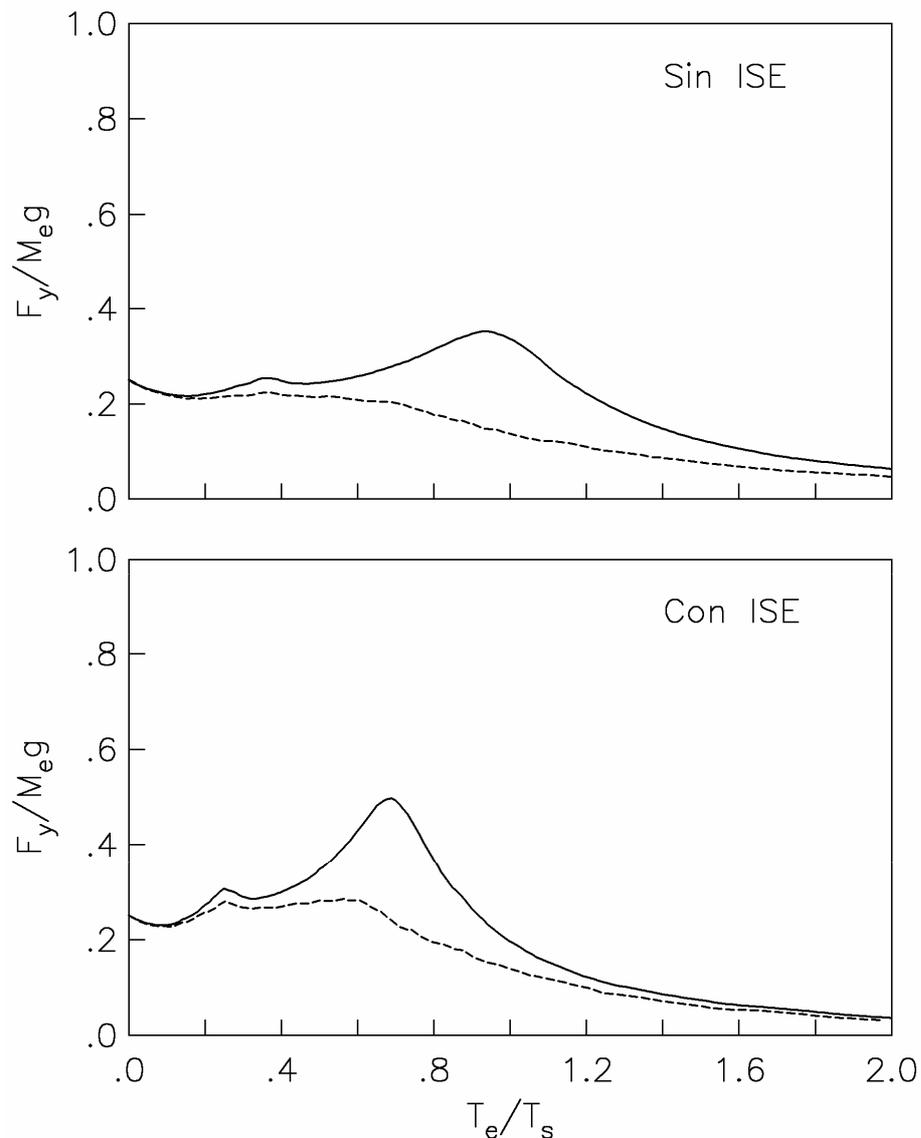


Figura 7. Espectros de resistencia media para ductilidad constante $\mu_u = 4$ (línea discontinua) y para daño constante $ID = 1$ (línea continua).

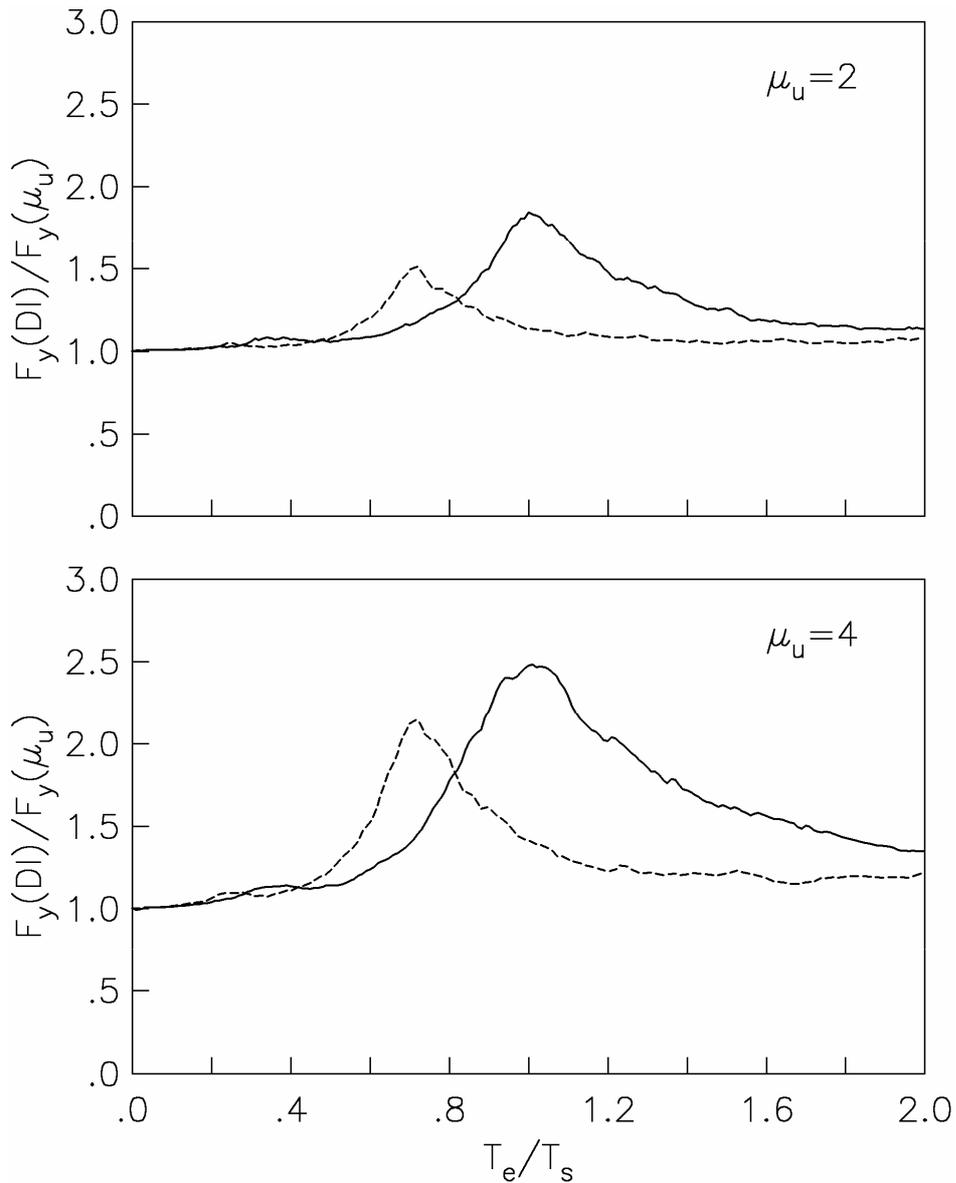


Figura 8. Cociente promedio de espectros de resistencia para daño constante entre ductilidad constante, con (línea discontinua) y sin (línea continua) interacción.

A fin de evaluar la importancia de los efectos de interacción en el desempeño estructural, se calculó el cociente de resistencias

$$FI = \frac{F_y(v_s)}{F_y(\infty)} \tag{17}$$

entre espectros de base flexible y rígida, usando los resultados de las figs. 6 y 7 para $\mu_u = 2$ y 4, respectivamente. Este factor puede emplearse para estimar la resistencia con interacción, $F_y(v_s)$, a partir

de la resistencia sin interacción, $F_y(\infty)$. De acuerdo con su definición, $FI = 1$ indica que los efectos de interacción son nulos. Este factor tiene el mismo significado que el cociente \tilde{V}/V usado en las normas técnicas locales y los códigos sísmicos americanos (BSSC, 2000) para considerar dichos efectos en el cortante basal de diseño. La forma de FI para daño constante se compara en la fig. 9 con la de ductilidad constante. Se observa que los efectos de interacción tienen tendencias similares en ambos casos, pero son más importantes cuando se considera el daño estructural. En general, dichos efectos son benéficos ($FI < 1$) para estructuras de baja sintonía con $T_e > T_s$, pero son perjudiciales ($FI > 1$) para estructuras de alta sintonía con $T_e < 0.8T_s$. Nótese que los efectos de interacción son más pronunciados para la ductilidad menor, donde las resistencias incluyendo daño se incrementan hasta más de 100% alrededor de $T_e/T_s = 0.7$ y se reducen hasta más de 50% alrededor de $T_e/T_s = 1.1$.

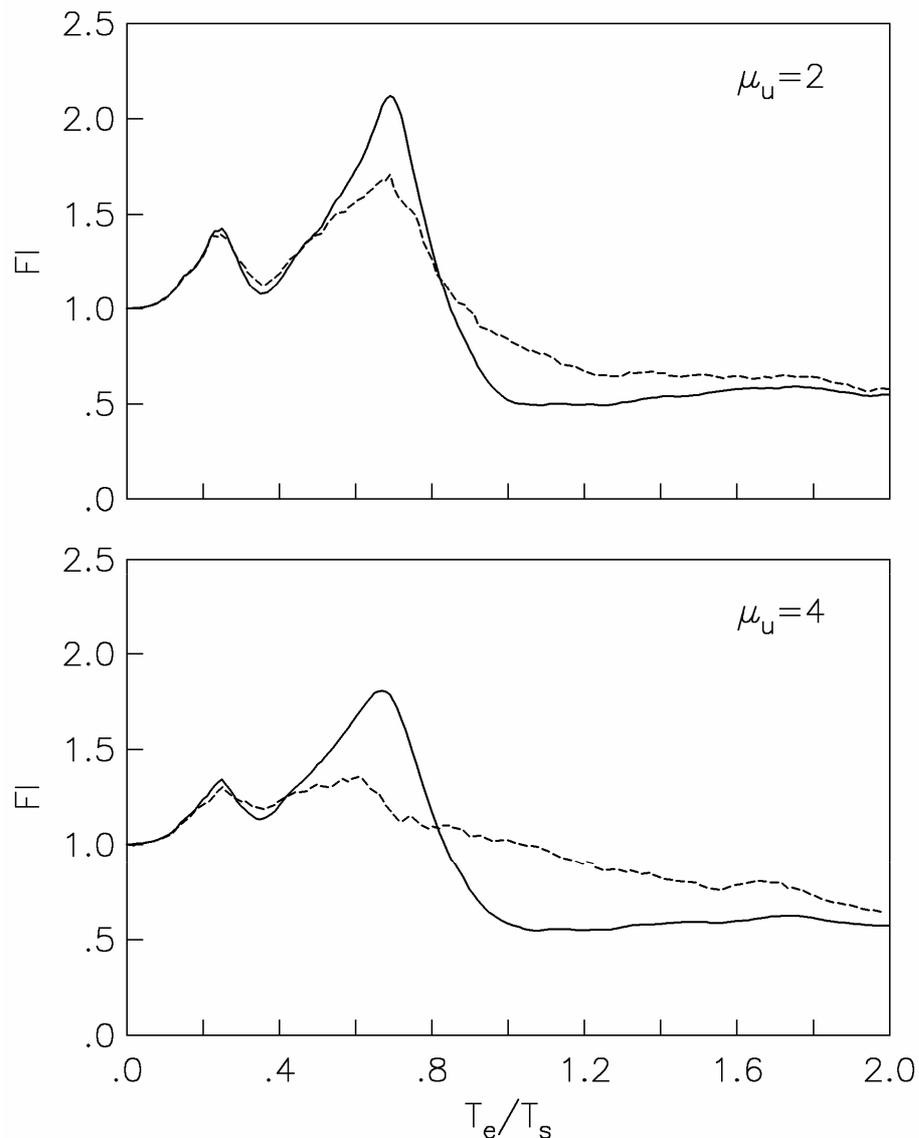


Figura 9. Cociente promedio de espectros de resistencia para base flexible entre base rígida, considerando ductilidad constante (línea discontinua) versus daño constante $ID = 1$ (línea continua).

Ductilidad equivalente

Tal como lo sugiere la ec. 16, se necesita el valor medio de $E_H^n(1)$ para estimar la ductilidad equivalente para la condición de falla. La fig. 10 muestra los espectros de energía media para $\mu_u = 2$ y 4, con y sin efectos de interacción. Como $\mu_u - 1$ es el mínimo valor de $E_H^n(1)$ esperado para periodo muy corto, se grafica la raíz cuadrada del cociente $E_H^n(1)/(\mu_u - 1)$ por conveniencia. Considerando que $(E_H^n(1))^{1/2}$ es proporcional linealmente a la amplitud de la excitación, realmente se promedia esta cantidad en lugar de $E_H^n(1)$. Podemos ver que esta energía histerética renormalizada varía relativamente poco en todo el intervalo de periodos, yendo de 1 en $T_e = 0$ a menos de 2 en su máximo y tendiendo a un valor intermedio cuando $T_e \rightarrow \infty$. Es visible que la ductilidad tiene poca influencia en los resultados, los cuales se incrementan ligeramente al incrementar el valor de μ_u . Las curvas de energía para ambas ductilidades están uniformemente separadas una de otra, excepto para periodo muy corto.

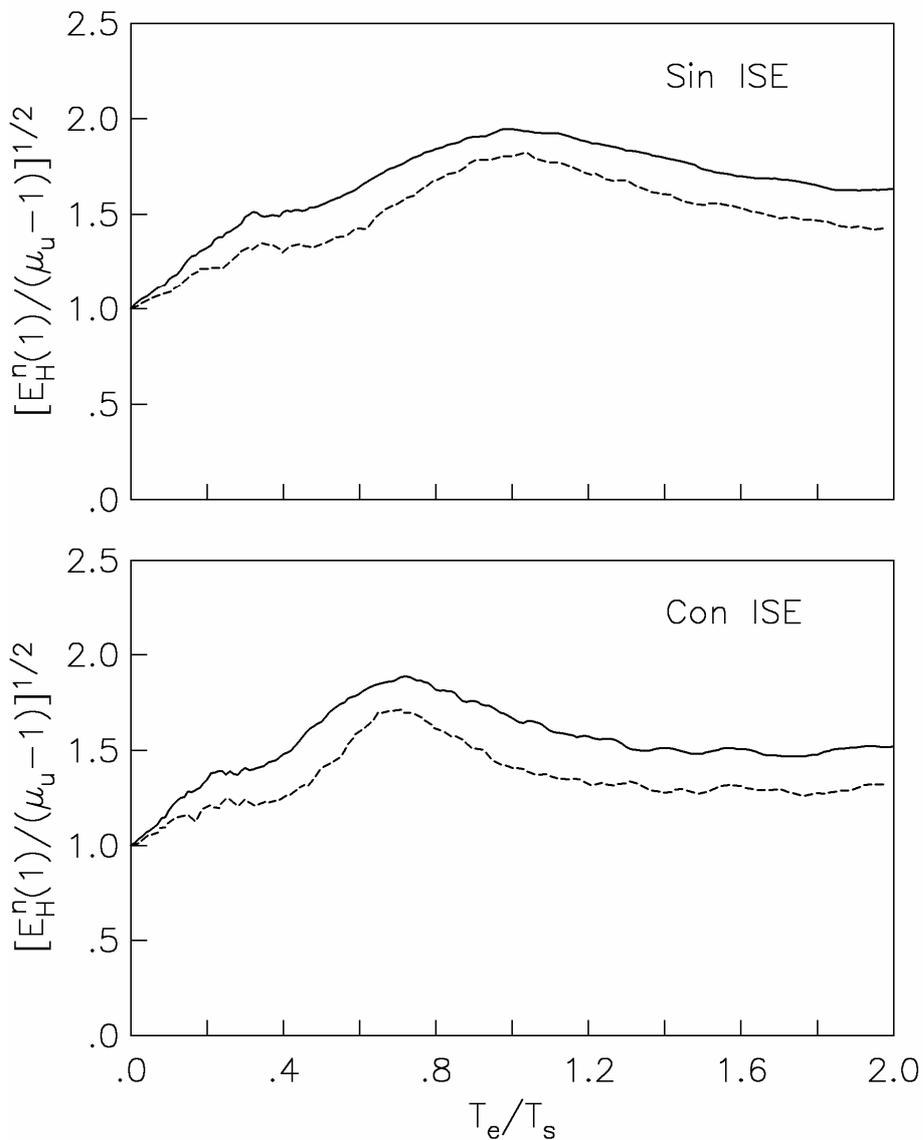


Figura 10. Espectros de energía media para la condición de falla, considerando $\mu_u = 2$ (línea discontinua) y 4 (línea continua).

A continuación se deduce la forma de la ductilidad equivalente μ'_m en la fig. 11, usando los resultados de la fig. 10 para la energía histerética disipada. La relación $\mu'_m - T_e$ es relativamente suave, controlada por la forma de la energía histerética normalizada $E_H^n(1)$. Para el caso de base rígida, los valores de μ'_m disminuyen con el cociente de periodos para $T_e/T_s < 1$, alcanzan su mínimo en $T_e/T_s = 1$ y crecen asintóticamente con el cociente de periodos para $T_e/T_s > 1$. Las curvas de ductilidad con interacción siguen las mismas tendencias generales observadas en el caso de base rígida, excepto por el corrimiento de sus valores mínimos hacia periodos cortos. Por otro lado, la ec. 16 puede usarse para fijar los límites de μ'_m . Por ejemplo, suponiendo que $\sqrt{E_H^n(1)/(\mu_u - 1)} = 2$ en su máximo, los valores mínimos de μ'_m serían 1.75 en el caso de $\mu_u = 4$, o bien 1.25 en el caso de $\mu_u = 2$.

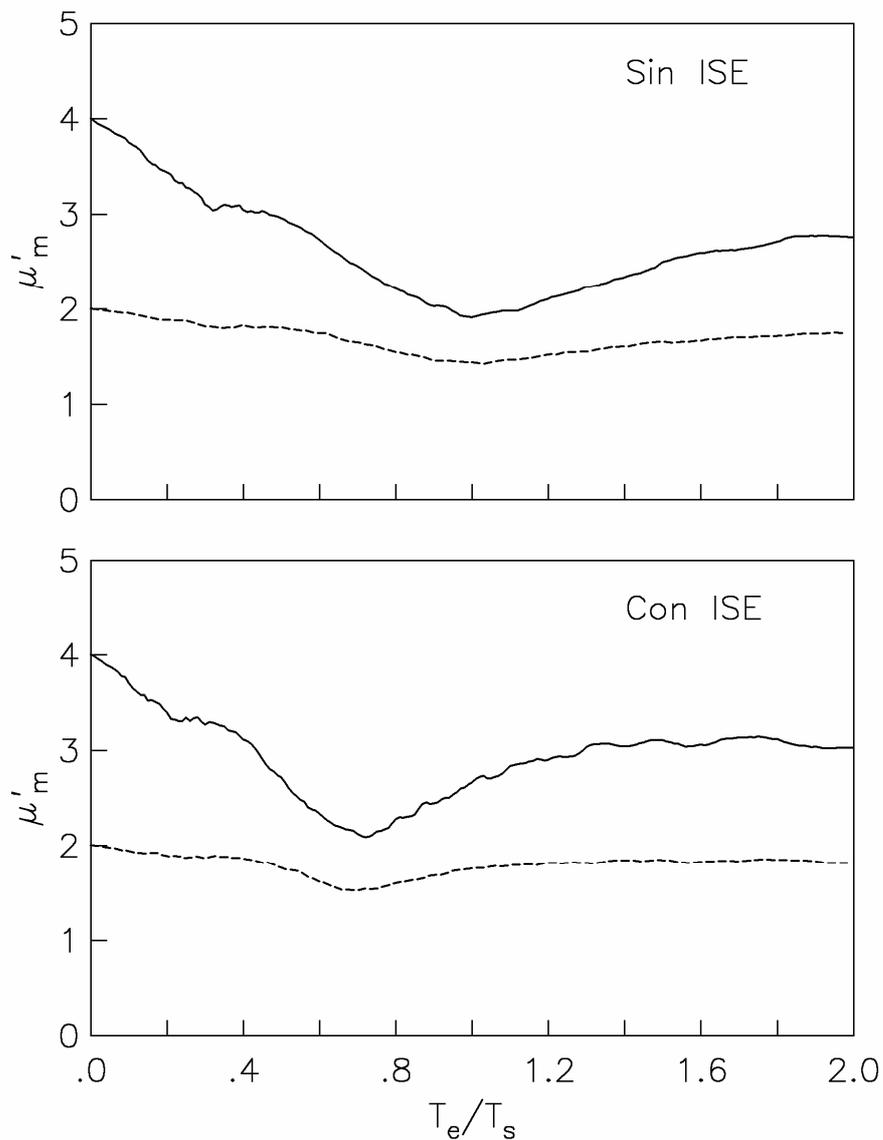


Figura 11. Valores medios de la ductilidad equivalente para la condición de falla, considerando $\mu_u = 2$ (línea discontinua) y 4 (línea continua).

Espectros de daño para resistencia especificada

Los espectros de daño se determinan mediante combinación de las demandas de ductilidad μ_m y energía E_H^n según la ec. 14, para valores dados de la resistencia de fluencia F_y como lo especifican los códigos sísmicos. Mientras los espectros de resistencia se obtienen al analizar el sistema repetidamente hasta que se encuentra la resistencia requerida, los espectros de daño se obtienen al analizar directamente el sistema con resistencia conocida. En seguida vamos a ilustrar el cálculo de espectros de daño, usando las resistencias de fluencia especificadas en las NTCDS (RCDF, 2004) para un sitio de suelo blando con $T_s = 2$ s. Una versión modificada del espectro de diseño reglamentario es

$$\frac{F_y}{M_e g} = a_o + \left(\frac{c}{R_\mu} - a_o \right) \frac{T_e}{T_a}; \quad \text{si } T_e < T_a \quad (18)$$

$$\frac{F_y}{M_e g} = \frac{c}{R_\mu}; \quad \text{si } T_a \leq T_e \leq T_b \quad (19)$$

$$\frac{F_y}{M_e g} = \frac{c}{R_\mu} \left(k + (1-k) \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^2 \right) \left(\frac{T_b}{T_e} \right)^2; \quad \text{si } T_e > T_b \quad (20)$$

La forma espectral depende de los siguientes parámetros del sitio: aceleración máxima del terreno, $a_o = 0.25$; aceleración espectral máxima, $c = 1.2$; periodos inferior y superior de la meseta espectral, $T_a = 1.18$ s y $T_b = 2.4$ s; y cociente entre los desplazamientos máximos del terreno y espectral, $k = 0.35$. La rama descendente del espectro elástico es tal que, cuando $T_e \rightarrow \infty$, el espectro de desplazamiento tiende al desplazamiento máximo del terreno.

Por otro lado, el cociente entre la resistencia requerida para comportamiento elástico y la resistencia para que la demanda de ductilidad sea igual a la ductilidad objetivo, es el factor de reducción de resistencia R_μ , que para daño constante toma valores menores que los esperados para ductilidad constante. Para cubrir convenientemente los espectros de respuesta de base rígida para daño constante de las figs. 6 y 7, necesitamos que $R_\mu = 2.15$ y 3.4 para $\mu_u = 2$ y 4 , respectivamente, como se muestra en la fig. 12 para ambas ductilidades. Es necesario mencionar que el uso de resistencias de diseño basadas en ductilidad constante en lugar de daño constante, pueden resultar en valores del índice de daño irrealmente grandes. En este caso, la resistencia nominal debería multiplicarse por un factor de sobrerresistencia, mediante el cual se considera que la resistencia real de un edificio es mayor que su resistencia de diseño, especialmente para periodo corto.

Usando las resistencias de diseño de la fig. 12, se calcularon espectros de daño promedio con y sin efectos de interacción para $\mu_u = 2$ y 4 . En la fig. 13 se exhiben las variaciones del índice de daño correspondientes. Como puede verse, las estructuras de base rígida están bien protegidas contra la falla, ya que $ID \leq 1$ para cualquier T_e . Debido al excesivo conservadurismo propio de los espectros de diseño

suavizados, el nivel de daño estructural no es uniforme en todo el intervalo de periodos. Mientras mayor es la diferencia entre los espectros de respuesta y diseño, menor es el valor de ID . Cuando las estructuras se diseñan con base indeformable pero se desplantan sobre suelo bando, los efectos del daño estructural pueden causar el colapso, indicado por $ID > 1$. Los efectos de interacción son tanto favorables (para $T_e/T_s > 0.8$) como desfavorables (para $T_e/T_s < 0.8$), adquiriendo gran importancia cerca de los periodos resonantes. Es bien sabido que los efectos de interacción y fluencia alargan el periodo estructural. A esto se debe que los valores pico de ID se presenten cuando T_e/T_s es algo menor que 1 para la condición de base rígida (sólo el efecto de fluencia), y alrededor de $T_e/T_s = 0.65$ para la condición de base flexible.

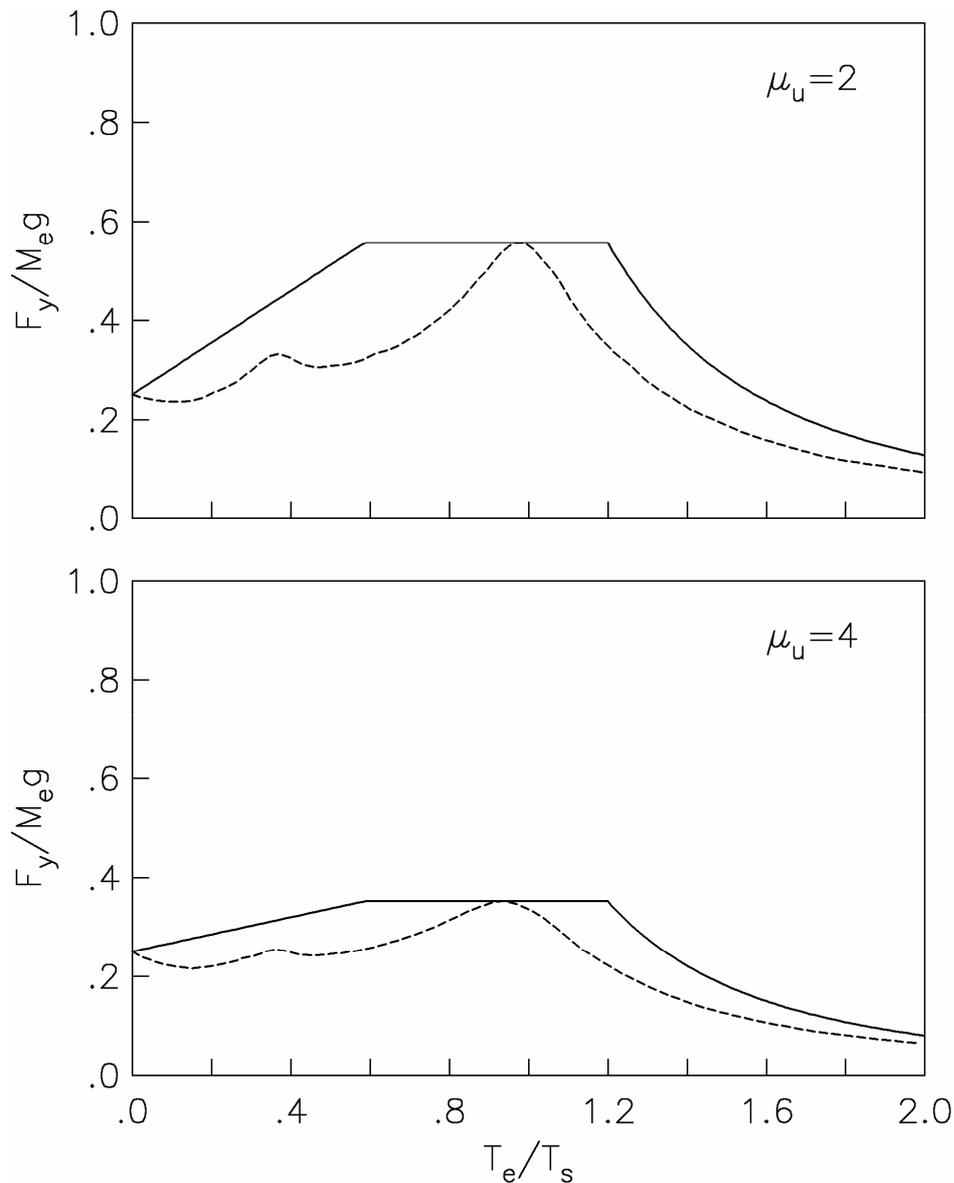


Figura 12. Espectros de resistencia para daño constante $ID = 1$ considerando base rígida; espectros de respuesta (línea discontinua) y espectros de diseño (línea continua).

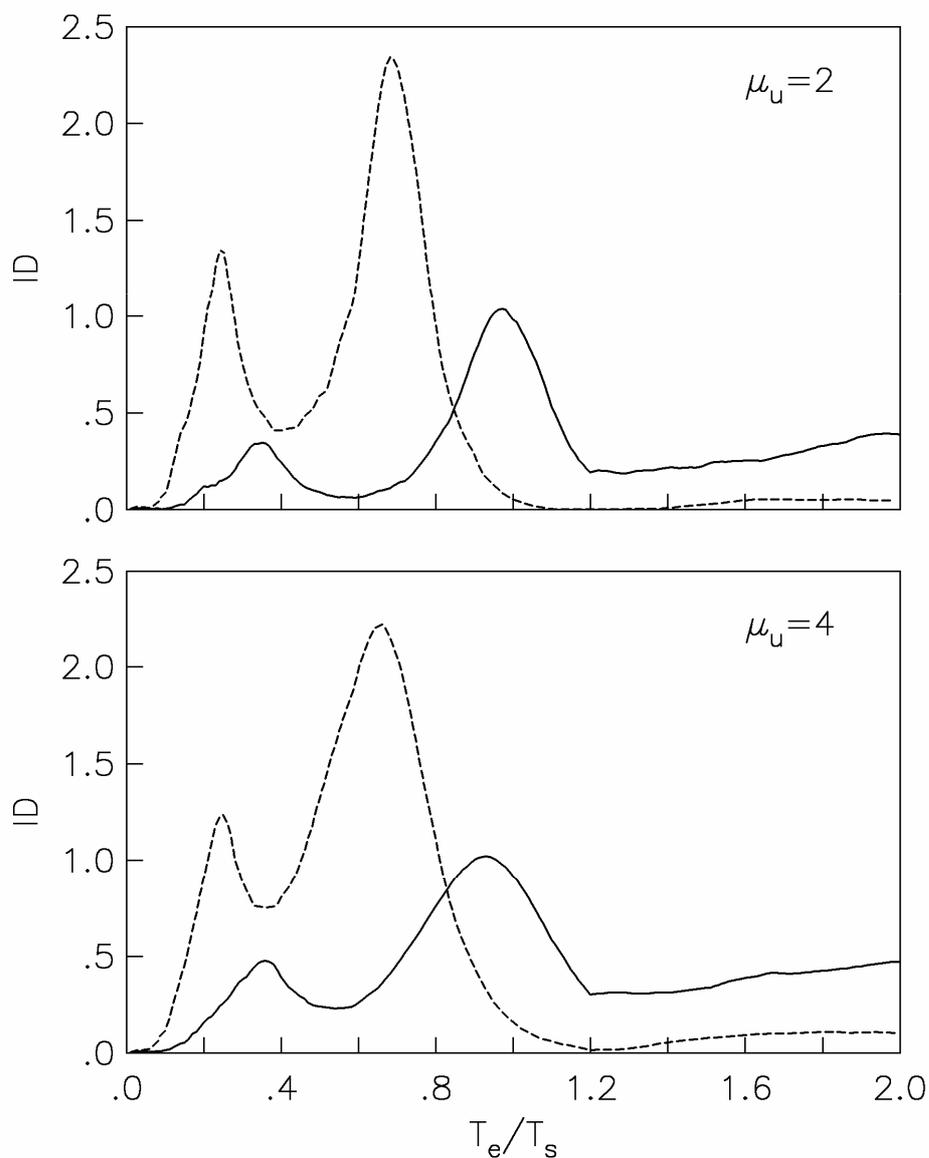


Figura 13. Espectros de daño promedio con (línea discontinua) y sin (línea continua) interacción, usando las resistencias de diseño de la fig. 12

CONCLUSIONES

Se ha presentado un enfoque simplificado basado en energía para el análisis de daño en estructuras de concreto con cimentación flexible. Este enfoque está sustentado en la solución de un oscilador de reemplazo no lineal con la misma resistencia de fluencia y capacidad de disipación de energía que la estructura real. Para la evaluación del desempeño estructural, se introdujo un índice de daño consistente que vale cero para daño incipiente y uno para colapso potencial. Para los análisis se utilizó un conjunto de movimientos sísmicos del terreno registrados en sitios blandos de la ciudad de México. Se calcularon

espectros tanto de respuesta como de daño para condiciones de base rígida y flexible. También se calcularon ductilidades equivalentes para tomar en cuenta el efecto de fatiga de bajo ciclaje. Las principales conclusiones a las que se llegó son las siguientes:

1. Los resultados del análisis aproximado para el oscilador de reemplazo concuerdan muy bien con los resultados exactos, lo que valida el enfoque propuesto.
2. Independientemente de la flexibilidad del suelo, las resistencias de fluencia basadas en daño constante resultan ser mayores que aquéllas para ductilidad constante, especialmente en la condición de resonancia del sistema. Este efecto disminuye al reducirse la ductilidad.
3. La influencia de la interacción suelo-estructura en el cortante basal de diseño consiste en incrementar su valor de base rígida para $T_e/T_s < 0.8$ y reducirlo para $T_e/T_s > 1$, siendo estos efectos más importantes cuando se considera el daño estructural. Entre más alta es la ductilidad, menor es la influencia de la interacción suelo-estructura.
4. Las demandas de energía para el caso de base rígida se incrementan o reducen por los efectos de interacción, dependiendo esencialmente del cociente de periodos T_e/T_s . Cuando se normaliza adecuadamente, la energía resultante es relativamente estable en todo el intervalo de periodos, mostrando poca dependencia de la ductilidad.
5. Para el caso de base rígida, la reducción de la capacidad de ductilidad debido a la energía histerética disipada puede llegar a ser hasta del 30% para $\mu_u = 2$, y del 50% para $\mu_u = 4$. Al considerar la interacción suelo-estructura se presentan reducciones un poco menores.
6. Para estructuras diseñadas conforme a reglamento suponiendo base rígida, el daño esperado se incrementa para $T_e/T_s < 0.8$ y se reduce para $T_e/T_s > 0.8$ al considerar la interacción suelo-estructura. Se presentan valores de $ID \gg 1$ en $T_e/T_s \approx 0.65$ (condición de resonancia del sistema acoplado) y de $ID \ll 1$ en $T_e/T_s \approx 1$ (condición de resonancia de la estructura con base rígida).

Si bien los resultados promedios presentados son suficientemente suaves para ser usados en la práctica, sería necesario considerar una medida de su dispersión para propósitos de diseño. La validación del oscilador de reemplazo no lineal se hizo sólo para comportamiento elastoplástico, requiriéndose investigación adicional sobre otros tipos de comportamiento histerético.

REFERENCIAS

- Avilés J y L E Pérez-Rocha (2002), "Aspectos de interacción suelo-estructura sobre el diseño basado en desempeño", *VII Simposio Nacional de Ingeniería Sísmica*, Cuernavaca, Mor.
- Avilés J y M Suárez (2002), "Effective periods and dampings of building-foundation systems including seismic wave effects", *Engng. Struct.*, 24(5), 553-562.
- Avilés J y L E Pérez-Rocha (2003), "Soil-structure interaction in yielding systems", *Earthq. Engng. Struct. Dynam.*, 32, 1749-1771.
- Bozorgnia Y y V V Bertero (2003), "Damage spectra: characteristics and applications to seismic risk reduction", *J. Struct. Engng.*, 129(10), 1330-1340.

- Building Seismic Safety Council (2000), *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*, FEMA 368, Washington.
- Fajfar P (1992), "Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue", *Earthq. Engng. Struct. Dynam.*, 21, 837-848.
- Iguchi M (1984), "Earthquake response of embedded cylindrical foundations to SH and SV waves", *VIII Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica*, San Francisco, EUA.
- Jennings P C y J Bielak (1973), "Dynamics of building-soil interaction", *Bull. Seism. Soc. Amer.*, 63(1), 9-48.
- Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (2004), *Normas técnicas complementarias para diseño sísmico*, Gobierno del Distrito Federal.
- Mylonakis G y G Gazetas (2000), "Seismic soil-structure interaction: beneficial or detrimental?", *Journal of Earthquake Engineering*, 4(3), 277-301.
- Park Y J y A H S Ang (1985), "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *J. Struct. Engng.*, 111(4), 722-739.
- Stewart J P, S Kim, J Bielak, R Dobry y M S Power (2003), "Revisions to soil-structure interaction procedures in NEHRP design provisions", *Earthq. Spectra*, 19(3), 677-696.
- Tassoulas J L y E Kausel (1983), "Elements for the numerical analysis of wave motion in layered strata", *Int. J. Numer. Meth. Engng.*, 19, 1005-1032.
- Veletsos A S y J W Meek (1974), "Dynamic behavior of building-foundation systems", *Earthq. Engng. Struct. Dynam.*, 3, 121-138.