

Evaluación del desempeño sísmico de estructuras—un nuevo enfoque

A. Gustavo Ayala

Instituto de Ingeniería, UNAM
Circuito Escolar Exterior, Ciudad Universitaria
Apdo 70-642
04510 México D.F.
Tel.: 52-5-622 34 66 , Fax: 52-5-616 15 14
e-mail: gayala@dali.fi-p.unam.mx o gayala@mercury.iingen.unam.mx

Resumen

Se presenta y evalúa un método simplificado para la determinación del desempeño sísmico de estructuras, aplicable a marcos planos y marcos tridimensionales con asimetría en los que la contribución de los modos superiores a la respuesta es importante. Se establecen los pasos requeridos en el uso del método propuesto y en la evaluación de sus resultados. Para ilustrar su aplicación, se estudian dos marcos planos de edificios de concreto reforzado de 8 y 17 niveles, dos marcos tridimensionales de edificios asimétricos de 4 y 8 niveles y la superestructura de un puente. Los resultados obtenidos se comparan con los correspondientes de análisis dinámicos no lineales paso a paso. Se propone un procedimiento para diseño de estructuras por desempeño usando una variante del método simplificado aquí propuesto.

EVALUATION OF THE SEISMIC PERFORMANCE DESIGN OF STRUCTURES-A NEW APPROACH

Summary

This paper presents and evaluates a simplified method for the determination of the seismic performance of structures, suitable for application to plane and three-dimensional asymmetric frames in which the contribution of higher modes of vibration to the response is important. The steps required in the application of the method and in the evaluation of its results are established. To illustrate its application, two reinforced concrete plane frames 8 and 17 storey high, two reinforced concrete asymmetric three-dimensional frames 4 and 8 storey high and the super-structure of a bridge are studied. The obtained results are compared with those corresponding to true non-linear step by step dynamic analyses. A procedure for the performance based design of structures founded in the same simplified method is proposed.

INTRODUCCIÓN

Los códigos actuales de diseño recomiendan para el análisis sísmico de estructuras, el uso de métodos lineales, a pesar de que los mismos aceptan que las estructuras puedan sufrir diferentes niveles de daño; es decir, comportamiento no lineal al ser sometidas a la acción de fuerzas sísmicas extremas. Ya que este tipo de análisis es, en general, insuficiente para describir con buena aproximación el comportamiento no lineal de las estructuras cuando se les somete a sismos intensos, es necesario realizar análisis dinámicos no lineales paso a paso, con el inconveniente de que éstos involucran un proceso complejo y costoso.

No obstante, a casi tres décadas de investigación en el análisis sísmico no lineal de estructuras, los métodos y procedimientos de análisis desarrollados necesitan aún de mejoras sustanciales antes de ser considerados en los reglamentos y en la práctica del diseño sísmico de estructuras. Hasta ahora, los análisis dinámicos no lineales han sido restringidos a actividades de investigación y a un reducido número de aplicaciones particulares.

Ya que para fines prácticos los métodos y herramientas de análisis sísmico no lineal disponibles no representan una opción recomendable, recientemente ha resurgido el interés de los ingenieros en el uso de procedimientos simplificados de análisis como el método del empujón, definido como el procedimiento de análisis sucesivos con el que se determinan las respuestas de una estructura a un sistema de cargas estáticas equivalentes a las sísmicas que se incrementan monótonamente hasta que ésta alcanza un estado límite preestablecido⁸ y la evolución de éste en el método del espectro de capacidad (MEC) originalmente propuesto por Freeman para la evaluación sísmica rápida de instalaciones militares⁷. En el MEC, el comportamiento sísmico global de una estructura se aproxima a partir de una curva de capacidad obtenida mediante un análisis estático no lineal incremental, la subsecuente transformación de esta curva a un sistema de coordenadas espectrales y su comparación con la demanda sísmica dada por un espectro de respuesta particular. En su versión original el MEC ha sido utilizado en la evaluación del comportamiento no lineal en estructuras de marcos planos de edificios de baja a mediana alturas sujetos a sismos.³ Recientemente este método ha sido modificado y mejorado en sus alcances por diversos autores^{2,14,5} pudiéndose actualmente aplicar a marcos planos y tridimensionales de edificios de cualquier altura y a estructuras de mayor complejidad como los puentes. En su versión más reciente el método incluye la variación de la distribución de las cargas estáticas con el grado de inelasticidad ocasionado por cargas sísmicas crecientes durante el proceso del empujón y la contribución a la respuesta de los modos superiores de vibrar. Con esta versión del método es posible determinar con aceptable precisión el desempeño sísmico de una estructura a niveles global y local con información confiable sobre los desplazamientos de piso, las distorsiones de entrepiso y la distribución y las magnitudes de las articulaciones plásticas.

El presente trabajo tiene como objetivo principal presentar una generalización del MEC resultado de distintas investigaciones realizadas por el autor y su grupo de trabajo. El método propuesto es de utilidad en el diseño de estructuras nuevas, en la evaluación sísmica de estructuras existentes y, dada su simplicidad, en la determinación de la fragilidad de la edificación vulnerable a sismo con fines de determinación de costos probables de daños asociados a sismos intensos y definición de planes de prevención de desastres y salvaguarda en ciudades de alto riesgo sísmico como es el caso de la ciudad de México.

En este estudio se establecen y validan las bases teóricas del MEC en su versión modificada y su capacidad para evaluar el desempeño sísmico en marcos de concreto reforzado, en el que se incluyen la contribución de los modos superiores de vibrar y la variación de la distribución de cargas durante el empujón. La aplicación del método a distintos tipos de estructuras se demuestra por medio de ejemplos ilustrativos.

CARGAS EQUIVALENTES EN EL ANÁLISIS SÍSMICO APROXIMADO DE EDIFICIOS

La mayoría de los reglamentos de diseño sugieren y aceptan la sustitución del análisis sísmico dinámico de una estructura por un análisis estático lineal con cargas laterales equivalentes. El uso de cargas laterales estáticas equivalentes a las dinámicas reduce dramáticamente el esfuerzo computacional y la labor de interpretación de resultados en el análisis sísmico de las estructuras sin afectar significativamente su calidad.

Poder sustituir las cargas dinámicas por cargas estáticas equivalentes ofrece la posibilidad de usar estas cargas en un análisis estático incremental conocido como “del empujón” para determinar la capacidad sísmica de estructuras, sus posibles modos de falla y, con el apoyo de conceptos de dinámica estructural, evaluar su comportamiento sísmico no lineal para una demanda particular.

En la aplicación de un análisis del empujón no es necesario conocer la magnitud de las cargas estáticas equivalentes, ya que la demanda sísmica real en una estructura respondiendo en el rango no lineal de comportamiento se desconoce. Es importante, sin embargo, conocer la distribución de estas cargas, ya que ésta es determinante en la equivalencia de los resultados de la estructura ante sismo y los obtenidos a partir del sistema de cargas equivalentes. Distintos investigadores¹³ han propuesto diferentes distribuciones empíricas de cargas; sin embargo, para que los resultados provenientes de un análisis del empujón sean comparables con el comportamiento sísmico real de las estructuras, es necesario que las distribuciones de cargas estáticas equivalentes sean definidas de acuerdo con conceptos establecidos de la dinámica estructural. Una excepción a la consideración anterior es la distribución en forma de triángulo invertido, estipulada en la mayoría de códigos existentes, en la que las cargas se incrementan linealmente con la altura del edificio. Esta distribución es aceptable para edificios regulares que responden predominantemente en su modo fundamental de vibrar, ya que, para fines prácticos, ésta es semejante a la que se obtendría de una formulación rigurosa.

En el caso de edificios de altura considerable u otras estructuras en las que la contribución de los modos superiores a la respuesta dinámica de la estructura puede ser importante, los análisis de empujón deben realizarse con distribuciones de cargas que consideren en su definición la contribución de estos modos superiores, por lo que es necesario contar con una formulación que considere estos efectos. En este trabajo se presentan y evalúan tres criterios para definir las distribuciones de cargas equivalentes.

Distribución de cargas laterales determinadas con el modo fundamental (Criterio 1)

En este criterio, el procedimiento de cálculo de la distribución de cargas estáticas equivalentes desprecia la contribución a la respuesta de los modos superiores de vibrar, similarmente al propuesto por el RCDF-93 y otros reglamentos vigentes para definir las fuerzas requeridas por el método estático de análisis sísmico de edificios. La distribución de cargas equivalentes se calcula de la siguiente manera

$$F_i = \frac{m_i \phi_i}{\sum_j m_j \phi_j} V \quad (1)$$

donde F_i es fuerza lateral correspondiente al nivel i , m_i masa correspondiente al nivel i , ϕ_i forma modal fundamental, V cortante basal de la estructura y N número de niveles.

Distribución de cargas laterales que considera la contribución de modos superiores de vibrar (Criterios 2 y 3)

Este modelo de cargas se utiliza para incluir el efecto de los modos superiores en el análisis del empujón. Para calcular la distribución de las cargas estáticas equivalentes considerando los modos superiores, se usa una generalización del método estático (Criterio 2)⁷ y una formulación propuesta por la referencia,¹³ en la que se calcula un modo fundamental “equivalente” a todos los modos que contribuyen a la respuesta, calculándose la distribución de cargas de acuerdo con el Criterio 3.

En la formulación sugerida por la referencia,⁷ el efecto de los modos superiores en la distribución de las cargas estáticas equivalentes se incluye mediante la combinación de las

cargas correspondientes a cada modo considerado en el análisis. En este trabajo, la regla de combinación de contribuciones modales seleccionada fue la de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados (SRSS).⁴

La ecuación usada para calcular la distribución de las cargas estáticas del Criterio 2 es

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^N \left(\left[\frac{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}}{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}^2} \right] \phi_{ij} S_{aj} m_i \right)^2} \quad (2)$$

donde m_k es masa del piso k , ϕ_{kj} forma modal del piso k en el modo j y S_{aj} aceleración espectral en el modo j .

El modo fundamental “equivalente” $\bar{\phi}_i$, propuesto por la referencia,¹³ se determina a través de una combinación de modos de vibrar usando la regla SRSS, esto es

$$\bar{\phi}_i = \sqrt{\sum_{j=1}^N (\phi_{ij} \Gamma_j)^2} \quad (3)$$

donde Γ_j es factor de participación del modo j definido como

$$\Gamma_j = \frac{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}}{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}^2} \quad (4)$$

La ecuación que define la distribución de cargas estáticas equivalentes es

$$F_i = \frac{m_i \bar{\phi}_i}{\sum_{k=1}^N m_k \bar{\phi}_k} V \quad (5)$$

MÉTODO PARA DETERMINAR EL COMPORTAMIENTO SÍSMICO NO LINEAL DE ESTRUCTURAS

Para determinar el comportamiento sísmico no lineal de estructuras, se propone un método simplificado para calcular los desplazamientos máximos de los pisos, las correspondientes distorsiones de entrepiso y la distribución y las magnitudes de las articulaciones plásticas que resulten de someter a la estructura a una demanda sísmica determinada. El método propuesto es una variación del MEC; sin embargo, a diferencia de éste, para determinar el punto de comportamiento no es necesario comparar el espectro de capacidad de la estructura con el espectro de respuesta que define la demanda sísmica. En el método propuesto, la estructura de varios grados de libertad (VGDL) se transforma en un sistema equivalente de un grado de libertad (1GDL), el cual se somete a uno o varios registros sísmicos, obteniéndose su desplazamiento máximo y, a partir de éste, se determina el punto de comportamiento de la estructura de VGDL.

El procedimiento para calcular el comportamiento sísmico no lineal de estructuras se detalla a continuación:

1. Se determina una distribución de cargas laterales equivalentes considerando la contribución del modo o modos de vibrar que más contribuyen a la respuesta de la estructura. En el caso de estructuras tridimensionales, las magnitudes relativas entre las fuerzas laterales en dos direcciones ortogonales se definen con base en lo que especifica el código de diseño sísmico utilizado; en este caso, el Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF-93).
2. Con la distribución de cargas obtenida en el paso 1, se realiza un análisis estático no lineal en el que la estructura de VGDL se empuja monótonamente hasta alcanzar un estado límite preestablecido. Ya que durante el proceso del empujón la estructura experimenta deformaciones no lineales que modifican sus propiedades dinámicas, es necesario durante el análisis actualizar la distribución empleada de cargas estáticas equivalentes. Con los resultados de este análisis se construye la curva cortante basal (V) contra desplazamiento de un punto característico de la estructura (Δ); a esta curva se le denomina curva de capacidad. En estructuras de edificios, el punto característico corresponde generalmente al centro de masa de la azotea, y en puentes, el extremo superior de alguna pila.
3. La curva de capacidad obtenida en el paso anterior se aproxima con otra de forma más simple, por ejemplo la de forma bilineal; esta curva simplificada se transforma mediante ecuaciones de la dinámica estructural a un espacio espectral de pseudo aceleraciones (S_a) contra desplazamientos espectrales (S_d), convirtiéndose así en la curva de comportamiento de un sistema de 1GDL equivalente a la estructura de VGDL. Las ecuaciones necesarias para efectuar esta transformación son

$$PF_{ij} = \frac{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}}{\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}^2} \phi_{ij} \quad (6)$$

$$\alpha_j = \frac{\left[\sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj} \right]^2}{\left[\sum_{k=1}^N m_k \right] \sum_{k=1}^N m_k \phi_{kj}^2} \quad (7)$$

$$S_a = \frac{V}{\alpha_j W} \quad (8)$$

$$S_d = \frac{\Delta_k}{PF_{ij}} \quad (9)$$

donde PF_{ij} es factor de participación modal para el punto i en el modo j , α_j factor de participación del cortante basal para el modo j , Δ_k desplazamiento del punto característico k y W peso total de la estructura.

4. La matriz de masas de la estructura de VGDL se transforma en la masa de un sistema equivalente de 1GDL. En la transformación de la matriz de masas debe tomarse en cuenta el criterio de distribución de cargas equivalentes seleccionado. La ecuación requerida por los Criterios 1 y 2 es

$$m^1 = \sum_{i=1}^N m_i \phi_i^2 \quad (10)$$

y por el Criterio 3

$$m^1 = \sum_{i=1}^N m_i \bar{\phi}_i^2 \quad (11)$$

donde m^1 es masa modal correspondiente al primer modo.

5. Se determina la curva cortante modal (V_m) contra desplazamiento espectral (S_d), multiplicando la masa modal del paso 4 por la aceleración espectral (S_a) obtenida en el paso 3. Esta curva representa el comportamiento carga-deformación del sistema de 1GDL correspondiente al modo fundamental de la estructura. De esta curva se puede calcular directamente la rigidez elástica e inelástica del sistema, así como la fuerza de fluencia necesaria para poder efectuar el análisis dinámico del sistema de 1GDL equivalente. Es de interés mencionar que, en el caso de haberse usado una distribución de carga calculada con el Criterio 2, para calcular la curva cortante modal (V_m) contra desplazamiento espectral (S_d) a partir de la curva de capacidad que considera la contribución de modos superiores, sólo se toma en cuenta la contribución del modo fundamental. El procedimiento empleado para determinar la curva de capacidad para el primer modo es el siguiente:

- La curva de capacidad original se aproxima con líneas rectas, con lo que se pueden definir los puntos correspondientes a la primera fluencia, a la capacidad última y a otros estados intermedios de interés en el comportamiento de la estructura (Figura 1).
- Para definir los tramos de la curva de capacidad correspondiente al primer modo, curva O-A'-B'-C'-D' en la Figura 1, es necesario transformar las coordenadas de los puntos de la curva de capacidad en la que se considera la contribución de los modos superiores, curva O-A-B-C-D, con las siguientes ecuaciones considerando las características dinámicas de la estructura correspondientes a cada tramo

$$\Delta_1 = \alpha_1 \Delta \quad (12)$$

$$V_{\text{basal}}^{(\text{modo } 1)} = \alpha_1 V_{\text{basal}}^{(\text{modo } N)} \quad (13)$$

donde T_1 es periodo fundamental de la estructura.

6. Se realiza el análisis dinámico no lineal paso a paso del sistema de 1GDL equivalente usando como demanda uno o varios registros sísmicos, obteniéndose el desplazamiento espectral máximo (S_d) que representa, en el espacio cortante basal-desplazamiento de punto característico, el punto de comportamiento de la estructura.

Figura 1. Curva de capacidad idealizada

7. Se transforma el desplazamiento máximo del sistema de 1GDL obtenido en el paso 6, en el punto de comportamiento de la estructura de VGDL mediante las siguientes ecuaciones aplicadas a cada tramo de la curva, tomando en cuenta el criterio de cálculo de distribución de cargas seleccionado

Criterio 1

$$\Delta_k = S_d P F_{k1} \quad (14)$$

Criterio 2

$$\Delta_k^{(\text{modo } 1)} = S_d P F_{k1} \quad (15)$$

$$\Delta_k^{(\text{modo } N)} = \beta \Delta_k^{(\text{modo } 1)} \quad (16)$$

donde β es cociente del desplazamiento de N modos sobre el del modo fundamental para el tramo considerado de las curvas de capacidad de la Figura 1 y $\Delta_k^{(\text{modo } 1)}$ desplazamiento del punto k correspondiente al segmento considerado de la curva de la Figura 1.

Criterio 3

$$\Delta_k^{(\text{modo } N)} = S_d P F_{k1} \quad (17)$$

donde Δ_k desplazamiento del punto característico k para la estructura de VGDL, $\Delta_k^{(\text{modo } 1)}$ desplazamiento del punto característico k considerando sólo la contribución del modo fundamental y $\Delta_k^{(\text{modo } N)}$ desplazamiento del punto característico k considerando la contribución de los modos superiores.

8. Se realiza un nuevo análisis del empujón hasta el desplazamiento máximo del punto característico Δ_k obtenido en el paso 7. Los resultados de este análisis son una aproximación a los que se obtendrían de realizar un análisis dinámico no lineal.

EJEMPLOS DE APLICACIÓN

Para demostrar la aplicación del método simplificado a distintos tipos de estructuras, en este trabajo se estudian dos marcos planos de concreto reforzado de 8 y 17 niveles, dos marcos tridimensionales de edificios asimétricos de concreto reforzado de 4 y 8 niveles y un puente de concreto reforzado. En todos los casos se usan como demanda sísmica los componentes del registro del sismo de Michoacán en la estación SCT.

Marcos planos de concreto reforzado de 8 y 17 niveles

Las estructuras estudiadas corresponden a marcos interiores de edificios de planta cuadrada con tres crujiás iguales en cada dirección. Los edificios se diseñaron de acuerdo con el RCDF-93, considerando que estaban localizados en la zona III según la zonificación sísmica del valle de México. Los datos particulares de cada marco se presentan respectivamente en las referencias.^{9,12}

Con el propósito de validar la aplicabilidad del método simplificado a estructuras de edificios de poca a mediana alturas, el marco de 8 niveles se analizó ignorando la contribución de los modos superiores y las variaciones en la distribución de cargas debido a efectos no lineales asociados al incremento monótono de las cargas. En la Figura 2 se ilustra la curva de capacidad del marco junto con su idealización bilineal sobre el rango de desplazamientos dentro de los cuales se supone ocurre la respuesta. En la Figura 3 se muestran los desplazamientos máximos de los pisos, obtenidos con el método simplificado y con un análisis paso a paso; las diferencia máxima encontrada es de 4 %. La Figura 4 señala las correspondientes

distorsiones de entrepiso las cuales muestran diferencias con las del análisis paso a paso inferiores a 6 %. Para ilustrar el desempeño local de esta estructura, en la Figura 5 se indica la distribución y las magnitudes de las articulaciones plásticas para el método simplificado y para el método paso a paso. Para fines prácticos, la semejanza de resultados hace los del método simplificado aceptables.

Figura 2. Curva de capacidad (Criterio 1)

Figura 3. Desplazamientos máximos de los pisos, marco de 8 niveles

Figura 4. Distorsiones de entrepiso, marco de 8 niveles

En la evaluación del marco de 17 niveles, representativo de edificios altos, se decidió para acentuar el comportamiento no lineal ignorar en los análisis la sobrerresistencia en columnas. En estas condiciones se estudió el cambio en las formas modales cuando ocurren efectos inelásticos importantes al incrementarse la intensidad de las cargas estáticas equivalentes. En la Figura 6 se muestra la variación de la forma modal fundamental a medida que se incrementa el periodo fundamental de la estructura. De igual manera, las Figuras 7 y 8 evidencian las variaciones de las formas modales correspondientes al segundo y tercer modo. Del análisis de estas figuras se observa que los mayores cambios ocurren en el modo fundamental de vibrar.

Articulaciones plásticas (Criterio 1) Articulaciones plásticas (Análisis dinámico)

Figura 5. Distribución y magnitud de las articulaciones plásticas, marco de 8 niveles

Figura 6. Variación de la forma modal fundamental con el cambio del periodo, marco de 17 niveles

Figura 7. Variación de la segunda forma modal con el cambio del periodo, marco de 17 niveles

Figura 8. Variación de la forma modal del tercer modo con el cambio del periodo, marco de 17 niveles

Tomando en cuenta los dos criterios de distribución de cargas laterales estudiados, se determinó para un mismo valor de cortante basal, la distribución de las cargas laterales en el marco, mismas que se muestran en la Figura 9. En la Figura 10 se ilustra la variación de la distribución de las cargas laterales a medida que cambia el periodo fundamental de la estructura.

Figura 9. Distribución de las cargas laterales, marco de 17 niveles

Figura 10. Variación de la distribución de las cargas laterales, marco de 17 niveles

En la determinación del comportamiento sísmico del marco de 17 niveles, se realizaron los análisis del empujón de la estructura de VGDL, con los tres criterios mencionados anteriormente, obteniéndose las curvas de capacidad, su idealización bilineal y la curva correspondiente al Criterio 2, considerando sólo el modo fundamental (Figuras 11 a 14).

Figura 11. Curva de capacidad (Criterio 1), marco de 17 niveles

Figura 12. Curva S_a vs S_d (Criterio 1), marco de 17 niveles

Figura 13. Curva de capacidad (Criterio 2-A), marco de 17 niveles**Figura 14.** Curva de capacidad (Criterio 2-B), marco de 17 niveles

Estas curvas de capacidad idealizadas con una forma bilineal se transformaron en términos de aceleración espectral (S_a) contra desplazamiento espectral (S_d) y, a partir de ellas, se determinaron las curvas de comportamiento al transformar la estructura de un sistema de VGDL en uno equivalente de 1GDL. Las respuestas máximas de los sistemas equivalentes de 1GDL se determinaron de un análisis paso a paso, utilizando como demanda sísmica el componente EW del registro considerado. Finalmente, las respuestas máximas de los sistemas de 1GDL se transformaron a las correspondientes de la estructura de VGDL con lo que se obtuvieron los desplazamientos máximos de azotea, los que resultaron ser igual a 0,4433 m para el Criterio 1, a 0,4377 m para el Criterio 2 y a 0,4222 m para el Criterio 3.

En la Tabla I se presentan los parámetros empleados en los análisis paso a paso de los sistemas equivalentes de 1GDL, para los tres criterios considerados.

Criterio	m^1 (t · s ²)/m	$K_{\text{elástica}}$ t/m	$K_{\text{inelástica}}$ t/m	V_y t	ξ (%)
1	129,5	1713,59	5,73	387,77	5
2	129,5	1718,06	76,22	292,57	5
3	310,18	4176,45	76,93	902,64	5

$K_{\text{elástica}}$ —rigidez elástica del sistema equivalente

$K_{\text{inelástica}}$ —rigidez inelástica del sistema equivalente

V_y —cortante de fluencia del sistema equivalente

ξ —porcentaje de amortiguamiento crítico del sistema equivalente

Tabla I. Características dinámicas de los sistemas equivalentes de 1GDL

Con fines comparativos, se realizó un análisis dinámico no lineal paso a paso de la estructura de VGDL utilizando el mismo registro sísmico que en la aplicación de las diferentes opciones del método simplificado. En este análisis, el desplazamiento máximo de azotea resultó ser igual a 0,4364 m.

En la Figura 15 se muestran los desplazamientos de los pisos del marco estudiado y en la Figura 16 sus correspondientes distorsiones de entrepiso, determinadas utilizando los tres criterios del método propuesto y el método de análisis paso a paso. En las Figuras 17 y 18 se indican las distribuciones y los tamaños de las rotaciones plásticas obtenidas de los diferentes análisis considerados.

Figura 15. Desplazamientos máximos de los pisos, marco de 17 niveles

Figura 16. Distorsiones de entrepiso, marco de 17 niveles

Articulaciones plásticas (Criterio 1)

Articulaciones plásticas (Criterio 2)

Figura 17. Distribución y magnitud de articulaciones plásticas, marco de 17 niveles

Articulaciones plásticas (Análisis dinámico)

Figura 18. Distribución y magnitud de articulaciones plásticas, marco de 17 niveles

Estructuras de edificios asimétricos de 4 y 8 niveles

Para evaluar la aplicación del método simplificado a estructuras tridimensionales de edificios asimétricos, se estudiaron dos edificios de concreto reforzado de 4 y 8 niveles, de planta rectangular (Figura 19), localizados en la zona III y diseñados de acuerdo con el RCDF-93. Para ambos edificios, se consideraron dos valores de excentricidad estructural iguales en todos los pisos ($e_{sx} = 0,1b$; $0,2b$ y $e_{sy} = 0,0$). Por simplicidad en el análisis, las excentricidades en los modelos se proporcionaron moviendo los centros de masa (CM) de los niveles. Los detalles del diseño de estas estructuras se presentan en Ayala (1999). La evaluación de la estructura se hizo para los dos componentes horizontales del registro sísmico considerado.

Figura 19. Planta tipo de los edificios asimétricos de 4 y 8 niveles

Por limitaciones en la extensión de este trabajo, a continuación sólo se presentan y discuten los resultados correspondientes al edificio de 8 niveles con excentricidades $e_{sx} = 0,1b$ y $e_{sy} = 0,0$. La curva de capacidad del edificio se obtuvo empujando la estructura con distribuciones de cargas definidas a partir de los primeros modos en cada una de las direcciones principales de la planta y con intensidades de acuerdo con el RCDF-93, es decir, 100 % en la dirección en estudio y 30 % en la dirección ortogonal. Una vez efectuado el análisis de empujón, la aplicación del método sigue los pasos descritos en los ejemplos anteriores obteniéndose la curva de capacidad mostrada en la Figura 20. Con fines comparativos, en esta misma figura se presentan las curvas de capacidad correspondientes a la estructura simétrica y a la asimétrica con las dos excentricidades consideradas, pudiéndose observar el efecto de la excentricidad sobre la curva de capacidad.

La Figura 21 muestra para la estructura analizada con el método simplificado y con un procedimiento paso a paso y los desplazamientos máximos de los CM de los pisos en la dirección en estudio y la Figura 22 las correspondientes distorsiones de entrepiso. La distribución y las magnitudes de las articulaciones plásticas obtenidas con el método simplificado y con el paso a paso se ilustran en los gráficos de la Figura 23.

Figura 20. Curvas de capacidad, edificio de 8 niveles

Figura 21. Desplazamientos máximos del CM, edificio de 8 niveles

Figura 22. Distorsiones de entrepiso, edificio de 8 niveles

Articulaciones plásticas (Criterio 1)

Articulaciones plásticas (Análisis dinámico)

Figura 23. Distribución y magnitud de las articulaciones plásticas, edificio de 8 niveles

El análisis de las Figuras 21 a 23 muestra que los resultados obtenidos con el método simplificado no son de la misma calidad que los obtenidos en los marcos planos analizados. Una posible explicación a esta diferencia es que la regla de combinación de cargas especificada por el RCDF-93 no necesariamente representa las proporciones de los registros sísmicos empleados.

Puente de concreto reforzado con tres pilas

Para investigar la aplicabilidad del método simplificado de análisis a estructuras diferentes de las de edificios, se seleccionó un puente de concreto reforzado de cuatro claros iguales y pilas con rigideces y resistencias diferentes (Figura 24). Este puente ha sido extensivamente estudiado en la literatura y fue diseñado de acuerdo con un reglamento vigente de diseño sísmico.¹⁰ En este ejemplo se usó como demanda sísmica el componente EW del registro SCT, seleccionándose como punto característico el extremo superior de la pila central. Para la evaluación del comportamiento sísmico de esta estructura se siguieron los mismos pasos usados en la evaluación de los edificios. La Figura 25 muestra la curva de capacidad y su respectiva idealización bilineal y la Figura 26 la curva de comportamiento para el sistema equivalente de 1GDL. Finalmente, en la Figura 27 se ilustran los desplazamientos laterales máximos de la superestructura calculados con el método simplificado y con un procedimiento paso a paso.

Figura 24. Geometría del puente investigado

Figura 25. Curva de capacidad (Criterio 1), puente

Figura 26. Curva S_a vs S_d (Criterio 1), puente

Figura 27. Desplazamientos máximos en la superestructura

La buena aproximación obtenida en este ejemplo no necesariamente se presenta cuando se estudian puentes en los que la contribución del modo fundamental a la respuesta es comparable a la de otros modos superiores, o bien en situaciones en las que durante el empujón el modo fundamental deja de ser el dominante al reducirse la importancia relativa de su factor de participación a la de otros modos. Un ejemplo de estructuras en los que las condiciones anteriores pueden ocurrir es el de puentes con apoyos elastoméricos. Este problema se encuentra actualmente en investigación; sin embargo, se estima que el método simplificado puede aún usarse en este tipo de estructuras si el punto característico seleccionado es el adecuado.

PROCEDIMIENTO DE DISEÑO POR DESEMPEÑO

En este trabajo se propone una variante del método simplificado para el diseño de edificios de concreto reforzado basado en comportamiento en el que se usa como herramienta de análisis un procedimiento similar al discutido en los párrafos anteriores. Para su aplicación

es necesario conocer un espectro de demanda sísmica para un índice de comportamiento global establecido, como por ejemplo, la ductilidad de diseño.

Inicialmente se considera que se cuenta con un predimensionamiento de la estructura definido a partir de resultados de un análisis elástico convencional ante cargas gravitatorias y de sismo. Al conocerse un diseño preliminar la rama inicial de la curva de capacidad y las propiedades dinámicas de la estructura en el rango lineal de comportamiento quedan definidas.

Considerando que la mayoría de las curvas de comportamiento asociadas a estructuras regulares pueden aproximarse en una forma bilineal, la segunda rama de esta curva, hasta ahora desconocida, se puede determinar de un diagrama como el de la Figura 28, en el que se presentan simultáneamente la curva de comportamiento inicial y el espectro de demanda seleccionado. Para determinar la pendiente de la segunda rama, el proyectista debe definir una distribución de daño deseada para las condiciones de diseño y con ella calcular la rigidez inelástica de la estructura correspondiente. Una vez conocida la pendiente de la segunda rama, el desplazamiento espectral de fluencia que corresponda al índice de comportamiento de diseño se obtiene gráficamente trazando rectas paralelas a la segunda rama en la Figura 28 hasta encontrar aquella en la que el índice de comportamiento de la estructura es el de diseño. Ya que en general es deseable tener una transición gradual de la rigidez inicial a la correspondiente al estado límite de diseño considerado, el diseñador deberá decidir cómo debe ocurrir esta transición y, a partir de ella, definir del mismo diagrama la pseudo aceleración espectral correspondiente a la primera fluencia.

Figura 28. Ilustración del procedimiento de diseño por desempeño

CONCLUSIONES

En este trabajo se presentó e ilustró la aplicación de un nuevo procedimiento de análisis no lineal simplificado de utilidad en el diseño sísmico de estructuras nuevas y en la evaluación de existentes. La formulación del método se basa sólo en conceptos de la dinámica estructural, por lo que resulta sencillo de aplicar usando herramientas fácilmente asequibles a los estructuristas.

Del análisis de los resultados obtenidos al aplicar el método simplificado a los diversos ejemplos ilustrativos, se puede concluir lo siguiente:

1. Los resultados obtenidos en la estructura de 8 niveles permiten concluir que para estructuras de baja a mediana altura en las que la contribución de modos superiores es despreciable, los resultados obtenidos fueron buenos aun para el caso en que no se consideró la variación de la distribución de cargas con el nivel de cortante basal.
2. Para la estructura de 17 niveles, al considerar únicamente la contribución del modo fundamental, se obtienen buenos resultados sólo si se considera la variación de la distribución de cargas. Cuando se considera la contribución de los modos superiores, los resultados de desplazamientos máximos de los pisos, de las distorsiones de entrepiso y la distribución y las magnitudes de las articulaciones plásticas son comparables a los obtenidos del análisis dinámico no lineal paso a paso. En general, se puede concluir que la calidad de los resultados obtenidos con este último procedimiento fue excelente, aun cuando el marco fue diseñado para presentar un daño considerable al aparecer articulaciones plásticas en gran número de los elementos estructurales.
3. La degradación de la rigidez de la estructura con niveles crecientes de cortante basal influye más en el modo fundamental que en los modos superiores. Esto ocasiona que la distribución de las cargas laterales varíe a medida que se forman y/o se incrementan las articulaciones plásticas en los elementos estructurales.
4. En estructuras de edificios altos, a pesar de ser el primer modo dominante en la respuesta, considerar la contribución de los modos superiores se torna, en general, importante cuando la estructura presenta incursiones significativas en el rango no lineal de comportamiento.
5. En la determinación del desempeño sísmico es generalmente valioso considerar la evolución de los modos de vibrar.
6. Los resultados obtenidos para la estructura del puente investigado fueron satisfactorios.
7. El método puede no dar resultados aceptables cuando se aplica a estructuras irregulares en sus distribuciones de rigideces y resistencias, como es el caso de edificios irregulares en elevación o en estructuras de puentes con aislamiento sísmico.
8. La posibilidad de usar los conceptos del método de análisis simplificado en un procedimiento de diseño por desempeño justifica investigaciones adicionales en el tema de este trabajo.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece el apoyo brindado en la preparación y revisión crítica de este trabajo a los miembros de mi grupo de investigación, particularmente a Misael Requena, Luis Fernández, Orlando Ramírez y Octavio García. Este estudio presenta resultados parciales de proyectos de investigación vigentes patrocinados por la Dirección General de Apoyo al Personal Académico de la UNAM y el Consejo Nacional de Ciencia y Tecnología, por lo que se agradece su generoso apoyo. La revisión editorial de este artículo estuvo a cargo de Teresa Radilla.

REFERENCIAS

- 1 M. Ayala, “Evaluación del comportamiento sísmico de estructuras de edificios asimétricos en 3D”, tesis de maestría (Estructuras), DEPFI, UNAM, México, (1999).
- 2 L. Camilo, “Procedimiento aproximado para la determinación de la capacidad sísmica de edificios”, tesis de maestría (Estructuras), DEPFI, UNAM, México, (1995).
- 3 M. Correa, “Aplicación del método del espectro de capacidad a edificios en el Valle de México”, tesis de maestría (Estructuras), DEPFI, UNAM, México, (1993).
- 4 A. Chopra, “Dynamics of structures—theory and applications to earthquake engineering”, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, (1995).
- 5 P. Fajfar y P. Gaspersic, “The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol. **25**, 31–46, (1996).
- 6 S. Freeman, J.P. Nicoletti y J.V. Tyrrell, “Evaluation of existing buildings for seismic risk. A case study of puget sound naval shipyard, Bremerton, Washington”, *Proceedings of the 1st US National Conference on Earthquake Engineering*, EERI, Ann Arbor, Michigan, (1975).
- 7 S. Freeman, “Capacity spectrum method”, en *The developing art of seismic engineering*, Seminario de otoño, Structural Engineers Assn. of Northern California, San Francisco, (1994).
- 8 R. Lawson, V. Vance y H. Krawinkler, “Nonlinear static push-over analysis—why, when and how?”, *Proceedings of the 5th US National Conference on Earthquake Engineering*, EERI, Chicago, Ill, (1994).
- 9 E. Ocampo, “Análisis sísmico no lineal simplificado de un edificio de concreto reforzado de ocho niveles”, tesina de maestría (Estructuras) a presentarse, DEPFI, UNAM, México, (1999).
- 10 M.J.N. Priestley, F. Seible y G.M. Calvi, “*Seismic design and retrofit of bridges*”, John Wiley, New York, (1996).
- 11 X. Qi y J. Moehle, “Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes”, Report UCB/EERC-91/02, Earthquake Engineering Research Center, Universidad de California-Berkeley, (1991).
- 12 M. Requena, “Método aproximado de evaluación del comportamiento sísmico de edificios altos”, tesis de maestría (Estructuras), DEPFI, UNAM, México, (1999).
- 13 R. Valles, A. Reinhorn, S. Kunnath, C. Li y A. Madan, “IDARC2D Version 4.0: A computer program for the inelastic analysis of buildings”, Technical Report NCEER-96-0010, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, New York, (1996).
- 14 Ye Xianguo, “Evaluación de daño estructural en edificios de concreto reforzado sujetos a sismo”, tesis doctoral (Estructuras), DEPFI, UNAM, México, (1996).