

DESARROLLO DE UN MÉTODO NO-LINEAL DE CAPACIDAD ESPECTRAL PARA TORRES DE TOMA DE AGUA DE PRESAS

Leonardo J. Cocco¹, Luis E. Suárez² y Miguel E. Ruiz¹

1. *Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, Av. Vélez Sarsfield 1611, 5000 Córdoba, Argentina, <http://www.efn.unc.edu.ar/>*
2. *Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico, Recinto Universitario Mayagüez, Puerto Rico 00681-9041*

Palabras Clave: Torres de toma de agua, Método de capacidad espectral, Presas, Análisis no lineales estáticos, Comportamiento sísmico.

Resumen: La falla sísmica de una presa puede provocar consecuencias catastróficas asociadas con la súbita liberación del agua del reservorio. Dependiendo de la severidad de la peligrosidad sísmica, las características y tamaño del sistema presa-reservorio, prevenir tal escenario de falla puede ser un problema de importancia crítica. En muchos casos, la liberación del agua es controlada a través de torres de toma de agua de hormigón armado. Este trabajo describe la aplicación de un procedimiento no lineal estático conocido como el Método de Capacidad Espectral (MCE) para evaluar la integridad estructural de torres de toma de agua sujetas a excitación sísmica. Tres variantes del MCE son consideradas: un esquema multimodal de pushover, el cual se vale de la idea propuesta por Chopra y Goel (2002); una variante adaptativa, en la cual el cambio de rigidez de la estructura es considerado; y una combinación de ambos procedimientos. Los efectos causados por el agua que rodea a la torre de toma, como así también toda el agua contenida en el interior de la estructura de sección hueca, son tenidos en cuenta por la masa agregada hidrodinámica. Una estructura típica es utilizada como caso de estudio, y la exactitud del MCE es evaluada con análisis de integración en el tiempo realizados utilizando programas comerciales y programas de análisis estructural desarrollados en Matlab.

1 INTRODUCCIÓN

Las torres de toma de agua son típicamente estructuras de hormigón armado de secciones cajón, que contienen el equipamiento de control de descargas de agua. Una previa evaluación de una torre de toma de agua representativa bajo la responsabilidad del US Army Corps of Engineers (USACE) indicó que estas estructuras son bastantes subarmadas (Dove y Matheu 2005). Para tener en cuenta la demanda impuesta por las acciones sísmicas en estas estructuras ubicadas en regiones sísmicas activas, es práctica habitual el uso de fuerzas estáticas determinadas por medio de procedimientos sencillos de coeficientes sísmicos. Una vez que las fuerzas son calculadas, se utilizan formulaciones aproximadas tales como las desarrolladas para chimeneas de hormigón armado (ACI Committee 1995). Estos métodos son actualmente considerados desactualizados e imprecisos. Más aún, para torres de toma de agua que fueron originalmente analizadas y diseñadas por métodos más refinados, en varios casos el riesgo sísmico asociado ha sido actualizado debido a nuevos estudios sismológicos que han identificado fallas previamente desconocidas cercanas al sitio.

Todos estos factores contribuyen al hecho que varias de las torres de toma de agua podrían potencialmente ser sísmicamente deficientes y por lo tanto capaces de sufrir falla durante terremotos fuertes. Obviamente, cualquier falla o daño es siempre un evento no deseado, pero en este tipo de estructuras la situación es aún más crítica. Las torres de toma de agua tienen un rol importante en el control de la descarga del agua almacenada en el reservorio. Esta descarga controlada puede ser requerida si la presa sufre daños severos durante un terremoto. Además, la falla de una torre de toma de agua durante un terremoto podría también causar interrupciones críticas de la provisión de agua o en la generación de electricidad.

El análisis sísmico de una torre de toma para propósitos de diseño es actualmente realizado por medio de procedimientos basados en espectros de respuesta. Porque estos procedimientos asumen que la estructura se comporta en forma lineal, un factor de reducción de respuesta es típicamente introducido para reducir las fuerzas de diseño debido al aumento de amortiguamiento y al cambio de período causado por el comportamiento inelástico permitido, por la redundancia hiperestática del sistema, comportamiento histerético y sobrerresistencia. Seleccionando adecuadamente un factor de reducción apropiado, junto con un correcto detallado, la estructura debería tener la integridad suficiente, resistencia y robustez para resistir el colapso en eventos sísmicos severos. A pesar de que este es el procedimiento estándar actualmente para el diseño sísmico de estructuras de toma de agua, posee ciertas limitaciones cuando el objetivo es evaluar el desempeño sísmico de una estructura existente por medio de la predicción de la cantidad de daño experimentada inducida por la acción sísmica. Cuando se enfrenta esta tarea se tiene dos alternativas, como se describe a continuación.

El método más adecuado para la evaluación del real desempeño sísmico de una torre de toma de agua sería un análisis en el tiempo inelástico. Este tipo de procedimientos puede predecir con suficiente confiabilidad las demandas de fuerzas y de deformación acumulada en cada elemento del sistema estructural (Krawinkler and Seneviratna 1997). El campo de la ingeniería estructural ha experimentado avances notables en las últimas tres décadas, paralelamente al progreso en herramientas computacionales; sin embargo, procedimientos de análisis en el tiempo inelásticos no son una alternativa práctica para un gran inventario de estructuras.

Por lo tanto, procedimientos más sencillos y rápidos son buscados para una aplicación sistemática a un gran número de configuraciones estructurales relativamente simples. Procedimientos estáticos no lineales pueden ser usados con ventajas para este propósito. El Método de Capacidad Espectral (MCE) es uno de estos procedimientos sencillos, y es la

metodología propuesta por este estudio para la evaluación sísmica de las torres de toma de agua. Para una completa explicación de este método y una descripción de su aplicación para la rehabilitación de edificios, el lector puede referirse a ATC-40 (1996).

El MCE es habitualmente aplicado a estructuras de edificios pero no ha sido aplicado en forma sistemática a torres de toma de agua. Las aplicaciones reportadas en la literatura son, consecuentemente, predominantemente concentradas en estructuras de edificios, aunque el método también ha sido aplicado exitosamente a puentes (Paraskeva et al. 2006, Isakovic and Fischinger 2006, Casarotti and Pinho 2007, Lupoi et al. 2007). Una de las más importantes diferencias entre las aplicaciones del MCE a torres de toma de agua y a edificios es la presencia de agua dentro y fuera de las torres. El efecto del agua en la respuesta sísmica de estructuras hidráulicas es usualmente considerado por medio de las masas agregadas hidrodinámicas (Goyal and Chopra 1989). Las versiones previas del MCE no incluyen esta característica y por lo tanto el método se modificará apropiadamente para que pueda ser aplicado a estructuras semi-sumergidas.

El MCE clásico está basado en la suposición que el modo fundamental de la estructura es suficiente para representar su comportamiento dinámico. Esto es lo suficientemente preciso en general para el análisis de edificios regulares. Sin embargo, para el análisis de respuesta espectral de torres de toma de agua por lo menos dos modos deberían ser considerados (USACE 2003). Es razonable esperar que el mismo requerimiento sea necesario para el caso de un análisis no lineal. Por lo tanto, una extensión del MCE, será considerado para el análisis sísmico de torres de toma de agua.

Otra versión del MCE, conocida como MCE adaptativo, será estudiada. Este procedimiento ha sido propuesto por algunos autores (ver por ejemplo, Casarotti and Pinho, 2007, Kalkan and Kunnath 2006) para considerar el cambio en las formas modales y otras propiedades dinámicas de la estructura cuando ésta ingresa en el rango inelástico. Se ha observado que esta mejora del MCE es capaz de producir resultados más precisos en el caso de estructuras de edificios. La validez de este procedimiento mejorado será examinada para el caso de torres de toma de agua.

2 EL MÉTODO DE CAPACIDAD ESPECTRAL

El Método de Capacidad Espectral fue originalmente introducido en 1975 como un procedimiento para la evaluación rápida de la vulnerabilidad sísmica de edificios (Freeman et al. 1975). Este método ha pasado por varios procesos de desarrollo y mejoras (Freeman 1978, Freeman 1987, Mahaney et al. 1993, Freeman 1992, Gupta and Kunnath 2000, Antoniou and Pinho 2004a, Antoniou and Pinho 2004b). Sin embargo, el procedimiento fundamental está basado en un concepto simple, a saber, la comparación de la capacidad de la estructura frente a la demanda sísmica. Gráficamente, esto puede ser descrito por la superposición de una curva que representa la capacidad de la estructura, conocida como espectro de capacidad, con otra curva representando la demanda sísmica, el espectro de respuesta. El punto donde las curvas se intersectan es conocido como el punto de desempeño y sus coordenadas representan una estimación aproximada de la respuesta inelástica de la estructura a la demanda sísmica especificada.

El primer paso en la aplicación de este método es la estimación de la curva de capacidad de la estructura, i.e., la relación entre un parámetro representando el nivel de carga lateral aplicada a la estructura y un desplazamiento característico representando la configuración de la deformada de la estructura. Típicamente, el corte basal, V_b , y el desplazamiento de un punto seleccionado de la estructura (usualmente el más alto, Δ_{top}) son seleccionados como los

parámetros relevantes. Hay dos formas para obtener la curva de capacidad: una es por medio de “empujar” la estructura hasta que un desplazamiento especificado es alcanzado en un punto característico. Este es realizado por la imposición incremental de desplazamientos, y con la obtención en cada paso el corte basal y el desplazamiento característico. Este método es conocido como procedimiento a desplazamiento controlado. El otro método para determinar la curva de capacidad, conocido como procedimiento a fuerza controlada, está basado en la aplicación de carga lateral, con un cierto patrón de distribución, que es gradualmente incrementada en magnitud mientras se mantiene la forma fija, hasta que un corte basal especificado es alcanzado. El corte basal y el desplazamiento característico son calculados y dibujados para cada paso del proceso de carga.

Un importante atributo del último método es el patrón de carga propuesto. Las cargas laterales aplicadas representan las fuerzas actuantes en la estructura cuando es excitada por un terremoto. Por lo tanto, el patrón de carga debe ser lo más similar posible a las fuerzas de inercia generadas por la imposición de movimientos sísmicos. Hay varias distribuciones espaciales propuestas para estas fuerzas laterales: uniformes en altura, proporcionales a la masa tributaria de cada nivel, con un patrón descrito por métodos estáticos de códigos sísmicos, o proporcionales al primer modo (Pyle and Morris 2001). Probablemente el patrón de carga lateral más popular es el que sigue la distribución del modo fundamental. En tal distribución, la magnitud de las fuerzas laterales es proporcional al primer modo elástico y a la matriz de masa de la estructura. Esta es la distribución adoptada por este artículo para implementar la versión original del MCE. Este estudio usa además un patrón adicional para definir las cargas laterales, el cual es conocido como la distribución adaptativa de las fuerzas laterales. En este caso, la distribución de fuerzas varía con el cambio en la deformada de la estructura que surge luego de que se entra en fluencia.

Sin importar el patrón de carga y el método de control elegidos para determinar la curva de capacidad, esta curva debe ser cambiada a un nuevo formato por medio del cambio de los dos ejes. La curva de capacidad original (V_b vs. Δ_{top}) es convertida a una curva de aceleración espectral versus desplazamiento espectral (S_A vs. S_D). Para realizar esta transformación, se supone que la respuesta de la estructura está gobernada por un solo modo, el modo correspondiente al período fundamental. Las ecuaciones para transformar el corte basal y el desplazamiento superior son

$$S_A = \frac{V_b/W_T}{\alpha_1}; \quad S_D = \frac{\Delta_{top}}{\gamma_1 \phi_{top,1}} \quad (1)$$

donde W_T es el peso total de la estructura, γ_1 es el factor de participación modal del primer modo, $\phi_{top,1}$ es el desplazamiento modal del primer modo, calculado en el nudo y dirección donde el desplazamiento Δ_{top} es definido, y α_1 es el coeficiente de masa modal del primer modo. La curva de capacidad dibujada en el nuevo formato es conocida como el “espectro de capacidad”. Aunque las ecuaciones (1) están vinculadas a la primera forma modal de la estructura, pueden ser aplicadas a cualquier forma modal que gobierne la respuesta.

Cuando la estructura se comporta en forma lineal, la demanda es comúnmente representada por un espectro de respuesta con una relación de amortiguamiento del 5%. En el MCE, la demanda sísmica es representada por un espectro de respuesta reducido, el cual representa un espectro de respuesta inelástico. Ya sea que se use un espectro de respuesta elástico o

inelástico, debe ser cambiado del formato convencional de aceleración espectral versus período natural T al formato de aceleración espectral versus desplazamiento espectral. La curva graficada en el nuevo formato es conocida como el “espectro de demanda”. Para hacer esto, la abscisa del nuevo espectro debe ser definida con la siguiente ecuación.

$$S_D = \frac{T^2}{4\pi^2} S_A \quad (2)$$

La definición del espectro inelástico es uno de los pocos aspectos todavía controversiales del MCE. Algunos autores (Fajfar 1999, Fajfar and Dolsek 2001) propusieron usar espectros inelásticos que están basados en factores constantes de ductilidad. El reporte ATC-40 (1996) propone un procedimiento diferente. Los espectros inelásticos son representados por un conjunto de espectros reducidos por valores mayores de amortiguamiento. Cada curva corresponde a una relación de amortiguamiento efectiva, ξ_{ef} . Esta relación de amortiguamiento tiene en cuenta el amortiguamiento adicional debido a los ciclos de histéresis formados cuando la estructura experimenta deformaciones cíclicas más allá del punto de fluencia. Además, la posible degradación de los ciclos de histéresis es considerada por medio de un factor, κ . Para definir la relación de amortiguamiento efectiva, los ciclos de histéresis deben ser idealizados de alguna forma. Si se supone que el ciclo puede ser representado por un paralelogramo, puede demostrarse que ξ_{ef} es

$$\xi_{ef} = \xi_e + \kappa \frac{2 a_y d_p - a_p d_y}{\pi a_p d_p} \quad (3)$$

donde ξ_e es la relación de amortiguamiento elástica (usualmente supuesta igual a 0.05), d_y y a_y son el desplazamiento y aceleración del punto de fluencia, y d_p y a_p son el desplazamiento espectral y aceleración pico (instantáneo). El conjunto de espectros con mayor amortiguamiento pueden ser definidos aplicando los factores de reducción basados en el muy bien conocido estudio de Newmark y Hall (1982). Usando estos factores, un conjunto de curvas de demanda reducidas pueden ser obtenidas.

El espectro de capacidad intersectará a más de un espectro de respuesta reducido, y el punto de desempeño es definido por la intersección de las curvas de capacidad y de demanda para las cuales el amortiguamiento efectivo es exactamente el mismo. Usando la ecuación (3), cada punto del espectro de capacidad puede ser asociado con una relación de amortiguamiento efectiva, ξ_{ef} , y el punto de desempeño puede ser determinado por un algoritmo de búsqueda. Esta claro que este punto depende del nivel de deformación inelástico, como se desprende de la ecuación (3).

3 LIMITACIONES Y MEJORAS DEL MCE

Aunque el MCE es considerado como lo suficientemente preciso para el diseño y evaluación sísmica, es reconocido que posee algunas limitaciones. Las limitaciones más importantes son la aplicación de las cargas siguiendo un patrón invariante, la no consideración de la influencia de modos superiores, y el uso de una relación de amortiguamiento viscoso equivalente. Reconociendo el hecho que los patrones de carga invariantes no son compatibles con la fluencia progresiva de la estructura, varios autores (Bracci et al. 1997, Gupta y Kunnath 2000, Antoniou and Pinho 2004a, Antoniou y Pinho

2004b, Cocco 2004) han propuesto patrones de carga adaptativos para el MCE. El procedimiento básico consiste en usar la forma modal “instantánea” de la estructura como patrón de carga a aplicar, así como las propiedades modales actualizadas para cambiar la curva de capacidad a espectro de capacidad. Hay un método reciente e innovador el cual es relevante mencionar aquí. El método fue propuesto por Casarotti y Pinho y los detalles son provistos en su referencia; solamente las ideas principales son descriptas a continuación. Para construir la curva de capacidad, un desplazamiento equivalente del sistema usando la deformada actual de cada paso y las masas concentradas es determinado. De hecho, este desplazamiento es la inversa de un factor de participación modal en el cual la deformada es usada en vez de una forma modal. Luego la aceleración espectral en el eje vertical es definida como la relación entre el corte basal y una masa efectiva del sistema y la aceleración de la gravedad. La masa efectiva es definida de una forma similar a la masa modal excepto que el patrón de deformada actualizado es usado en vez de la forma modal. Estas propiedades son actualizadas en cada paso del proceso lo cual le confiere el carácter de adaptativo al método.

El MCE original es aplicable a estructuras que vibran un su modo fundamental. Sin embargo, el MCE original fue recientemente revisado para superar estas limitaciones por medio de la incorporación de contribuciones en la respuesta asociadas con los modos superiores (Chopra y Goel 2002). En particular, el estudio evalúa la aplicación de MCE multimodal propuesto por Chopra y Goel (2002) al problema del análisis sísmico de torres de toma de agua.

Puede ser demostrado que para el caso lineal el MCE se reduce al Método de Respuesta Espectral (MRE). Por lo tanto, si una serie de análisis de capacidad son realizados para cada modo de una estructura lineal y las respuestas son combinadas con una regla de combinación modal, los resultados obtenidos serán los mismos a aquellos obtenidos con el MRE. Es más, las diferencias entre los resultados de un MRE y un análisis en el tiempo lineal son usualmente pequeñas. Basados en estos conceptos, Chopra y Goel (2002) propusieron aplicar el MCE original a cada modo importante de la estructura. En este MCE multimodal, un punto de desempeño es obtenido únicamente si un punto de desempeño es encontrado para cada modo considerado. El punto de desempeño para la estructura es dado por una combinación modal de los puntos de desempeños, la cual puede ser realizada por medio de cualquier regla de combinación apropiada tal como la bien conocida SRSS. Chopra y Goel (2002) demostraron que cuando esta metodología es aplicada a edificios, los resultados tienen una muy buena correspondencia con aquellos obtenidos de análisis no lineales en el tiempo. Por lo tanto, es esperable que el método pueda también ser apropiado para torres de toma de agua.

Otra modificación del MCE original es considerada en este trabajo por medio del reemplazo del modelo estándar de relación de amortiguamiento viscoso por un modelo de amortiguamiento histerético propuesto por Kowalsky (1994). Este modelo está basado en el modelo histerético de Takeda, el cual considera la degradación de la rigidez y la disipación de energía en cada ciclo de vibración del sistema inelástico por medio de un sistema lineal equivalente. Como demostraron Lin y Chang (2003), este modelo de amortiguamiento es capaz de proveer resultados más precisos. La expresión de la relación de amortiguamiento para el modelo de Kowalsky es

$$\xi_{eq} = \xi_o + \frac{1}{\pi} \left[1 - \mu^n \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} + \alpha \right) \right] \quad (4)$$

donde α es la relación de endurecimiento por deformación, μ es la relación de ductilidad,

ξ_o es el amortiguamiento inherente, y el exponente n es un factor de degradación de rigidez. Es sugerido usar valores de $n = 0$ para estructuras metálicas y $n = 0.5$ para estructura de hormigón armado (Lin y Chang 2003). Un valor de 0.5 fue utilizado para las aplicaciones a torres de toma de agua de hormigón armado de baja cuantía.

4 EFECTOS DEL AGUA EXTERIOR E INTERIOR

Existen dos grandes métodos para la consideración de la influencia del agua en la respuesta dinámica de un sistema estructural. El procedimiento más sofisticado incluye la modelación del dominio del fluido por medio de elementos finitos o de contorno. Un procedimiento mucho más sencillo consiste en la incorporación de los efectos hidrodinámicos usando masas agregadas. Este es el procedimiento adoptado por este estudio. En particular, el procedimiento desarrollado por Goyal y Chopra (1989) es usado para definir las masas agregadas requeridas. Aunque la mayoría de las torres de toma de agua existentes no son prismáticas y el procedimiento de Goyal y Chopra es estrictamente válido para torres uniformes, es posible obtener una buena aproximación considerando que la torre está formada por varios segmentos con secciones constantes.

Para una torre uniforme con sección transversal circular, la masa agregada hidrodinámica correspondiente al agua exterior puede ser determinada en forma cerrada resolviendo la ecuación de Laplace para el dominio del agua (Liaw and Chopra 1974). La distribución normalizada de la masa agregada hidrodinámica a lo largo de la altura de la torre $m_a^o(z)$ es dada por

$$\frac{m_a^o(z)}{m_\infty^o} = \frac{16H_o}{\pi^2 r_o} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{(-1)^{m-1}}{(2m-1)^2} E_m(\alpha_m r_o / H_o) \cos(\alpha_m z / H_o) \quad (5)$$

donde el supraíndice o se refiere a “exterior (outside)”, z es la distancia por encima de la base de la torre, H_o es la profundidad del agua exterior, $\alpha_m = (2m-1)\pi/2$, y m_∞^o representa la masa agregada hidrodinámica correspondiente a una torre uniforme infinitamente larga con la misma sección transversal. La función $E_m(\alpha_m r_o / H_o)$ es definida como sigue:

$$E_m(\alpha_m r_o / H_o) = \frac{K_1(\alpha_m r_o / H_o)}{K_0(\alpha_m r_o / H_o) + K_2(\alpha_m r_o / H_o)} \quad (6)$$

donde K_n denota a la función modificada de Bessel de orden n de segunda especie. Para una torre con sección transversal circular, $m_\infty^o = \rho_w \pi r_o^2$ donde ρ_w es la densidad del agua y r_o es el radio de superficie exterior de la torre. Para secciones transversales no circulares, m_∞^o puede ser obtenida de una tabla preparada por Goyal y Chopra (1989).

Para torres con sección transversal arbitraria no hay soluciones analíticas de la ecuación de Laplace. Goyal y Chopra (1989) resolvieron este problema mostrando, primeramente, que la masa hidrodinámica normalizada para una torres uniforme de sección transversal arbitraria es esencialmente la misma que aquella para una torre elíptica equivalente. Ellos caracterizaron las secciones transversales en términos de la relación de las dimensiones en planta, \tilde{a}_o/\tilde{b}_o , y de la relación de esbeltez, H_o/\tilde{a}_o , de la torre elíptica equivalente como sigue:

$$\frac{H_o}{\tilde{a}_o} = \frac{H_o}{\sqrt{\frac{A_o}{\pi}}} \sqrt{\frac{b_o}{a_o}}; \quad \frac{\tilde{a}_o}{\tilde{b}_o} = \frac{a_o}{b_o} \quad (7)$$

donde A_o es la sección transversal encerrada por la superficie exterior de la torre real, y $2a_o$ y $2b_o$ son las dimensiones de la sección transversal perpendicular y paralela, respectivamente, a la dirección del movimiento sísmico. Así, la masa agregada hidrodinámica normalizada para una torre uniforme de sección transversal arbitraria puede ser rápidamente determinada si la masa agregada hidrodinámica normalizada estuviera disponible para torres de sección transversal elíptica para un rango práctico de valores de a_o/b_o y H_o/a_o . Sin embargo, esta metodología requeriría un gran número de gráficos y tablas. Una técnica más conveniente es reemplazar la torre elíptica uniforme por una torre equivalente circular cilíndrica. Para este fin, Goyal y Chopra determinaron la relación \tilde{r}_o/H_o de la torre circular cilíndrica equivalente como una función de las relaciones a_o/b_o y a_o/H_o de una torre elíptica. Esta relación puede ser obtenida de un gráfico preparado por Goyal y Chopra (1989), de la cual se presenta una versión simplificada en la Figura 1.

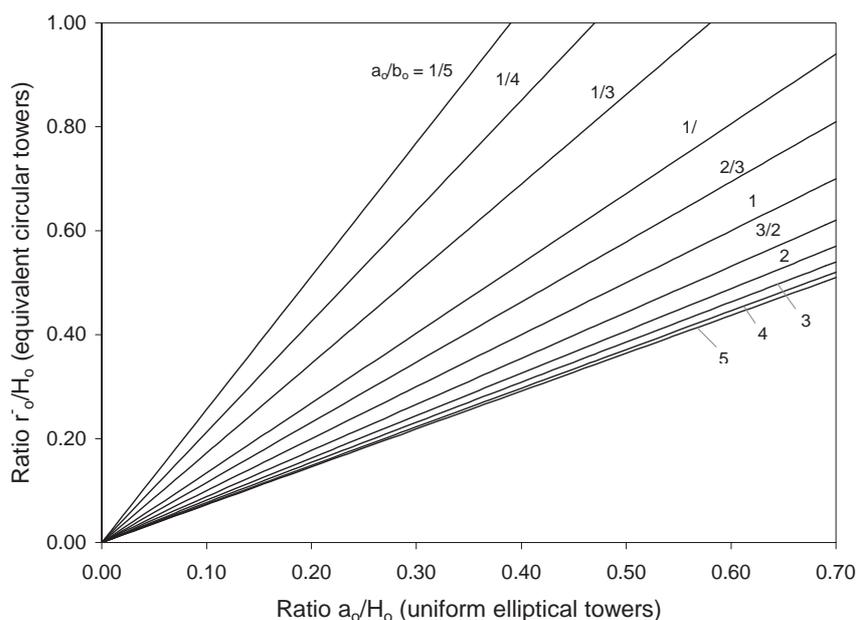


Figura 1 Dimensiones de las Torres circulares cilíndricas equivalentes (Goyal and Chopra 1989)

Aunque la verdadera relación entre \tilde{r}_o/H_o y a_o/H_o es no-lineal, para los propósitos del presente trabajo se supuso lineal en la Figura 1. El error introducido por esta aproximación no es significativo. Una vez que las propiedades de la torre circular equivalente son estimadas, la masa agregada hidrodinámica puede ser calculada por medio de la ecuación (5) con m_∞^o determinada de la Tabla 1 de Goyal y Chopra (1989).

El cálculo de la masa agregada para el agua interior está basado en conceptos similares. Primeramente, usando las dimensiones de la sección transversal de la torre real, se determinan las relaciones geométricas de la torre elíptica uniforme equivalente como sigue:

$$\frac{H_i}{\tilde{a}_i} = \frac{H_i}{\sqrt{\frac{A_i}{\pi}}} \sqrt{\frac{b_i}{a_i}}, \quad \frac{\tilde{a}_i}{\tilde{b}_i} = \frac{a_i}{b_i} \quad (8)$$

donde A_i , $2a_i$, y $2b_i$ representan el área interior de la sección transversa y las dimensiones perpendiculares y paralelas, respectivamente, a la dirección del movimiento sísmico; y H_i es la profundidad del agua interior. Seguidamente, se debería calcular la relación de esbeltez \tilde{r}_i/H_i de la torre circular cilíndrica equivalente como fue realizado para el agua exterior. Sin embargo, Goyal y Chopra (1989) encontraron que en este caso la relación entre a_i/H_i y \tilde{r}_i/H_i es exactamente lineal y así el radio \tilde{r}_i puede ser sencillamente calculado de la siguiente forma:

$$\tilde{r}_i = \sqrt{\frac{A_i b_i}{\pi a_i}} \quad (9)$$

Finalmente, la masa agregada hidrodinámica normalizada correspondiente al agua interior de la torre, $m_a^i(z)$, puede ser calculada con la solución analítica de la ecuación de Laplace para una torre circular cilíndrica:

$$\frac{m_a^i(z)}{m_\infty^i} = \frac{16H_i}{\pi^2 r_i} \sum_{m=1}^{\infty} \frac{(-1)^{m-1}}{(2m-1)^2} D_m(\alpha_m r_i/H_i) \cos(\alpha_m z/H_i) \quad (10)$$

donde el supraíndice “i” se refiere a “interior” y $m_\infty^i = \rho_w \pi r_i^2$. La función $D_m(\alpha_m r_i/H_i)$ es definida como sigue:

$$D_m(\alpha_m r_i/H_i) = \frac{I_1(\alpha_m r_i/H_i)}{I_0(\alpha_m r_i/H_i) + I_2(\alpha_m r_i/H_i)} \quad (11)$$

y I_n denota las funciones modificadas de Bessel de orden n de primera especie.

5 APLICACIÓN DEL MCE PARA LA EVALUACIÓN SÍSMICA DE TORRES DE TOMA DE AGUA

Para presentar un ejemplo de la aplicación del MCE para la evaluación sísmica de torres de toma de agua, una estructura representativa fue elegida. Esta estructura particular ha servido de ejemplo en el manual para el diseño estructural y evaluación de estructuras de conducción del U.S. Army Corps of Engineers (2003). Este documento está designado como un Manual del Ingeniero (EM) 1110-2-2400, y el caso bajo consideración, el cual es descrito en el Apéndice C del manual, centrado en una típica torre de toma de agua pertenecientes al inventario del USACE.

5.1 Modelo numérico de la estructura ejemplo

La torre de hormigón armado es no prismática y está compuesta de cinco segmentos con diferentes secciones transversales. Es su parte superior es terminada por losa de hormigón de

0.61 m de espesor y posee una losa de hormigón en la base de 1,83 m de espesor. Los cortes verticales de la torre en dos planos ortogonales se pueden apreciar en la Figura 2. La torre fue discretizada utilizando doce elementos tipo viga. Esta discretización es la misma discretización utilizada en el ejemplo del USACE EM 1110-2-2400 (2003). El modelo discreto se muestra en la Figura 3, y las propiedades de los materiales consideradas para el análisis son listadas en la Tabla 1.

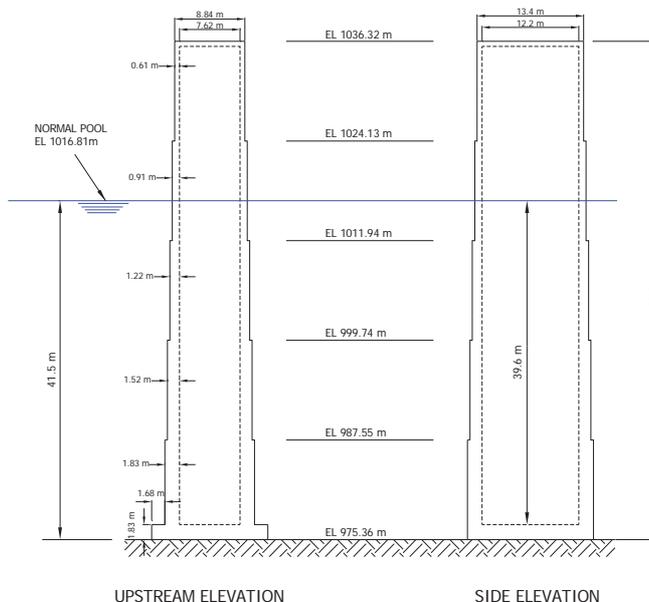


Figura 2 Torre de toma usada como caso de estudio (USACE 2003)

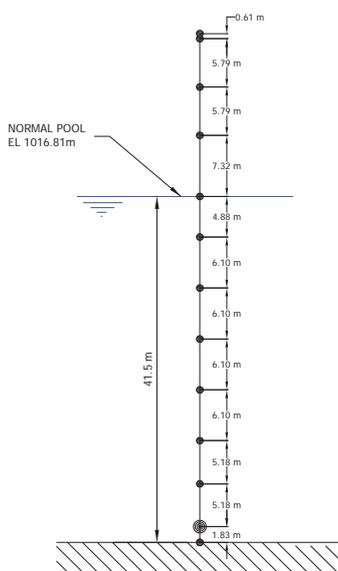


Figura 3 Modelo numérico de la torre de ejemplo

Tabla 1 Propiedades de los materiales usadas para el análisis de la torre de ejemplo

a) Propiedades del Hormigón	
Módulo de Elasticidad (E_c)	21,525.43 MPa
Módulo de Corte (G)	8,986.93 MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0.20
Resistencia Compresión (f'_c)	20.68 MPa
b) Propiedades del Acero	
Módulo de Elasticidad (E_s)	199,947.95 MPa
Resistencia Fluencia (f_y)	413.69 MPa
Deformación Última	5.00%

Las propiedades geométricas de los doce elementos (numerados desde arriba hacia abajo) usados para modelar la torre son presentadas en la Tabla 2. Excepto para los elementos 1 y 12, todos los demás tienen una sección cajón rectangular. Los elementos 1 y 12 representan las losas macizas de la parte superior e inferior de la torre, respectivamente. Como parte de la evaluación estructural, es necesario determinar la localización de la sección(es) crítica para utilizar elementos no lineales en esta sección(es). Ya que las acciones sísmicas inducen en las torres de toma fuerzas laterales, las secciones más críticas están usualmente localizadas cerca de la base. En este caso, y debido a las características masivas de la losa inferior, la sección crítica está localizada en la transición entre la losa de la base y el primer segmento cajón de la torre. En un caso general, todas las secciones deben ser evaluadas hasta que las verdaderas secciones críticas son identificadas.

Tabla 2 Propiedades seccionales de la torre ejemplo

Elemento	Largo [m]	Área [m ²]	Inercia [m ⁴]	Factor Corte
1	0.61	118.54	1777	1.20
2	5.79	25.64	626	1.64
3	5.79	25.64	626	1.64
4	7.32	39.02	965	1.67
5	4.88	39.02	965	1.67
6	6.10	52.77	1324	1.69
7	6.10	52.77	1324	1.69
8	6.10	66.89	1703	1.72
9	6.10	66.89	1703	1.72
10	5.18	81.38	2104	1.74
11	5.18	81.38	2104	1.74
12	1.83	214.05	3818	1.20

La geometría y propiedades de los materiales de la sección crítica son usadas para calcular la correspondiente relación momento-curvatura. La no linealidad de la estructura será introducida en el modelo por medio de resortes rotacionales. Por lo tanto, una curva momento-rotación es requerida la cual puede ser determinada basada en la relación momento-curvatura y una apropiada longitud plástica a través de la cual la curvatura es integrada para

así obtener la rotación. Basado en esta curva momento-rotación, el comportamiento de la sección crítica bajo carga monótona puede ser efectivamente modelado por un resorte rotacional no lineal.

Basado en estudios previos realizados por Dove y Matheu (2005) en torres de toma de agua con baja cuantía, una apropiada curva momento-rotación para la sección crítica puede ser obtenida considerando una longitud plástica, l_p , estimada por la siguiente expresión:

$$l_p = \frac{c_u}{\varepsilon_u} \quad (12)$$

donde c_u representa el ancho ultimo de fisura y ε_u es la deformación última del acero de refuerzo. El valor del ancho ultimo de fisura c_u en mm puede ser estimada como $c_u = 1.17 + 24.68\varepsilon_u + 0.312d_b$, donde d_b es el diámetro de las barras de refuerzo en mm . La expresión fue obtenida de una serie de experimentos de laboratorio y es válida estrictamente para secciones transversales cajón rectangulares con baja cuantía (Dove and Matheu, 2005).

La Figura 4 muestra la relación momento-rotación resultante para la sección crítica de la torre ejemplo, correspondiente a una longitud plástica $l_p = 273 mm$ obtenida usando $\varepsilon_u = 0.05$ y $d_b = 36$. Para facilitar el análisis, una aproximación bilineal es adoptada para la curva momento-rotación. Además, el primer segmento lineal de la curva momento-rotación en la figura no se considerará. Este segmento representa la rigidez inicial (elástica) del resorte rotacional, pero esta rigidez ya ha sido incluida en la matriz de rigidez del elemento tipo viga. Una vez que ocurre la fluencia, el segmento no lineal del resorte rotacional es activado y comienza a afectar el comportamiento del elemento.

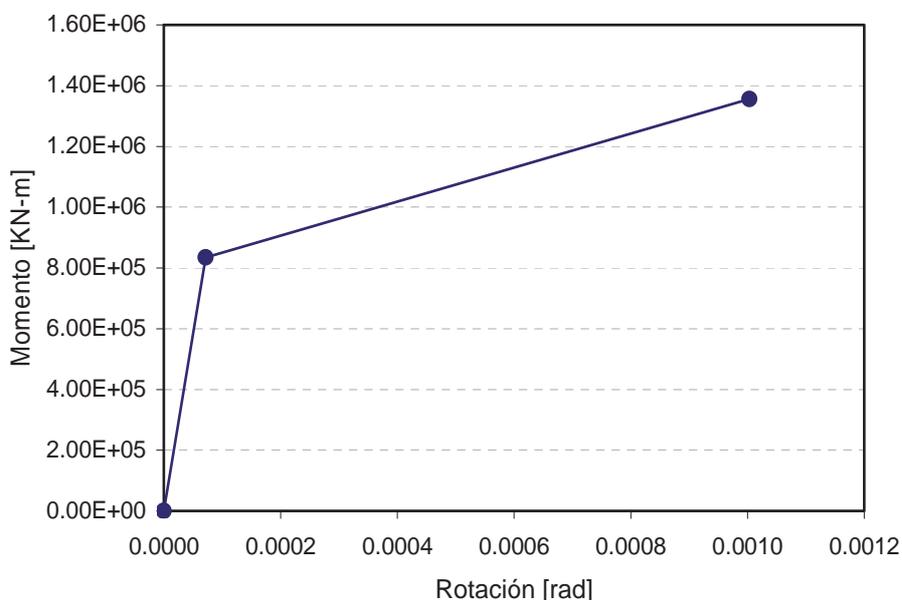


Figura 4 Relación momento-rotación para la torre ejemplo

Para completar la información de entrada para este análisis sísmico es necesario determinar las correspondientes masas agregadas hidrodinámicas. Las dimensiones de la sección transversal que son necesarias para considerar el agua exterior e interior de la torre, (a_o, b_o) y (a_i, b_i) , respectivamente, son mostradas en la Tabla 3 para los diferentes segmentos a lo largo

de la altura de la torre. Únicamente aquellos segmentos localizados por debajo del nivel del agua son usados para determinar las masas agregadas. Considerando el nivel normal del agua, el nivel del agua exterior fue adoptado igual a $H_o = 41.5 m$ (medido con respecto a la base de la torre) y para el agua interior, el nivel H_i fue adoptado igual a $39.6 m$ (medido con respecto a la parte superior de la losa inferior).

Tabla 3 Propiedades de la sección transversal para el cálculo de las masas agregadas hidrodinámicas

Elemento	a_o [m]	b_o [m]	a_i [m]	b_i [m]
1	8.84	13.41	0.00	0.00
2	8.84	13.41	7.62	12.19
3	8.84	13.41	7.62	12.19
4	9.54	13.72	7.62	11.90
5	9.54	13.72	7.62	11.90
6	10.06	14.02	7.62	11.58
7	10.06	14.02	7.62	11.58
8	10.67	14.33	7.62	11.29
9	10.67	14.33	7.62	11.29
10	11.28	14.63	7.62	10.97
11	11.28	14.63	7.62	10.97
12	14.63	14.63	0.00	0.00

5.2 Demanda Sísmica

La demanda sísmica debe ser prescrita en términos de un espectro de diseño apropiado. El espectro de respuesta para el ejemplo en el Apéndice C del EM 1110-2-2400 fue definido basado en el código UBC 97. Asumiendo el perfil de suelo corresponde a condiciones de una roca (tipo S_B), y que la estructura está localizada en zona sísmica 2B de acuerdo al UBC 97, la correspondiente aceleración pico debería ser $C_a = 0.20$. Sin embargo, los siguientes parámetros deben ser seleccionados para hacer coincidir el espectro con aquel mostrado en el manual EM 1110-2-2400 del USACE: $C_a = 0.25$, $C_v = 0.31$, $T_a = 0.10 s$, y $T_s = 0.50 s$. El espectro de respuesta resultante a ser usado para todos los análisis basados en el MCE de la torre ejemplo se puede apreciar en la Figura 5.

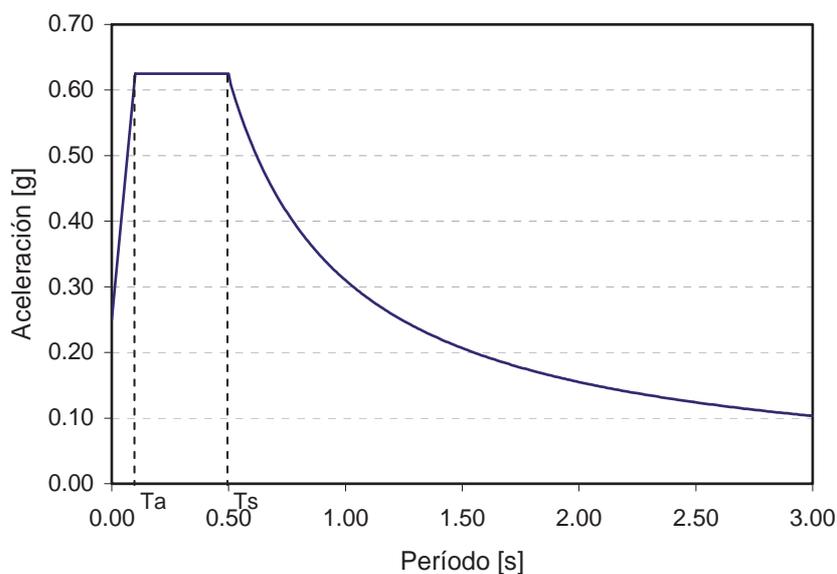


Figura 5 Espectro de respuesta de diseño para la torre ejemplo

Este estudio comparará los resultados del MCE con aquellos predichos usando análisis no lineales en el tiempo. Para estos análisis, la acción sísmica debe ser definida en términos de un registro de aceleraciones en el tiempo (acelerograma). Más aún, para comparar los resultados obtenidos con los dos procedimientos, el registro sísmico (acelerograma) debe ser compatible con el espectro mostrado en la Figura 5. Un procedimiento para generar registros artificiales basado en la transformada “*wavelet*” (Suarez y Montejó 2005) es aplicado para generar un acelerograma particular compatible con el espectro de referencia. Esta técnica está basada en la apropiada modificación de un acelerograma semilla del registro de un terremoto real. Para el análisis de una estructura real, el acelerograma semilla deberá ser seleccionado entre terremotos generados por fallas similares a las presentes en la región, registrados a distancias epicentrales y condiciones de suelo similares. Sin embargo, para el presente caso el registro del terremoto de Friuli, Italia de 1976 mostrado en la Figura 6 fue arbitrariamente seleccionado. Debido a la modificación introducida durante el proceso, el desplazamiento y velocidad final del acelerograma resultante no son más iguales a cero, a pesar de que el registro original satisfacía estas condiciones. Una corrección apropiada del acelerograma fue realizada utilizando una técnica descrita por Suarez y Montejó (2007). El registro corregido utilizado para los análisis no lineales en el tiempo de la torre ejemplo se puede apreciar en la Figura 7.

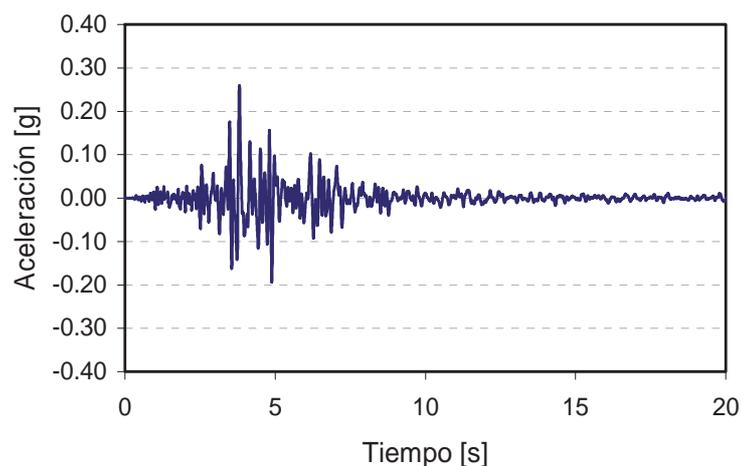


Figura 6 Acelerograma terremoto Friuli 1976

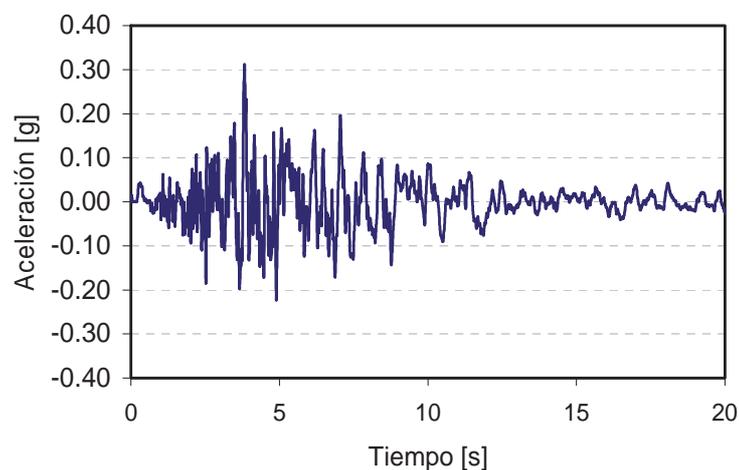


Figura 7 Acelerograma compatible con espectro utilizado en análisis no lineales en el tiempo

5.3 Aplicación del MCE convencional y multimodal

Para calcular la respuesta no lineal sísmica de la torre ejemplo, el primer procedimiento considerado en este trabajo es el MCE estándar asumiendo condiciones secas del reservorio. La Figura 8 muestra la curva de capacidad obtenida aplicando un patrón de carga proporcional a la primera forma modal. Las dos rigideces diferentes, antes y después de fluencia, son claramente representadas en la curva de capacidad de la Figura 8. El análisis fue detenido cuando la rotación última (0.001 radians) en la sección crítica fue alcanzada.

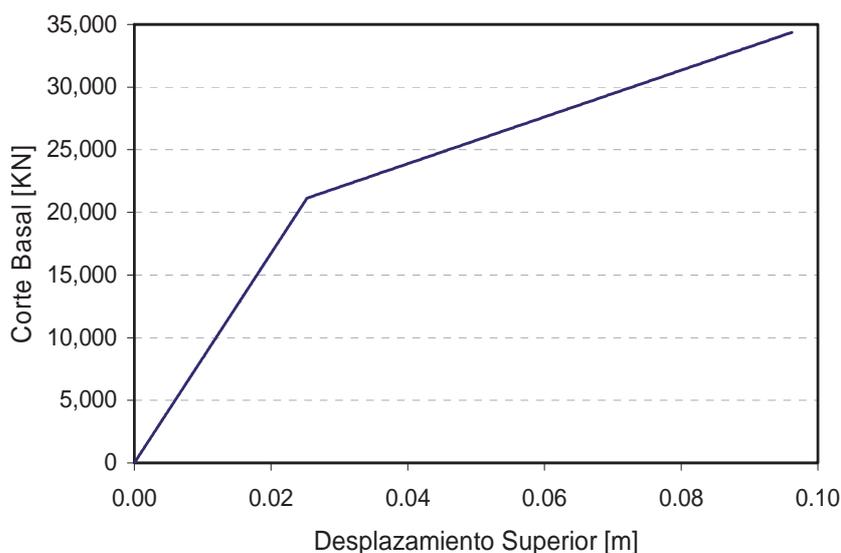


Figura 8 Curva de capacidad para el primer modo (torre sin agua)

La curva de capacidad puede ser transformada a espectro de capacidad como fue explicado en la Sección 3 y es mostrada en la Figura 9. La figura también muestra el espectro de respuesta elástico con 5% de amortiguamiento en el formato aceleración-desplazamiento. El espectro de respuesta de amortiguamiento variable (representando la demanda sísmica para diferentes niveles de amortiguamiento efectivo) es graficado en la misma Figura 9, junto con el punto de intersección entre los espectro de capacidad y demanda. Las coordenadas (S_A, S_D) y (V_b, Δ_{top}) del punto de desempeño son mostradas en la columna “primer modo” de la Tabla 4.

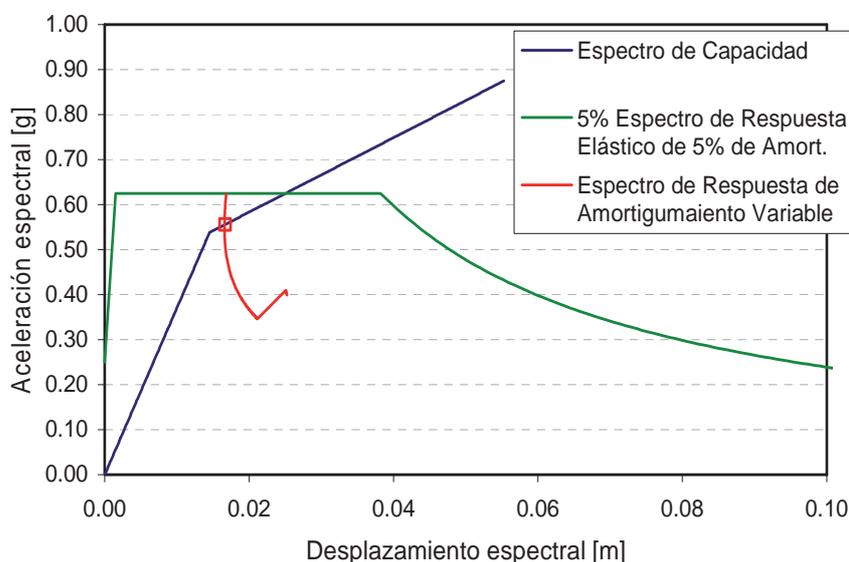


Figura 9 Espectro de capacidad, espectro de demanda, y determinación del punto de desempeño para el primer modo (torre sin agua)

Seguidamente, la torre es analizada aplicando la versión multimodal del MCE tal cual propuesta por Chopra y Goel (2002). Ya que únicamente el primero y segundo modo serán considerados, solo se necesita aplicar el MCE al segundo modo. La torre fue entonces cargada con un patrón de distribución de carga que sigue la forma del Segundo modo. Excepto por el cambio en el patrón de carga, el procedimiento para obtener la curva de capacidad es la

misma que aquel para el análisis convencional mostrado en la Figura 9. La Figura 10 muestra la curva de capacidad resultante para el segundo modo. Se puede apreciar que para la curva de capacidad de este modo no hay cambio en la pendiente, i.e., la torre exhibe comportamiento lineal.

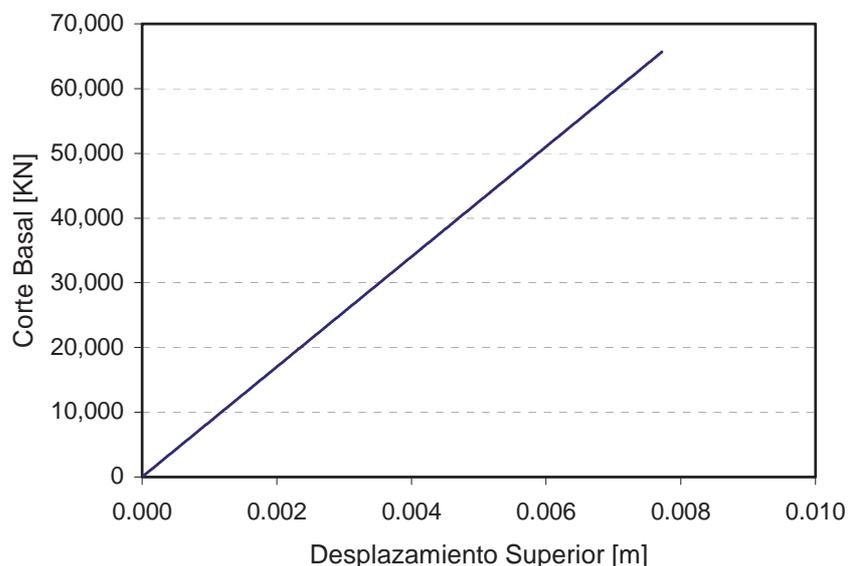


Figura 10 Curva de capacidad para el segundo modo (torre sin agua)

Para convertir la curva de capacidad del segundo modo a espectro de capacidad, las propiedades modales (factor de participación modal, desplazamiento modal del nudo superior, etc.) del segundo modo son utilizadas. La curva resultante es mostrada en la Figura 11. Esta figura también muestra el espectro de respuesta elástico con 5% de amortiguamiento en el formato aceleración-desplazamiento. En este caso, el espectro de respuesta con amortiguamiento variable no fue necesario porque la estructura se comporta en forma lineal. El punto de desempeño es simplemente la intersección de la curva de capacidad lineal y el espectro de respuesta elástico.

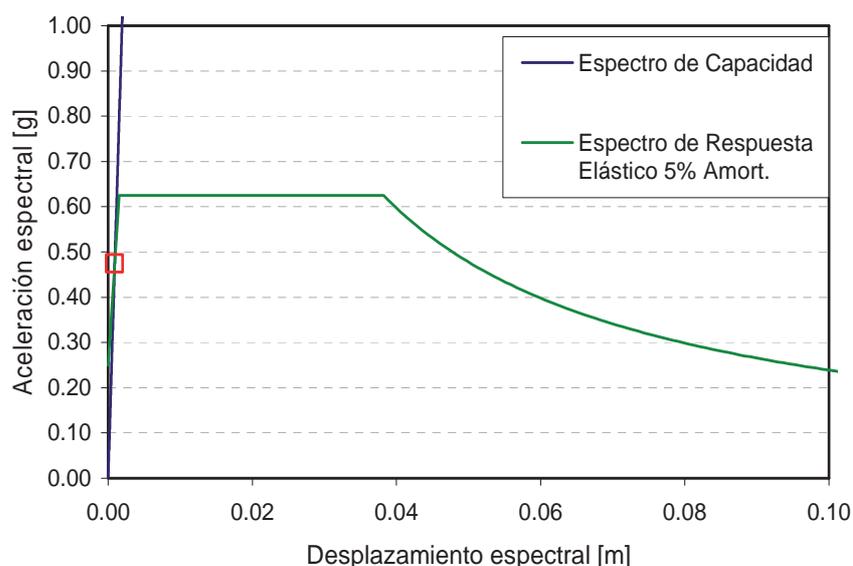


Figura 11 Espectro de capacidad, espectro de demanda, y determinación del punto de desempeño para el segundo modo (torre sin agua)

La Tabla 4 muestra las coordenadas (S_A, S_D) del punto de desempeño correspondiente al primer y segundo modo. Estos dos puntos son conocidos como puntos de desempeños “modales”. Además, la tabla contiene las correspondientes coordenadas (V_b, Δ_{top}) de la curva de capacidad para el punto de desempeño, i.e., la respuesta física inelástica de la estructura. Estas cantidades son calculadas en forma inversa utilizando las fórmulas para convertir la curva de capacidad a espectro de capacidad. El punto de desempeño final es obtenido combinando las coordenadas de los puntos de desempeño modales utilizando la regla SRSS de combinación modal. La Tabla 4 muestra las coordenadas del punto de desempeño final en los dominios físicos y modal para la torre cuando se desprecia la presencia del agua exterior e interior.

Tabla 4 Puntos de desempeño modales y total para la torre sin agua (MCE multimodal)

	Primer modo	Segundo modo	Combinación
S_A [g]	0.556	0.475	0.731
S_D [m]	0.017	0.001	0.017
Δ_{top} [m]	0.029	0.001	0.029
V_b [KN]	21,834	8,931	23,590

5.4 Aplicación del MCE adaptativo

La aplicación de la versión adaptativa del MCE (Cocco, 2004), la cual usa las propiedades modales “instantáneas” de la estructura, es reportada en esta sección. En este procedimiento, el problema de valores propios asociado es resuelto cada vez que hay un cambio en la rigidez de la estructura debido a la fluencia, y las propiedades modales actualizadas son utilizadas en el MCE. Para poder separar los distintos factores intervinientes, los efectos del agua no son incluidos en primera instancia. Los resultados del MCE adaptativo son resumidos en la Tabla 5. Los resultados en esta tabla fueron obtenidos aplicando el MCE adaptativo a los primeros dos modos de la torre y combinando los resultados por medio de la regla de combinación modal SRSS. Las coordenadas del punto de desempeño final obtenidos se muestran en la Tabla 5.

Tabla 5 Puntos de desempeño modales y total para la torre sin agua (MCE multimodal adaptativo)

	Primer modo	Segundo modo	Combinación
S_A [g]	0.506	0.475	0.694
S_D [m]	0.025	0.001	0.025
Δ_{top} [m]	0.043	0.001	0.043
V_b [KN]	24,429	8,931	26,010

El desplazamiento en la parte superior de la torre con el MCE multimodal adaptativo aumentó de 0.029 a 0.043 m, lo cual representa un incremento de casi 50% con respecto al MCE multimodal estándar. El corte basal aumentó de 23,590 a 26,011 kN, i.e., un incremento del 10% con respecto al MCE multimodal. Los resultados del primer modo difieren en cantidades similares ya que la contribución del segundo modo no es significativa. Se debe remarcar que la respuesta asociada con el segundo modo no entra en el rango inelástico, por ello los resultados obtenidos para el segundo modo con el MCE estándar y adaptativo son idénticos.

Se debe remarcar que el procedimiento propuesto tiene algunas similitudes con una técnica posterior propuesta por Casarotti y Pinho (2007). No obstante, la técnica de Casarotti y Pinho emplea el patrón de deformación de cada paso para actualizar un desplazamiento equivalente de un sistema de un grado de libertad. En este trabajo, se utiliza al primer y segundo modo de la estructura elástica pero recalculados en cada paso luego de que el resorte no lineal de la base alcanza la condición de fluencia.

5.5 Comparación entre el MCE y análisis no lineales en el tiempo

Aunque el Método de Capacidad Espectral es considerado una técnica aceptable para análisis estáticos no lineales, es un procedimiento aproximado y por ende es relevante estudiar la exactitud de sus resultados antes de recomendar su uso para análisis sísmicos de una gran cantidad de estructuras de toma de agua. Un análisis en el tiempo de la torre ejemplo fue realizado usando dos programas de análisis estructural comercial, SAP2000 (Computers and Structures 2004) y RAM Performance (RAM International 2004), y un programa desarrollado por los autores en Matlab.

Los resultados de estos análisis en el tiempo (SAP2000, RAM y Programa en Matlab), junto con aquellos obtenidos con el MCE (convencional, multimodal y multimodal adaptativo) son presentados en la Tabla 6. Hay que recordar que estos resultados son aplicables para una torre en condición seca. Los valores de respuesta obtenidos de los tres análisis en el tiempo presentan una buena concordancia entre ellos, lo cual constituye un hecho a remarcar ya que cada programa usa diferentes modelos no lineales y esquemas de integración. Los desplazamientos predichos por las distintas versiones del MCE son similares a aquellos obtenidos de los análisis en el tiempo, excepto para el MCE multimodal adaptativo. Este último método alcanza un desplazamiento pico mayor que los valores de los otros MCE. Sin embargo, el corte basal pico predicho por este método se aproxima mejor a los valores calculados por los métodos no lineales dinámicos. En general, las distintas versiones del MCE conducen a valores menores de corte basal que aquellos obtenidos de análisis en el tiempo. Una posible razón para esta diferencia podría ser que los modos superiores tengan una contribución en el corte basal de la torre que no sea despreciable. Hay que recordar que solo dos modos fueron considerados en el MCE multimodal y en el MCE multimodal adaptativo.

Tabla 6 Comparación de los resultados del MCE (tres primeras columnas) y análisis en el tiempo (últimas tres columnas) para la torre sin agua

Respuesta	MCE Convencional	MCE Multimodal	MCE Adaptativo	SAP2000	RAM Performance	Programa Matlab
Δ_{top} [m]	0.029	0.029	0.043	0.028	0.027	0.028
V_b [KN]	21,834	23,590	26,011	29,080	28,778	34,203

En conclusión, los resultados presentados muestran que para el sistema estructural considerado, el MCE multimodal produce los resultados más precisos en términos de desplazamientos, comparado con aquellos obtenidos por los análisis en el tiempo, mientras que el MCE adaptativo llega a mejores resultados cuando el corte basal es comparado. Estos resultados deben ser tomados con precaución, ya que son válidos para la versión particular del MCE adaptativo utilizado en este trabajo, y para la estructura específica analizada. Para otras estructuras, la literatura sobre el tema indica que, como sería esperable, la versión adaptativa es la que provee resultados más precisos.

5.6 Aplicación del MCE incluyendo los efectos hidrodinámicos

La presencia del agua del reservorio tanto en el exterior como en el interior de la torre es introducida en el MCE por medio del procedimiento de masas agregadas propuesto por Goyal y Chopra (1989). Los efectos de la interacción fluido-estructura fueron únicamente evaluados para el MCE multimodal ya que este procedimiento fue el que produjo los resultados más precisos para la torre sin agua. La curva de capacidad correspondiente al primer modo es mostrada en la Figura 12, y es muy similar a aquella obtenida sin las masas agregadas (Figura 8). La razón es que la única diferencia entre los dos análisis es la variación especial de las cargas aplicadas, las cuales siguen el patrón del primer modo de vibración correspondiente a cada caso. El cambio en la forma modal debido a las masas adicionales no es significativo porque las masas están distribuidas proporcionalmente a las dimensiones de la sección transversal y las propiedades de rigidez de la estructura no son alteradas. El espectro de capacidad del primer modo, mostrado en la Figura 13, exhibe diferencias más pronunciadas comparado con el correspondiente espectro en el cual los efectos hidrodinámicos fueron ignorados, porque el espectro de capacidad depende de las tres propiedades modales: coeficiente de masa modal, el factor de participación modal, y la componente modal correspondiente al desplazamiento del punto superior. En esta figura el espectro de capacidad es representado junto con el espectro de respuesta elástico y la curva de amortiguamiento variable. El punto de desempeño para este modo es representado por la intersección entre la curva de amortiguamiento variable y el espectro de capacidad.

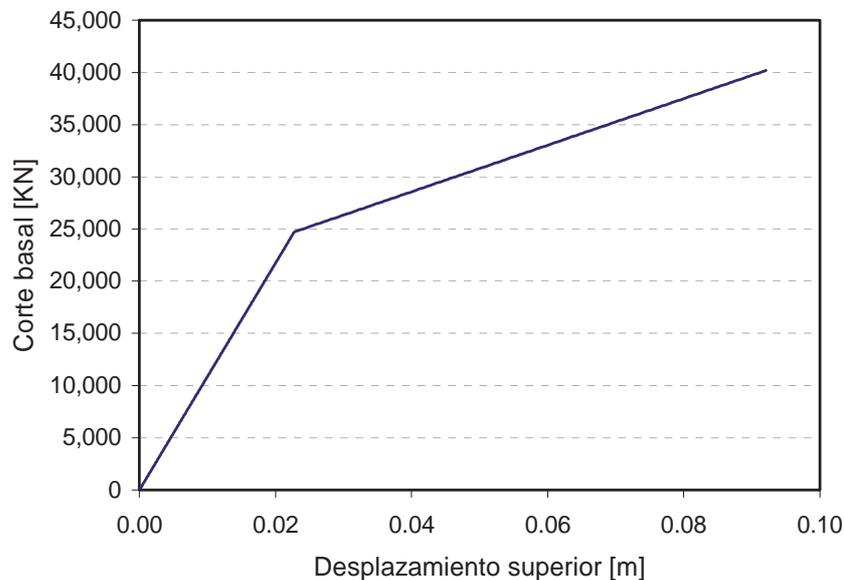


Figura 12 Curva de capacidad del primer modo (torre con agua)

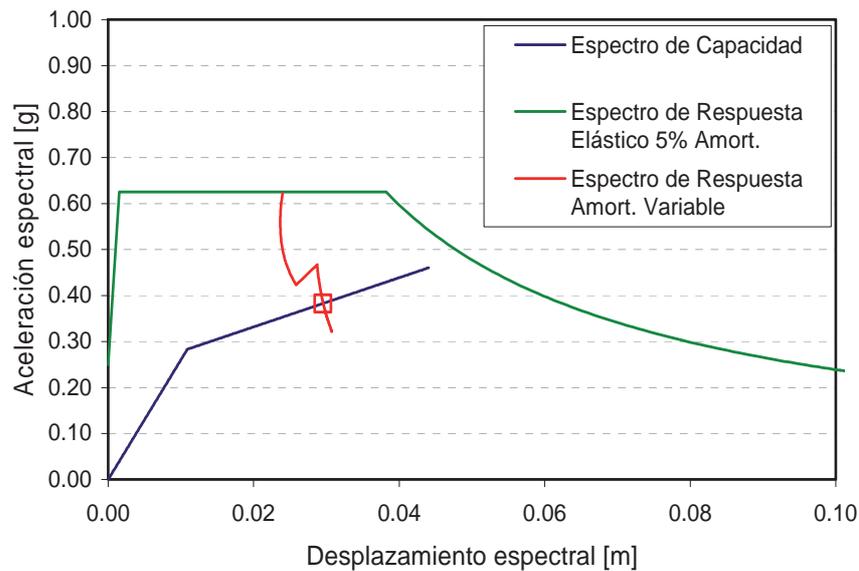


Figura 13 Espectro de capacidad, espectro de demanda, y determinación del punto de desempeño para el primer modo (torre con agua)

La curva de capacidad obtenida aplicando un patrón de carga externo correspondiente al segundo modo es mostrada en la Figura 14. Aquí nuevamente las diferencias son mínimas con la curva de capacidad original de la Figura 10, debido a las mismas razones explicadas anteriormente para el caso del primer modo. La Figura 15 muestra el espectro de capacidad junto con los espectros elástico y de amortiguamiento variable. Aunque hay algunas diferencias menores entre los casos con y sin masas agregadas, en ambas situaciones la torre responde en el rango elástico.

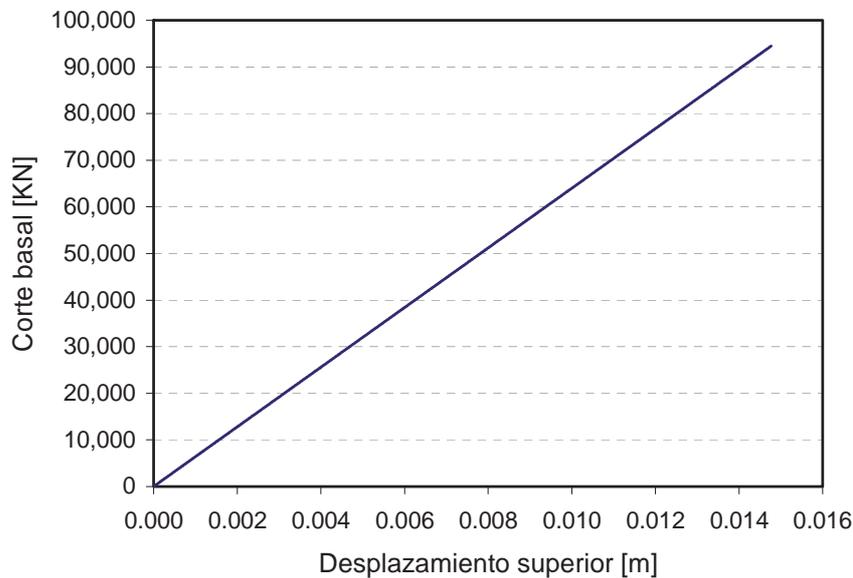


Figura 14 Curva de capacidad para el segundo modo (torre con agua)

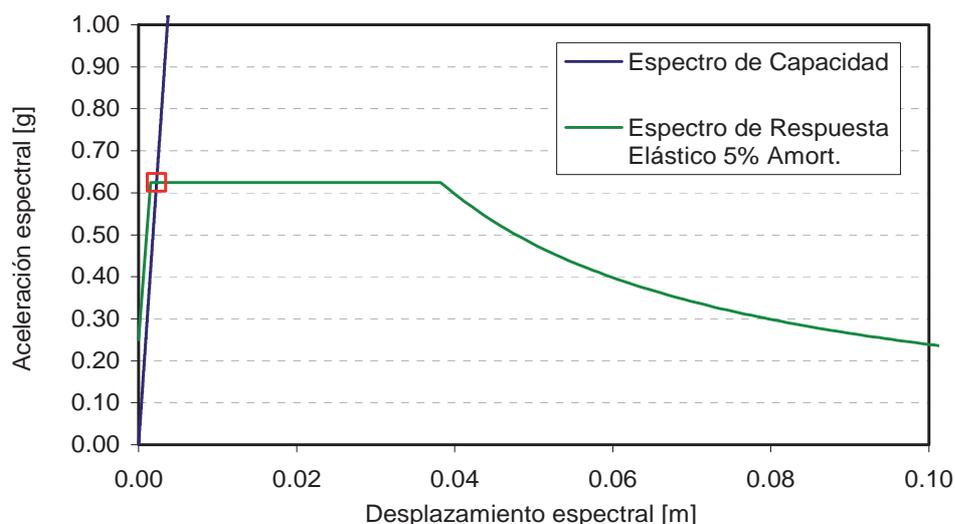


Figura 15 Espectro de capacidad, espectro de demanda, y determinación del punto de desempeño para el segundo modo (torre con agua)

Los resultados obtenidos para este caso son resumidos en la Tabla 7. Las coordenadas para el punto de desempeño son presentadas para cada modo y la cuarta columna muestra las coordenadas obtenidas combinando los valores modales. Puede observarse un notable incremento en la respuesta estimada por el MCE multimodal cuando los efectos hidrodinámicos son incluidos. Comparados con los resultados reportados en la Tabla 4 (en la cual los efectos del agua fueron despreciados), el desplazamiento superior aumentó en un 114% y el corte basal un 75%. Claramente, sin importar si se usa la versión multimodal o convencional del MCE para obtener la respuesta sísmica no lineal de las torres de toma de agua, es vital considerar los efectos del agua exterior e interior.

Tabla 7 Puntos de desempeño modales y total para la torre con agua (MCE multimodal)

	Primer modo	Segundo modo	Combinación
S_A [g]	0.383	0.625	0.733
S_D [m]	0.030	0.002	0.030
Δ_{top} [m]	0.062	0.004	0.062
V_b [KN]	33,397	24,334	41,322

La Tabla 8 compara los resultados del MCE con aquellos obtenidos utilizando el procedimiento de análisis lineal estándar recomendado en EM 1110-2-2400 (2003). Este procedimiento está basado en el método de respuesta espectral y considera la interacción fluido-estructura presente en este caso. La tabla muestra también los resultados obtenidos con la versión lineal del MCE, en la cual el comportamiento de la estructura es asumido enteramente lineal elástico. Mientras que el desplazamiento respuesta estimado por el MCE multimodal es mayor que la respuesta lineal, los resultados del MCE muestran una significativa reducción en el corte basal.

Tabla 8 Comparación de resultados entre el MCE y el MRE para la torre con agua

Respuesta	MCE Multimodal	MCE (lineal) Multimodal	MRE (USACE)
Δ_{top} [m]	0.062	0.050	0.058
V_b [KN]	41,322	59,751	59,646

6 CONCLUSIONES

Se ha presentado una metodología para el análisis sísmico de torres de toma de agua basada en diferentes implementaciones del Método de Capacidad Espectral. El comportamiento estructural no lineal fue modelado por medio de un resorte no lineal rotacional localizado en la sección crítica. La correspondiente curva momento-rotación fue definida usando una longitud plástica equivalente calculada con una formulación propuesta por Dove y Matheu (2005). Para evaluar la exactitud de los procedimientos del MCE, los resultados fueron comparados con análisis no lineales en el tiempo realizados utilizando dos programas comerciales y un programa desarrollado en Matlab. La demanda sísmica para los programas fue un registro de un terremoto compatible con un espectro de diseño. La respuesta estimada por la versión convencional, multimodal y adaptativa del MCE fueron similares y razonablemente aproximadas a los análisis no lineales en el tiempo, excepto que la versión adaptativa del MCE sobre estimó los desplazamientos. Sin embargo, el corte basal estimado por la versión adaptativa del MCE se asemejaba más a los valores obtenidos de los análisis en el tiempo.

Otro aspecto de la respuesta sísmica de las torres de toma de agua que fue examinada, fue la influencia del agua exterior e interior. Previamente fue reportado que este efecto era importante para análisis lineales y por ende uno de los objetivos del presente estudio fue la evaluación de su importancia en la respuesta no lineal. Se encontró que la respuesta cuando las masas agregadas hidrodinámicas fueron incluidas en el modelo fue mayor que cuando este efecto es despreciado. Para el ejemplo considerado en este estudio, la versión multimodal del MCE estimó un desplazamiento superior del 114% mayor y un corte basal 75% mayor que aquellos bajo una condición de reservorio vacío. Las diferencias fueron debidas a los cambios en el espectro de capacidad causados por la modificación de las correspondientes propiedades modales. Excepto por un pequeño cambio en los valores relativos de la matriz de masa usada para calcular la distribución de fuerza lateral, las curvas de capacidad fueron prácticamente no alteradas. Los resultados de la versión multimodal del MCE fueron comparados con los resultados obtenidos con el procedimiento estándar de respuesta espectral utilizando dos modos actualmente utilizado para el diseño y evaluación sísmica de torres de toma de agua. Los resultados resaltan el potencial del MCE para convertirse en una herramienta muy útil y efectiva para la evaluación rápida de la respuesta sísmica no lineal de torres de toma de agua.

La principal contribución y eje de la investigación realizada fue la inclusión de las masas agregadas externas e internas en la versión multimodal del MCE la cual usa los primeros dos modos para calcular la curva de capacidad. Un procedimiento adaptativo fue aplicado también, el cual está basado en el empleo de las formas modales actualizadas de la estructura una vez que el resorte en la base (representando el comportamiento no lineal de la torre en su base) alcanza el nivel de fluencia. Aunque existen un número de procedimientos adaptativos poderosos propuestos en la literature, Although there are a number of powerful adaptive pushovers proposed in the literature, se decidió utilizar el procedimiento simple y sencillo descrito anteriormente, ya que la aplicación práctica principal del procedimiento global desarrollado será la evaluación de la integridad estructural de un gran inventario de torres de

toma de agua.

REFERENCIAS

ACI Committee (1995), "307-98: Design and Construction of Reinforced Concrete Chimneys and Commentary", 30 p., American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, USA.

Antoniou, S. y Pinho, R. (2004), "Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures," *Journal of Earthquake Engineering*, 8 (4), pp. 497-522.

Antoniou, S. y Pinho, R. (2004), "Development and Verification of a Displacement-Based Adaptive Pushover Procedure," *Journal of Earthquake Engineering*, 8 (5), pp. 643-661.

ATC-40 (1996), "Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings," Applied Technology Council, Redwood City, California, USA.

Aydinoğlu, M. N. (2003), "An Incremental Response Spectrum Analysis Procedure Based on Inelastic Spectral Displacements for Multi-Mode Seismic Performance Evaluation," *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1, pp. 3-36.

Bracci, J. M., Kunnath, S. K. y Reinhorn, A. M. (1997), "Seismic Performance and Retrofit Evaluation of Reinforced Concrete Structures," *Journal of Structural Engineering*, 123 (1), pp. 3-10.

Casarotti, C., y Pinho, R. (2007), "An adaptive Capacity Spectrum Method for assessment of bridges subjected to earthquake action," *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 5, No. 3, pp. 377-390.

Chopra, A. K. y Goel, R. K. (2002), "A Modal Pushover Analysis for Estimating Seismic Demands for Buildings," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, pp. 561-582.

Cocco, L.J. Evaluation of the nonlinear seismic response of intake and control towers with the capacity spectrum method. MSc. Dissertation, December de 2004. Mayagüez, Puerto Rico. 2004.

Computers & Structures, Inc. (2004), "SAP2000: Integrated Software for Structural Analysis & Design," Berkeley, California, USA.

Dove, R. C. y Matheu, E. E. (2005), "Ultimate Deflection Capacity of Lightly Reinforced Concrete Intake Towers," *ACI Structural Journal*, 102 (2), pp. 214-223.

Fajfar, P. (1999), "Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28, pp. 979-993.

Fajfar, P. y Dolsek, M. (2001). "A Transparent Nonlinear Method for Seismic Performance Evaluation," in *Implications of Recent Earthquakes on Seismic Risk*, Imperial College Press, London, UK, pp. 165-176.

Freeman, S. A., Nicoletti, J.P., y Tyrell, J. V. (1975), "Evaluations of Existing Buildings for

Seismic Risk – A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard Bremerton, Washington,” Proceedings of the 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering, EERI, Berkeley, California, pp. 113-122.

Freeman, S. A. (1978), “Prediction of Response of Concrete Buildings to Severe Earthquake Motion”, Douglas McHenry International Symposium on Concrete and Concrete Structures, SP-55, pp. 589-605, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, USA.

Freeman, S. A. (1987), “Code Designed Steel Frame Performance Characteristics”, Dynamics of Structures, Proceedings of the 1987 Structures Congress, American Society of Civil Engineers, Orlando, Florida, pp. 383-396.

Freeman, S. A. (1992), “On the Correlation of Code Forces to Earthquake Demands”, Proceedings of the 4th U.S./Japan Workshops on Improvement of Building Structural Design and Construction Practices, ATC 15-3, Applied Technology Council, Kailua-Kona, Hawaii, USA.

Goyal, A. y Chopra, A. K. (1989), “Simplified Evaluation of Added Hydrodynamic Mass for Intake Towers,” Journal of Engineering Mechanics, 115 (7), pp. 1393-1435.

Gupta, B. y Kunnath, S. K. (2000), “Adaptive Spectra-Based Pushover Procedure for Seismic Evaluation of Structures”, Earthquake Spectra, 16 (2), pp. 367-392.

Isakovic, T., Fischinger, M. (2006), “Higher modes in simplified inelastic seismic analysis of single column bent viaducts,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 35, No. 1, pp. 95-114.

Kalkan, E. y Kunnath, S. K. (2006), “Adaptive Modal Combination for Nonlinear Static Analysis of Building Structures”, Journal of Structural Engineering, 132 (11), pp. 1721-1731.

Kowalsky M. J., Priestley M. J. N., MacRae G. A. (1994), "Displacement-based Design, a Methodology for Seismic Design Applied to SDOF Reinforced Concrete Structures", Report SSRP-94/16, Structural System Research Project, University of California, San Diego, La Jolla, California, USA.

Krawinkler, H. y Seneviratna, G. D. P. K. (1997), “Pros and Cons of a Pushover Analysis of Seismic Performance Evaluation,” Engineering Structures, 20 (4), pp. 452-464.

Liaw, C. Y. y Chopra, A. K. (1974), “Dynamics of Towers Surrounded by Water,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 3, pp. 33-49.

Lin Y. Y. y Chang, K. C. (2003), “An Improved Capacity Spectrum Method for ATC-40,” Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 32, pp. 2013-2025.

Lupoi, A., Franchin P., Pinto P.E. (2007), “Further probing of the suitability of pushover analysis for the seismic assessment of bridge structures,” Proceedings of the First US-Italy Workshop on Seismic Design of Bridges, Pavia, Italy.

Mahaney, J. A., Paret, T. F., Kehoe, B. E. y Freeman, S. A. (1993), "The Capacity Spectrum Method for Evaluating Structural Response during the Loma Prieta Earthquake," 1993 National Earthquake Conference, Memphis, Tennessee, USA.

Newmark N. M. y Hall, W. J. (1982), "Earthquake Spectra and Design," EERI Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, USA.

Paraskeva T., Kappos A. y Sextos A. (2006), "Extension of modal pushover analysis to seismic assessment of bridges," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 35, No. 10, pp. 1269-1293.

Pyle, S.L. y Morris, G.R. (2001), "Pushover Analysis: A Tool for Performance Based Design," *Structural Engineer*, March, pp. 28-33.

RAM International (2004), "RAM Perform-3D," Carlsbad, California, USA.

Suarez, L.E. y Montejó, L.A. (2005), "Generation of Artificial Earthquakes via the Wavelet Transform," *International Journal of Solids and Structures*, 42 (21-22), pp. 5905-5919.

Suarez, L.E. y Montejó, L.A. (2007), "Applications of the Wavelet Transform in the Generation and Analysis of Artificial Accelerograms," *Structural Engineering and Mechanics*, 27 (2), pp. 173-197.

U.S. Army Corps of Engineers (2003), "Structural Design and Evaluation of Outlet Works," *Engineer Manual No. 1110-2-2400*, Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers, Washington, DC, USA.