

## EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA NO-LINEAL DE TORRES DE CONTROL POR EL MÉTODO DE CAPACIDAD ESPECTRAL

Leonardo J. Cocco, Miguel E. Ruiz y José E. Stuardi

*Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba,  
Av. Vélez Sarsfield 1700, 5000 Córdoba, Argentina, <http://www.efn.unc.edu.ar/>*

**Palabras Clave:** Evaluación sísmica, Respuesta no-lineal, Curvas P-Y, Método de capacidad espectral.

**Resumen.** La falla sísmica de una presa puede tener consecuencias catastróficas asociadas con la repentina liberación del reservorio de agua. Dependiendo de la severidad del riesgo sísmico, las características y dimensiones del sistema reservorio-presa, y la potencial población aguas abajo, prevenir tal escenario de falla puede ser un problema de importancia crítica. Un aspecto importante de este problema es la habilidad para controlar la evacuación del agua después del terremoto. En muchos casos, la evacuación de agua es controlada a través de una torre de control de hormigón armado. Existen numerosas aproximaciones, de variada complejidad y exactitud, para el estudio de estructuras similares a torres de toma de agua sometidas a acciones sísmicas. Debido a su simplicidad y aplicación para el análisis y diseño de numerosas estructuras civiles se ha elegido el Método de Capacidad Espectral (MCE) en este estudio para examinar su aplicación en el estudio de la respuesta de una torre de toma de agua y una torre de control en una presa típica de material suelto. A tal efecto se consideran tres variantes del método de Capacidad Espectral: un esquema de *pushover* multimodal, una versión adaptativa, y una combinación de ambos procedimientos. El efecto causado por el suelo que rodea a la torre de control, es considerado por medio de curvas P-Y. Para evaluar la exactitud del método de Capacidad Espectral se analiza en este artículo una estructura típica a través de modelos de elementos finitos 2D y 3D.

## 1 INTRODUCCIÓN

Varias presas de materiales sueltos poseen una torre en sus espaldones, la cual es conocida como torre de control. La estructura de estas torres es similar a aquella de las torres de toma de agua: están conformadas por una columna alta de hormigón armado y sección hueca. En los niveles superiores hay una sala de maquinas que contiene el equipamiento requerido para bajar o subir un tablero metálico, el cual a cambio abre o cierra un conducto usado para la descarga del reservorio de agua. Existe una importante diferencia entre las clásicas torres de toma de agua y las torres de control. En estas últimas la presencia de agua es reemplazada por suelo.

En la mayoría de los casos, la torre de control está por encima del nivel de agua, por lo tanto no es necesario incluir los efectos que el agua podría tener en el comportamiento dinámico de la estructura de la torre. Sin embargo, es esencial incorporar de alguna forma los efectos del suelo que rodea parte de la torre. La interacción suelo-estructura puede sustancialmente afectar la respuesta de la torre. Hay ciertas restricciones, no obstante, de cómo incluir este efecto: el procedimiento debe ser tan simple como el Método de Capacidad Espectral (MCE), y además compatible con él. Este trabajo propone considerar la interacción suelo estructura en una manera aproximada pero no complicada por medio del concepto de las curvas P-Y. Las curvas P-Y son usadas comúnmente en el análisis de pilotes sometidos a cargas estáticas laterales. Sin embargo, no han sido usadas para torres de control, por lo tanto esto constituirá un aporte de este estudio.

La versión clásica del Método de Capacidad Espectral está basada en la suposición que el modo fundamental de la estructura es suficiente para representar su comportamiento dinámico. Esto es usualmente suficientemente preciso para el análisis de edificios regulares. Sin embargo, para el análisis de respuesta espectral de las torres de toma de agua es recomendado utilizar al menos dos modos ([U.S. Army Corps of Engineers, 2003](#)). Por lo tanto, es razonable esperar que lo mismo sea cierto para el análisis no-lineal de torres de control. La extensión del Método de Capacidad Espectral habitualmente referido como Método de Capacidad Espectral Multimodal, será aplicada para análisis sísmico de las torres de control.

En este artículo, además del Método de Capacidad Espectral, se estudiará otra aproximación, conocida como el Método de Capacidad Espectral Adaptativo. Esta variante fue propuesta para tener en cuenta el cambio de las formas modales y otras propiedades dinámicas de la estructura cuando ésta incursiona en el rango inelástico. La exactitud del método de Capacidad Espectral en sus distintas versiones es evaluada con análisis de elementos finitos simplificados 2D y 3D para estudiar la factibilidad de aplicar el MCE para el estudio de torres de control embebidas en presas de material suelto.

## 2 EL MÉTODO DE CAPACIDAD ESPECTRAL

El MCE se introdujo originalmente en 1975 como un procedimiento para la evaluación rápida de la vulnerabilidad sísmica de edificios ([Freeman, Nicoletti and Tyrell, 1975](#)). Este método ha pasado por varios estados de desarrollo y mejoras ([Antoniou and Pinho, 2004a](#); [Antoniou and Pinho, 2004b](#); [Antoniou, Rovithakis and Pinho, 2002](#); [Fajfar, 1999](#); [Fajfar and Dolsek, 2001](#); [Freeman, 1978](#); [Freeman, 1987](#); [Freeman, 1992](#); [Gupta and Kunnath, 2000](#); [Mahaney, Paret, Kehoe and Freeman, 1993](#)). Sin embargo, el procedimiento fundamental está basado en un concepto simple, la comparación de la capacidad de la estructura contra la demanda sísmica.

Gráficamente, esto puede ser descrito superponiendo la curva de la capacidad estructural, conocida como el espectro de capacidad, con otra curva representando la demanda sísmica, el espectro de respuesta en la base.

El primer paso para la aplicación del método es la estimación de la curva de “pushover” (o curva de capacidad), i.e., la relación entre un parámetro representando el nivel de fuerza lateral aplicado a la estructura y un desplazamiento característico representando la deformada resultante de la estructura.

Típicamente, el corte basal,  $V$ , y el desplazamiento de un punto seleccionado de la estructura (usualmente en la parte superior,  $\Delta_{top}$ ) se seleccionan como los parámetros relevantes. Hay dos maneras diferentes de obtener la curva de capacidad: una es “empujando” la estructura hasta que el punto característico de la estructura alcanza un desplazamiento especificado. Esto es realizado imponiendo desplazamientos incrementales, y obteniendo en cada incremento el corte basal y el desplazamiento característico. Este método es conocido como desplazamiento controlado. El otro método para determinar la curva de capacidad, conocido como fuerza controlada, consiste en aplicar carga lateral con un cierto patrón y gradualmente incrementar su magnitud mientras se mantiene constante su forma, hasta alcanzar un corte basal especificado. El corte basal y el desplazamiento característico son calculados y graficados en 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 solicitada por un terremoto. Por lo tanto, el patrón de carga debe ser tan similar como sea posible a las fuerzas de inercia generadas por los movimientos sísmicos impuestos. Existen diferentes distribuciones espaciales propuestas para estas fuerzas laterales: uniformes en altura, proporcionales a la masa tributaria de cada nivel, con un patrón descrito por el método estático equivalente de los códigos, o proporcional al primer modo (Pyle and Morris, 2001).

Probablemente el más popular patrón de carga es la distribución según el modo fundamental. En esta 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 en este artículo para implementar la versión original del método de capacidad espectral. Este estudio considera un patrón adicional para definir las cargas laterales, el cual es conocido como la distribución de fuerzas laterales adaptativa. En este caso, la distribución de fuerzas varía con el cambio en la deformada estructural que tiene lugar después de la fluencia.

Sin importar el patrón de carga y el método de control elegidos para determinar la curva de capacidad, debe ser cambiada a un nuevo formato. La curva de capacidad original ( $V$  vs.  $\Delta_{top}$ ) es convertida al formato pseudo-aceleración espectral versus desplazamiento espectral ( $S_A$  vs.  $S_D$ ). Para realizar esta transformación, se asume que la respuesta de la estructura es gobernada por un sólo modo, usualmente el modo correspondiente al período fundamental.

Las ecuaciones para transformar el corte basal y el desplazamiento superior son

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

donde  $W$  es el peso total de la estructura,  $\alpha_1$  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  $\Delta_{top}$  es definido, y  $\gamma_1$  es el coeficiente de masa modal del primer

modo. La curva de capacidad dibujada en el nuevo formato es conocida como “espectro de capacidad.” Aunque la ecuación (1) está referida al primer modo de la estructura, puede ser aplicada a cualquier otro modo 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 método de capacidad espectral, la demanda sísmica se representa por un espectro de respuesta reducido en la base de la estructura, el cual representa un espectro de respuesta inelástico. Sin importar si se usa un espectro elástico o inelástico, el formato del espectro debe ser cambiado de aceleración espectral versus período al formato de aceleración espectral versus desplazamiento espectral. La curva graficada en el nuevo formato es conocida como el “espectro de demanda.” Para realizar 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 temas aún controversiales del método de capacidad espectral. Algunos autores (Fajfar, 1999; Fajfar and Dolsek, 2001) propusieron usar espectros inelásticos basados en factores de ductilidad constantes. El reporte ATC-40 (ATC-40, 1996) usa un procedimiento diferente. Los espectros de respuesta inelásticos son representados por un conjunto de espectros reducidos por valores de amortiguamiento mayores.

Cada curva corresponde a una relación de amortiguamiento efectivo,  $\xi_{effect}$ . 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 del ciclo de histéresis es considerada por medio del factor de modificación,  $\kappa$ . Para definir la relación de amortiguamiento efectivo, el ciclo de histéresis debe ser idealizado de alguna forma. Si se asume que el ciclo puede ser representado por un paralelogramo, puede demostrarse que  $\xi_{effect}$  es

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

donde  $\xi_e$  es la relación de amortiguamiento elástica (usualmente supuesta 0.05),  $d_y$  y  $a_y$  son el desplazamiento y aceleración cuando se llega a fluencia, y  $d_p$  y  $a_p$  son el desplazamiento y aceleración espectral pico. El conjunto de espectros con mayor amortiguamiento puede ser definido aplicando los factores de reducción basados en el reconocido estudio de Newmark y Hall (Newmark and Hall, 1982).

Usando estos factores, puede obtenerse un conjunto de curvas de demanda reducidas.

El espectro de capacidad intersecará más de un espectro de respuesta reducido, y el punto de desempeño es definido por la intersección de las curvas de capacidad y 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,  $\xi_{effect}$ , y el punto de desempeño puede ser determinado por medio de un algoritmo de búsqueda. Es claro que este punto depende del nivel de deformación inelástica, como muestra en la ecuación (3). El punto de desempeño constituye la estimación de la respuesta dinámica por parte del MCE tanto para casos lineales como para no-lineales.

### 3 LIMITACIONES Y MEJORAS DEL MÉTODO DE CAPACIDAD ESPECTRAL

Aunque el método de capacidad espectral se considera como suficientemente preciso para diseño y evaluación sísmica, es conocido que posee sus limitaciones. Las limitaciones más importantes son la aplicación de las cargas siguiendo un patrón invariable, la no consideración de la influencia de los modos superiores, y el uso de una relación de amortiguamiento viscoso equivalente. Reconociendo el hecho que los patrones invariables de carga no son compatibles con la fluencia progresiva de la estructura, varios autores han propuesto patrones de carga adaptativos para el método de capacidad espectral (Antoniou and Pinho, 2004a; Antoniou and Pinho, 2004b; Antoniou, Rovithakis and Pinho, 2002; Aydinoglu, 2003; Bracci, Kunnath and Reinhorn, 1997; Gupta and Kunnath, 2000). El procedimiento básico consiste en usar los modos “instantáneos” de la estructura como patrón para aplicar las cargas, como así también actualizar las propiedades modales para realizar el cambio de la curva de capacidad a espectro de capacidad.

El método de capacidad espectral original es aplicable a estructuras que vibran en su modo fundamental. Sin embargo, recientemente varios autores han revisado la versión original del método para corregir sus limitaciones incorporando las contribuciones asociadas a los modos superiores en la respuesta. En particular, este trabajo evalúa la aplicación del método de capacidad espectral multimodal propuesto por Chopra and Goel (2002) al análisis sísmico de torres de control.

Puede demostrarse que para un caso lineal el método de capacidad espectral se reduce al método de respuesta espectral. Por lo tanto, si una serie de análisis de “Pushover” se lleva a cabo para cada modo de una estructura elástica y las respuestas son combinadas con alguna regla de combinación modal, los resultados obtenidos serán los mismos que aquellos obtenidos con el método de respuesta espectral. Más aún, las diferencias entre los resultados del método de respuesta espectral y un análisis de integración en el tiempo son usualmente pequeñas. Basados en estos conceptos Chopra and Goel (2002) propusieron aplicar el método de capacidad espectral original a cada modo relevante de la estructura. En este método de capacidad espectral multimodal, un punto de desempeño es obtenido si estos puntos son encontrados para cada uno de los modos analizados. El punto de desempeño de la estructura está dado por la combinación de los puntos de desempeños modales, la cual puede ser realizada por medio de cualquier regla de combinación tal como la bien conocida raíz cuadrada de la suma de los cuadrados. Chopra and Goel (2002) demostraron que cuando la metodología es aplicada a edificios, los resultados comparan adecuadamente con aquellos obtenidos de un análisis de integración en el tiempo no lineal. Sin embargo, a nuestro mejor saber, este tipo de análisis no ha sido aplicado a estructuras tales como torres de control.

Otra modificación al método de capacidad espectral original considerada en este estudio es el reemplazo del modelo de relación de amortiguamiento viscoso estándar por el modelo de amortiguamiento histerético propuesto por Kowalsky et al. (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 un ciclo de vibración de un sistema inelástico por medio de un sistema lineal equivalente. Como lo han demostrado Lin and 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

$$\xi_{eq} = \xi_0 + \frac{1}{\pi} \left[ 1 - \mu^n \left( \frac{1 - \alpha}{\alpha} + \alpha \right) \right] \quad (4)$$

donde  $\alpha$  es la relación de endurecimiento por deformación,  $\mu$  es la relación de ductilidad,  $\xi_0$  es el amortiguamiento inherente, y el exponente  $n$  es el factor de degradación de rigidez. Es sugerido usar un valor de  $n = 0$  para estructuras de acero y  $n = 0.5$  para estructuras de hormigón armado (Lin and Chang, 2003).

#### 4 EFECTOS DEL SUELO

Las torres de control se encuentran ubicadas en los espaldones de las presas de materiales sueltos como se mencionó anteriormente. En estos casos la interacción suelo-estructura es uno de los factores más importantes que afecta la respuesta de la estructura y consecuentemente debe ser considerada en el análisis. Una forma sencilla de considerar el efecto del suelo de los terraplenes es idealizar la torre de control como en pilote. La resistencia lateral al movimiento del pilote debido al suelo es determinada usando el método de las curvas P-Y. Consecuentemente, parece lógico aplicar este procedimiento a la torre de control también.

El procedimiento de las curvas P-Y está basado en la representación del suelo por una serie de resortes laterales no lineales ubicados a lo largo de la estructura, como se puede apreciar en la [Figura 1](#).

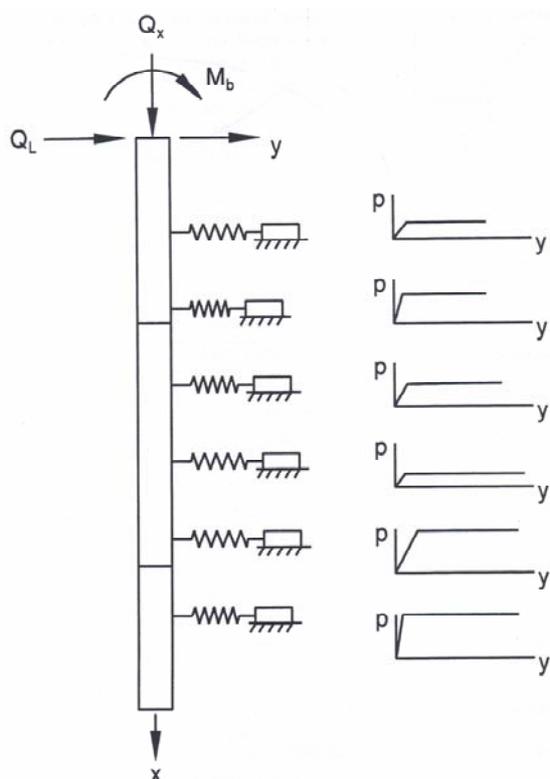


Figura 1. Modelación de los efectos del suelo en un pilote

El centro de la metodología es la curva que describe la rigidez de cada resorte no lineal en términos de la relación fuerza-desplazamiento. Existen varios procedimientos para determinar esta curva, el utilizado en este trabajo es el propuesto por [Reese et al. \(1974\)](#). La curva fuerza-desplazamiento o P-Y se muestra en la [Figura 2](#). La definición de las curvas P-Y para diferentes estratos de suelos puede hallarse en [Reese, et al., 1974](#). Los principales parámetros que definen las curvas P-Y para arenas recomendadas por Reese et al. son:

- El modulo inicial P-Y,  $E_{py-max}$ , que define la parte inicial de la curva hasta el punto A.
- La resistencia última del suelo,  $p_{ult}$ , la cual define la curva en el punto C y a continuación de éste.
- La zona de transición entre los puntos A y C.

Las coordenadas del punto C son  $y = 3b/80$ ,  $y = p = p_{ult}$ , donde  $b$  es el ancho del pilote, en

este caso el ancho de la torre. La zona de transición consiste en dos partes: una parte parabólica entre los puntos A y B, y una parte recta entre los puntos B y C. Las coordenadas del punto B son definidas de la siguiente forma:

$$y_B = \frac{b}{60}$$

$$P_B = \frac{B_s}{A_s} P_{ult}$$
(5)

donde  $\bar{A}_s$  y  $B_s$  son coeficientes obtenidos de gráficos provistos por Reese et al. (Reese et al. 1974). Estos coeficientes son una función de la relación  $z/b$  y del tipo de carga (estática o cíclica). La ecuación de la parábola es obtenida requiriendo que ésta pase por el punto B y que sea tangente a la línea recta entre los puntos B y C. Las coordenadas del punto A son obtenidas encontrando el punto de intersección de la parte recta inicial, con pendiente  $E_{py-max}$ , y la parábola.

Reese et al. (Reese et al. 1974) recomiendan usar una variación de  $E_{py-max}$  que aumenta en forma lineal con la profundidad, de acuerdo a la siguiente expresión:

$$E_{py-max} = kx$$
(6)

donde  $k$  es una constante que define la variación de  $E_{py-max}$  con la profundidad, y  $x$  es la profundidad por debajo de la superficie del suelo. Valores típicos para arenas sueltas y medianamente densas debajo del nivel freático son 5.4 y 16.3 MN/m<sup>3</sup>, respectivamente ().

Todas las recomendaciones previas para definir las curvas P-Y fueron desarrolladas para una superficie de suelo horizontal. Sin embargo, las torres de control en los espaldones de las presas de materiales sueltos no cumplen con esta condición. Por lo tanto, algunas modificaciones deben ser realizadas a las curvas para considerar la pendiente de la superficie del terreno. Estas modificaciones consisten en revisar la manera en la cual la resistencia última es calculada.

A este respecto, Reese e Van Impe (Reese and Van Impe, 2001) propusieron una fórmula para definir la resistencia última del suelo en frente de un pilote cuando la superficie del suelo tiene una pendiente con un ángulo  $\theta$ . La expresión para la resistencia última del suelo es la siguiente:

$$(P_{ult})_{sa} = \gamma H \left[ \left( \frac{K_0 H \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} (4D_1^3 - 3D_1^2 + 1) \right) + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (bD_2 + H \tan \beta \tan \alpha D_2^2) \right]$$

$$+ \gamma H \left[ K_0 H \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) (4D_1^3 - 3D_1^2 + 1) - K_a b \right]$$
(7)

donde  $\phi$  es el ángulo de fricción interna del suelo,  $\alpha = \phi/2$ ,  $\beta = 45 + \phi/2$ ,  $b$  es el diámetro del pilote,  $K_0$  es el coeficiente empuje de suelo en reposo,  $\gamma$  es el peso promedio del suelo y  $H$  es la profundidad desde la superficie hasta el punto del pilote donde la resistencia del suelo está siendo calculada. Los parámetros  $D_1$ ,  $D_2$  y  $K_a$  son definidos por las siguientes expresiones.

$$D_1 = \frac{\tan \beta \tan \theta}{\tan \beta \tan \theta + 1}$$

$$D_2 = 1 - D_1$$

$$K_a = \cos \theta \frac{\cos \theta - \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi}}{\cos \theta + \sqrt{\cos^2 \theta - \cos^2 \phi}} \quad (8)$$

La tarea final para considerar la interacción suelo-estructura es calcular los valores de los coeficientes de rigidez de los resortes que representan el suelo. Estos valores se tomaron iguales a las pendientes de la línea secante que une el origen con la deformación instantánea en los resortes. Para considerar la degradación de la rigidez experimentada por el suelo durante grandes deformaciones, se escribió en Matlab una subrutina que actualiza la rigidez de los resortes en cada incremento de tiempo. Una descripción detallada de la generación de las curvas P-Y puede encontrarse en [Cocco \(2004\)](#).

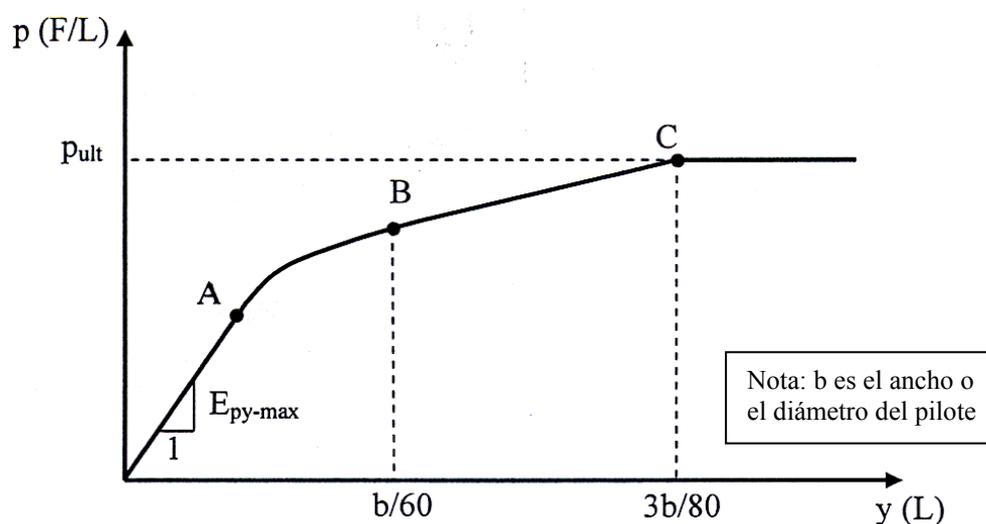


Figura 2. Curva P-Y característica para arenas basada en las recomendaciones de [Reese et al. \(1974\)](#)

La definición de las curvas P-Y se hizo para los diferentes estratos identificados en el cuerpo de la presa de material suelto que se utilizó para estudiar la aplicación del método de capacidad espectral para el análisis de torres de control, tal como se describe en el próximo apartado de este artículo.

## 5 APLICACIÓN DEL MÉTODO DE CAPACIDAD ESPECTRAL PARA LA EVALUACIÓN SÍSMICA DE TORRES DE CONTROL

El procedimiento propuesto en este trabajo fue desarrollado para el caso de una torre de toma de agua en [Cocco \(2004\)](#) y se pretende evaluar la posibilidad de hacerlo extensivo para el caso de una torre de control. Quizás la principal diferencia entre las torres de toma de agua y las torres de control sea que la primera se encuentra rodeada por el agua del reservorio de la presa, mientras que la segunda se encuentra rodeada por el suelo que conforma el cuerpo de la presa de material suelto. Esta importante diferencia puede conducir a que un procedimiento aplicable a un tipo de estructura no lo sea para el otro. En este estudio se busca investigar si esta diferencia importante puede ser incorporada en forma simplificada y sencilla en el MCE.

El MCE se aplicó en una torre de control típica localizada en una presa de materiales

suelos con una configuración estándar. Debido a que no se dispone de mediciones de respuesta dinámica de torres de control reales se utilizará como comparación y validación del MCE el resultado de análisis realizados con aproximaciones más rigurosas como el método de elementos finitos.

### 5.1 Modelo numérico de la torre de control ejemplo

En este apartado se presenta el estudio de la posibilidad de aplicar el MCE para analizar el comportamiento dinámico de una torre de control embebida en el espaldón de aguas arriba de una presa de material suelto. La bondad de los resultados que se obtienen con el MCE se contrastan con análisis más rigurosos llevados a cabo con modelos de elementos finitos bidimensionales y tridimensionales. En este apartado se describe la geometría general de la presa y la torre y la forma en que se modeló utilizando el MCE.

El caso de estudio que aquí se presenta trata de la presa que se ilustra en la [Figura 3](#), en donde se detalla la discretización en estratos adoptada y las propiedades medidas en el material de la presa.

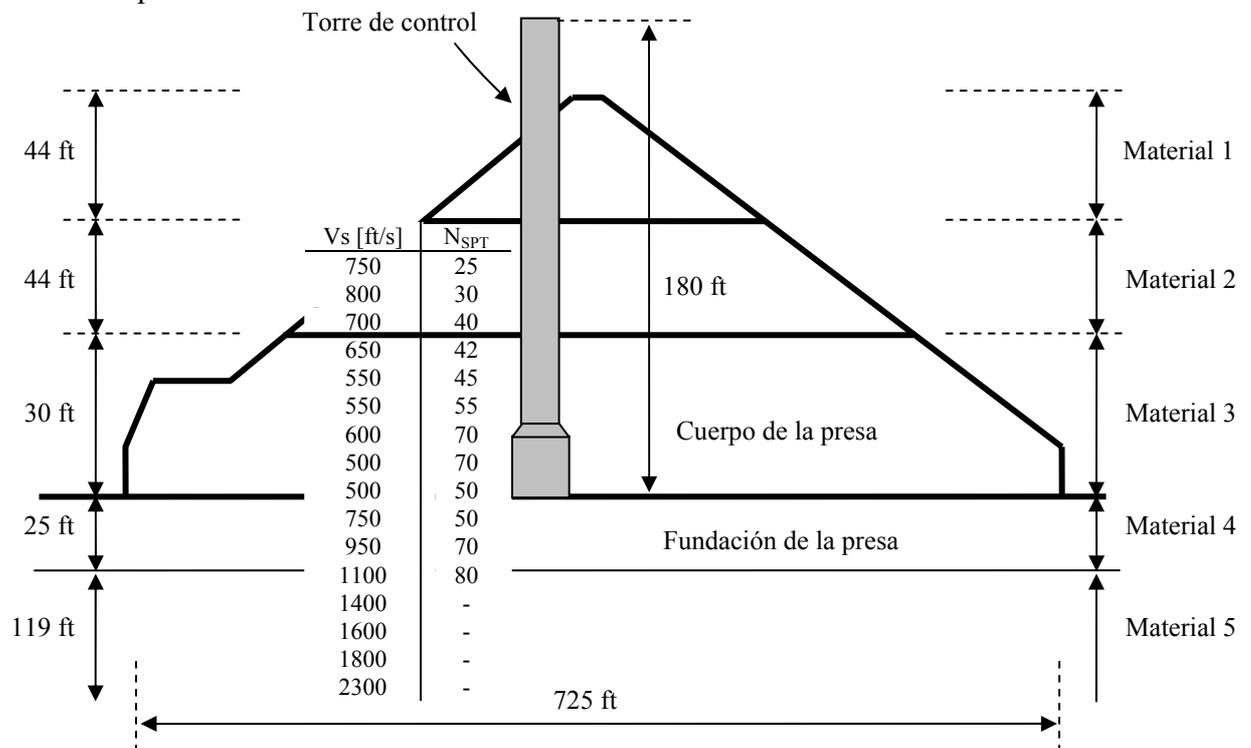


Figura 3. Corte transversal de la presa y torre de control

#### **Modelo de la torre de control**

El modelo numérico se elaboró con ocho segmentos diferentes de sección hueca. Además, se incluyó la losa superior como un elemento adicional, como así también se colocó un elemento para representar la losa masiva en la base de la torre. Los elementos tipo vigas utilizados para modelar la torre de control tienen en cuenta la deformación por corte. Las propiedades geométricas y mecánicas de todos los elementos pueden hallarse en [Cocco \(2004\)](#). El hormigón de la torre se estimó con propiedades típicas, es decir: resistencia a la compresión igual a 4000 psi (equivalente a H-21, aproximadamente) y el acero de refuerzo se tomó con tensión de fluencia igual a 40 ksi (equivalente a 2800 kg/cm<sup>2</sup>).

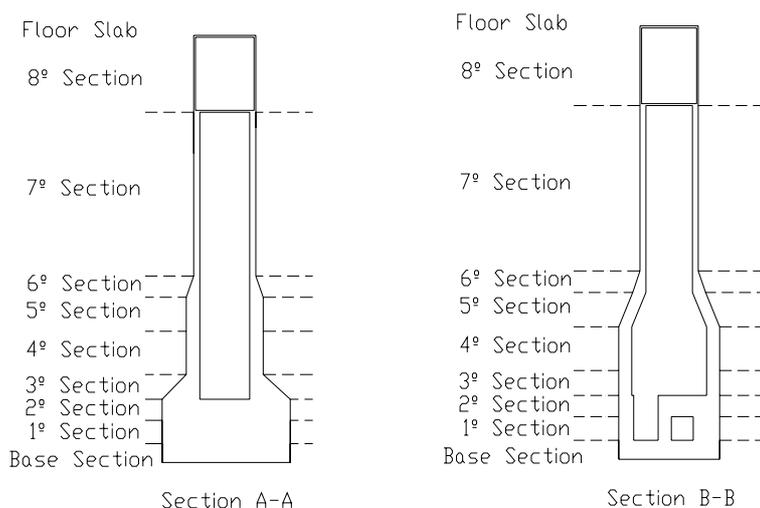


Figura 4. Cortes longitudinales de la torre de control

La sección crítica identificada se encuentra en la segunda transición de la torre entre el sexto y séptimo segmento. Las restantes secciones críticas estudiadas que podrían asignarse a la estructura cerca de la base son más resistentes que la seleccionada, por lo tanto no se consideró que una rótula plástica pudiera formarse allí antes que en la sección crítica.

La relación momento-curvatura para la sección crítica se determinó utilizando el programa X-Tract (Imbsen Software Systems, 2002). La armadura de la sección consistía en barras #6 cada 12 pulgadas en ambas direcciones. Esta información junto con la geometría de la sección se utilizó para determinar el gráfico de momento-curvatura que se presenta en la Figura 5.

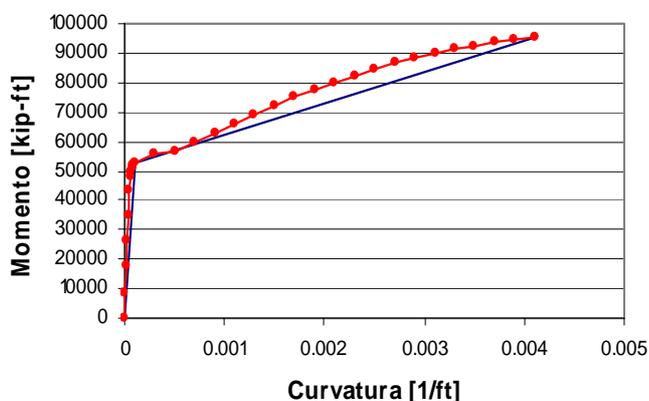


Figura 5. Curva momento-curvatura para la segunda sección de transición

Esta curva fue idealizada reemplazándola por dos rectas como se puede apreciar en la Figura 5.

Para establecer las características momento-rotación de la sección crítica se utilizó la metodología propuesta por Dove and Matheu, (2005) para torres con baja cuantía de armadura obtenida de una serie de experimentos de laboratorio:

$$l_p = \frac{c_u}{\varepsilon_u} \quad (9)$$

donde  $c_u$  representa el ancho último de fisura y  $\varepsilon_u$  es la deformación última del acero de refuerzo. El valor del ancho último de fisura  $c_u$  en mm puede ser estimado como  $c_u = 1.17 + 24.68 \varepsilon_u + 0.312 d_b$ , donde  $d_b$  es el diámetro de las barras en mm.

El valor de la longitud de la rótula plástica estimada por este procedimiento es:

$$\begin{aligned}
 c_u \text{ (mm)} &= 1.17 + 24.68 \times 0.12 + 0.312 \times 19.05 \\
 c_u &= 10.07 \text{ mm} = 0.033055 \text{ ft} \\
 l_p &= \frac{0.033055}{0.12} = 0.2754 \text{ ft}
 \end{aligned}
 \tag{10}$$

Empleando esta longitud para multiplicar las curvaturas de la relación momento-curvatura idealizada, el gráfico momento-rotación para la sección crítica fue obtenido. La [Figura 6](#) muestra esta relación. La recta inicial será ignorada ya que se tiene en cuenta en la matriz de rigidez elástica.

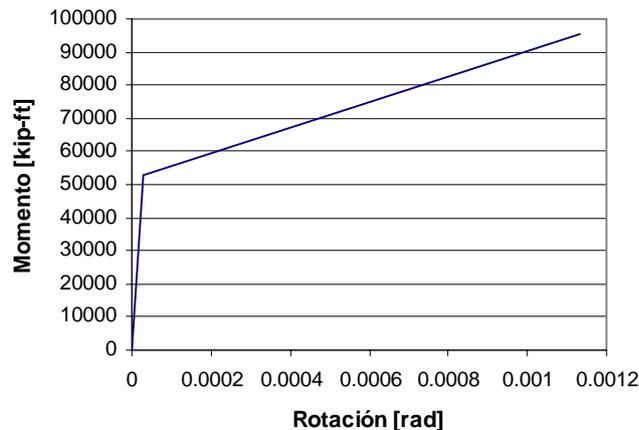


Figura 6. Curva momento-rotación para la segunda sección de transición

### Curvas P-Y para representar el cuerpo de la presa

Para concluir la definición del modelo numérico del conjunto torre de control-presa, se determinan las curvas P-Y que conformarán las relaciones constitutivas de los resortes que representan el material de la presa que rodea la torre. La discretización de estratos adoptada para la presa se presenta en la [Tabla 1](#), donde  $V_s$  es la velocidad de onda de corte de cada estrato,  $N_{1,60}$  es el número de golpes corregido del ensayo de penetración estándar,  $\gamma$  es el peso específico del estrato y  $\phi$  el ángulo de fricción interna de cada estrato. Esta información se extrajo del reporte preparado por [Pando y Cataño, \(2004\)](#).

Estrato	Elevación[ft]	Espesor[ft]	$V_s$ [ft/s]	$N_{1,60}$	$\gamma$ [pcf]	$\phi$
1	630	20	825	26	130	37
	610					
2	610	20	800	35	130	37
	590					
3	590	20	725	38	130	37
	570					
4	570	20	800	52	130	37
	550					
5	Roca	N/A	1950-2050	70	140	36

Tabla 1. Propiedades del suelo para el modelo de la torre de control

Usando la metodología descrita en la sección 4 y las propiedades del suelo de la [Tabla 1](#) se pueden construir las curvas P-Y. A pesar de que estas curvas se obtienen usualmente sobre la base de ensayos de pilotes con un diámetro alrededor de 2 ft, aquí se utilizan como una

primera aproximación para considerar el efecto que pudiera tener el suelo que rodea la torre en su respuesta frente a eventos sísmicos. Para construir estas curvas, es necesario determinar primero la capacidad última del suelo considerando la pendiente del terraplén de la presa, de acuerdo a la ubicación del resorte que se considere. De acuerdo a las velocidades de propagación de ondas de corte en la presa que se muestran en la Figura 3 y los valores de resistencia a la penetración según ensayo SPT se determinaron los parámetros requeridos para definir las curvas P-Y a lo largo de la longitud de la torre. El detalle del cálculo de estas curvas puede consultarse en Cocco (2004).

Las curvas P-Y resultantes se muestran en la Figura 7 para ocho elevaciones a lo largo de la torre de control.

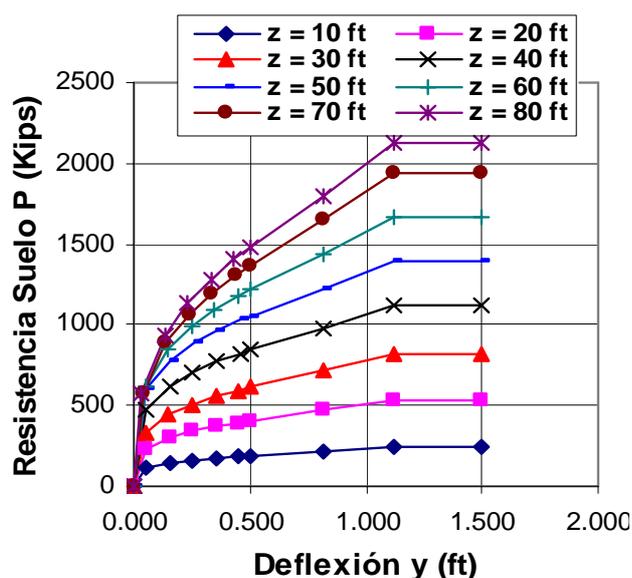


Figura 7. Curvas P-Y para los estratos que conforman el terraplén

## 5.2 Demanda sísmica

Para la demanda sísmica de la torre de control se adoptó un espectro de respuesta suavizado para roca, lo cual constituye una de las formas típicas en la cual se presenta la demanda sísmica. El espectro de respuesta de pseudos-aceleración utilizado para el análisis de la presa se muestra en la Figura 8.

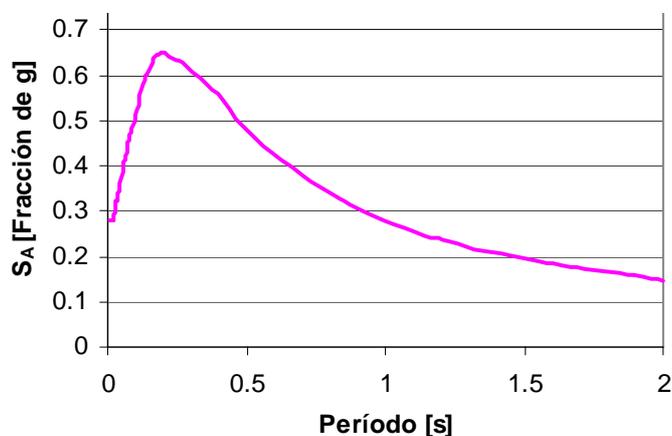


Figura 8. Espectro de respuesta para la torre de control

El espectro de respuesta de la Figura 8 puede también usarse para calcular la respuesta

sísmica de la torre de control. Como una primera aproximación, se podría asumir que este espectro es representativo de las condiciones en la base de la presa, y realizar un análisis conocido como “base rígida”. Sin embargo, para obtener una representación más precisa del verdadero movimiento sísmico en la base de la torre de control, el espectro debería modificarse apropiadamente. El espectro en la Figura 8 fue diseñado para representar el movimiento de campo libre lejos de la presa y en el afloramiento rocoso. Es lógico asumir que el movimiento sísmico del suelo en la base de la presa y de la torre será diferente debido a la presencia de la presa y a las diferentes condiciones de suelo. Por lo tanto, para obtener una respuesta más precisa, sería conveniente contar con un espectro en la base de la torre compatible con la curva dada para el movimiento sísmico del afloramiento rocoso. El procedimiento descrito a continuación fue propuesto para definir este espectro modificado.

En ingeniería sísmica geotécnica, es habitual asumir que la aceleración sísmica en un punto en el suelo es el resultado de la propagación vertical de ondas de corte viajando a través de un medio estratificado horizontalmente. Más aún, se asume que es suficiente estudiar una columna representativa de suelo y así el análisis puede ser abordado como un problema de propagación de ondas uni-dimensional. Esta es la base del la versión original del conocido programa SHAKE y sus posteriores versiones. Aunque la hipótesis de un suelo estratificado horizontal y uniformemente no es válida, la falta de información más detallada sobre las condiciones geotécnicas en la mayoría de los sitios impide el uso de procedimientos más sofisticados. En la Figura 9 se puede apreciar un esquema del modelo utilizado para la definición del espectro de respuesta en la base de la torre de control. Este movimiento sísmico del suelo representa de mejor forma la excitación sísmica en la base de la torre de control.

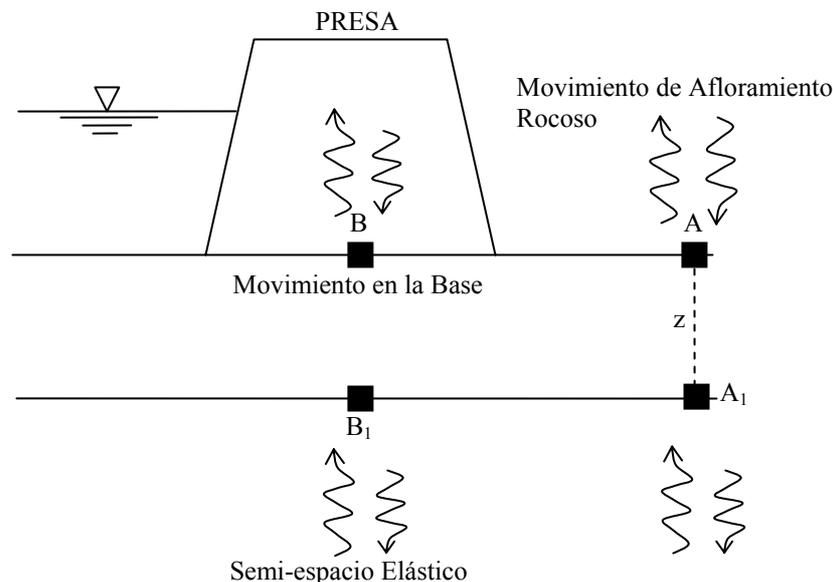


Figura 9. Modelo de base flexible

Una característica de este procedimiento es que el movimiento sísmico del suelo debe ser descrito por un registro en el tiempo, en la mayoría de los caso un acelerograma. Sin embargo, la excitación sísmica en este caso es definida por un espectro de respuesta. Por lo tanto, esto requiere la obtención de un registro en el tiempo de la aceleración compatible con el espectro dado aplicando, por ejemplo, un procedimiento basado en *wavelets* (Montejo, 2004). Una vez que el acelerograma en la base de la presa (punto B en la Figura 9) es estimado, su espectro de respuesta puede calcularse y usarse para el método de capacidad espectral. Este procedimiento tiene una deficiencia: un espectro de respuesta a ser usado para diseño es usualmente el resultado

de una envolvente de espectros de varios terremotos. Por lo tanto, se decidió repetir el proceso descrito con tres registros de terremotos diferentes y obtener el espectro en la base de la torre como el promedio de los tres espectros. Los tres registros históricos de terremotos seleccionados como “semilla” para el procedimiento para generar registros con espectros compatibles fueron los terremotos de 1979 Imperial Valley, de 1992 Landers (Joshua Tree-Fire Station record) y de 1992 Landers (Fort Irwin record). Los acelerogramas compatibles con el espectro de respuesta objetivo mostrado en la [Figura 8](#) son mostrados en la [Figura 10](#).

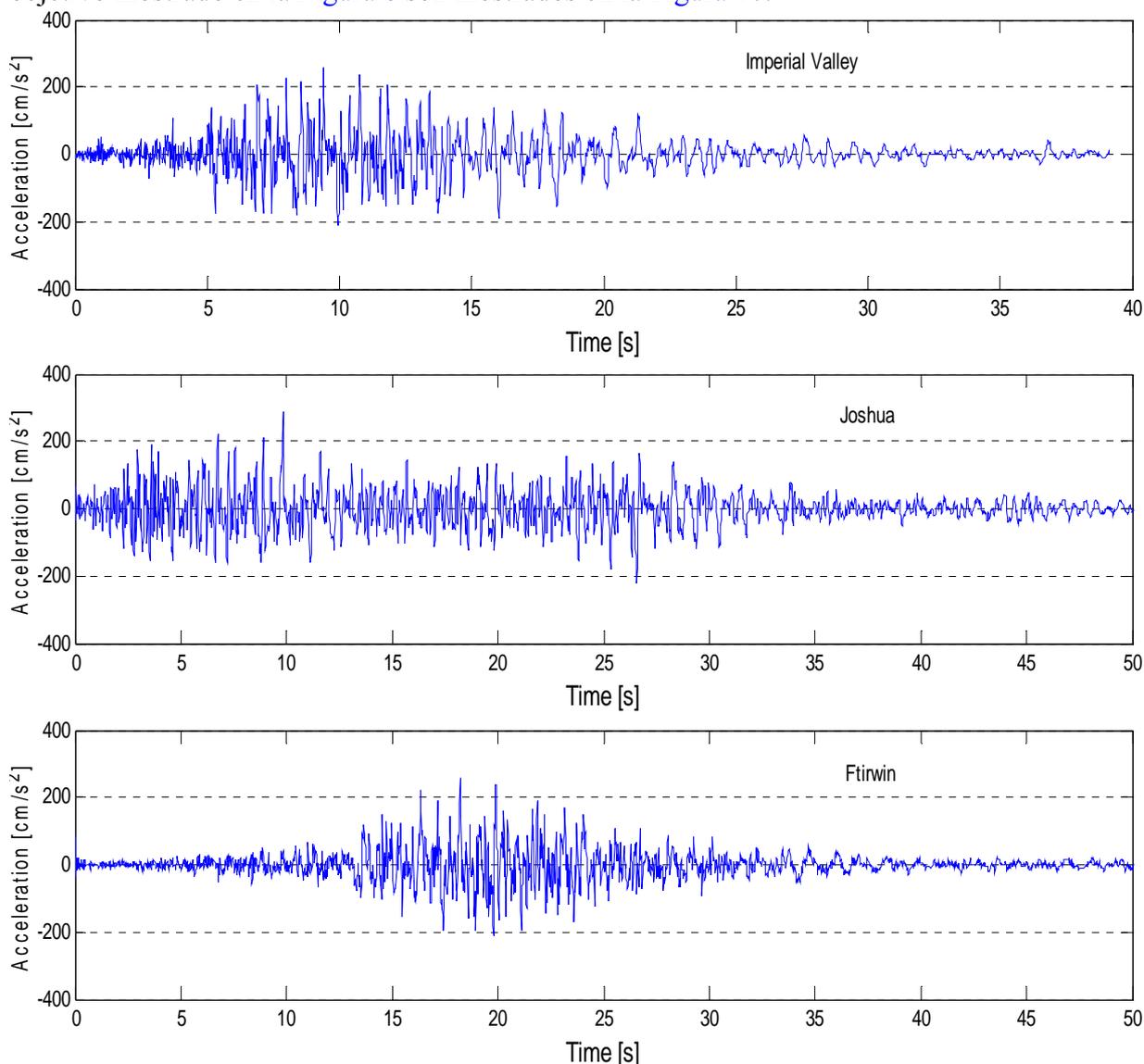


Figura 10. Terremotos con espectros compatibles para la torre de control

Los espectros de respuestas para estos acelerogramas fueron calculados para una relación de amortiguamiento del 5% y se muestran en la [Figura 11](#).

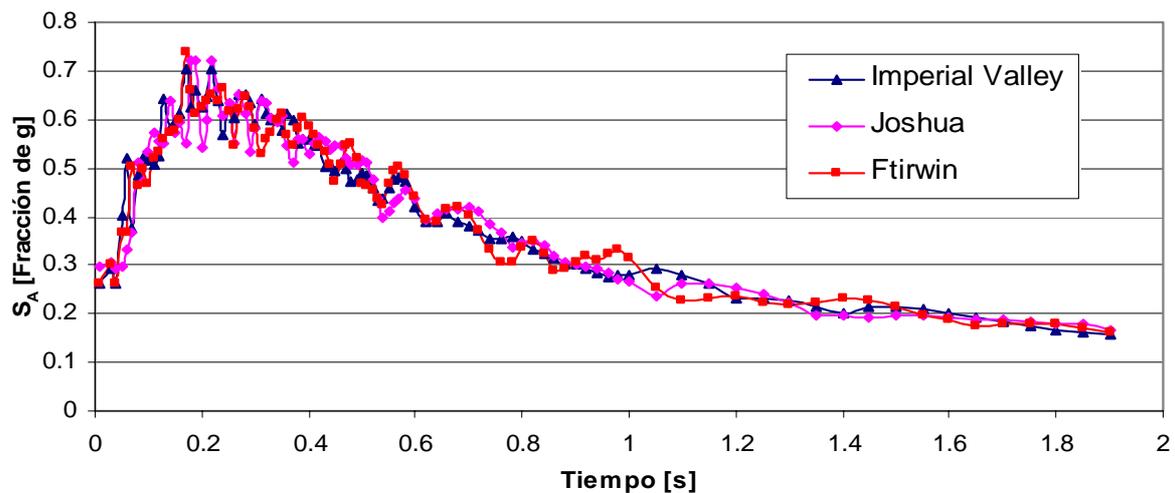


Figura 11. Espectros de respuesta para la torre de control

La Figura 12 muestra el espectro de respuesta promedio de los tres espectros de la Figura 11. Este espectro promedio se utilizó para aplicar el método de capacidad espectral a la torre de control.

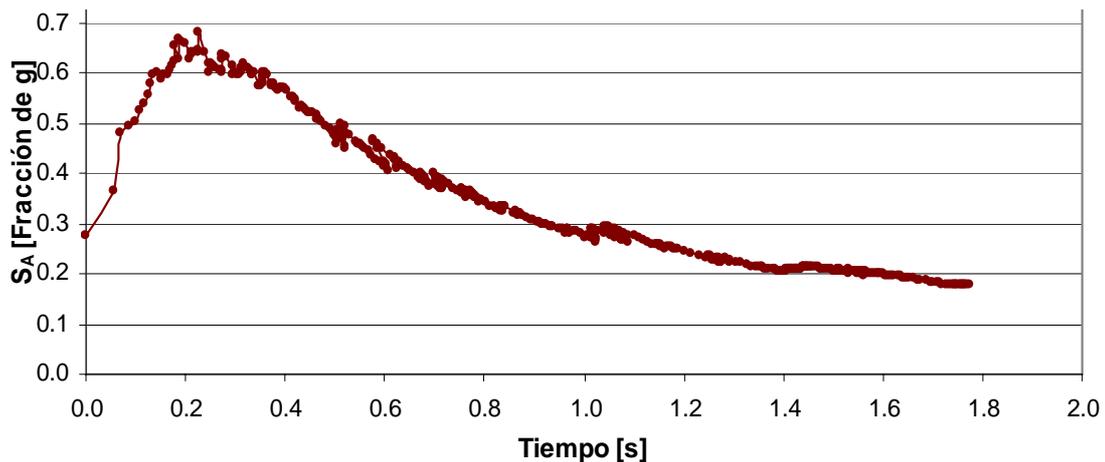


Figura 12. Espectro de respuesta promedio para la torre de control

### 5.3 Modelos numéricos 2D y 3D

Con el objeto de verificar la exactitud de los análisis realizados con el Método de Capacidad Espectral para una torre embebida en una presa de material suelto, se llevaron a cabo modelos de elementos finitos bidimensionales y tridimensionales del problema presentado anteriormente. Los modelos se elaboraron en el programa SAP2000 y ABAQUS y se realizó un análisis espectral del sistema torre-presa utilizando el espectro promedio descrito en los apartados anteriores de este artículo. Los modelos elaborados se ilustran en la Figura 13, Figura 14, y Figura 15. En este artículo se presentan los resultados obtenidos al representar la torre de control descrita anteriormente y solicitada con el espectro ilustrado en la Figura 12. De este modo, los modelos 2D y 3D que aquí se describen se resolvieron con esta misma excitación sísmica y la respuesta final del sistema se obtuvo con la regla de combinación cuadrática SRSS (raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas del sistema).

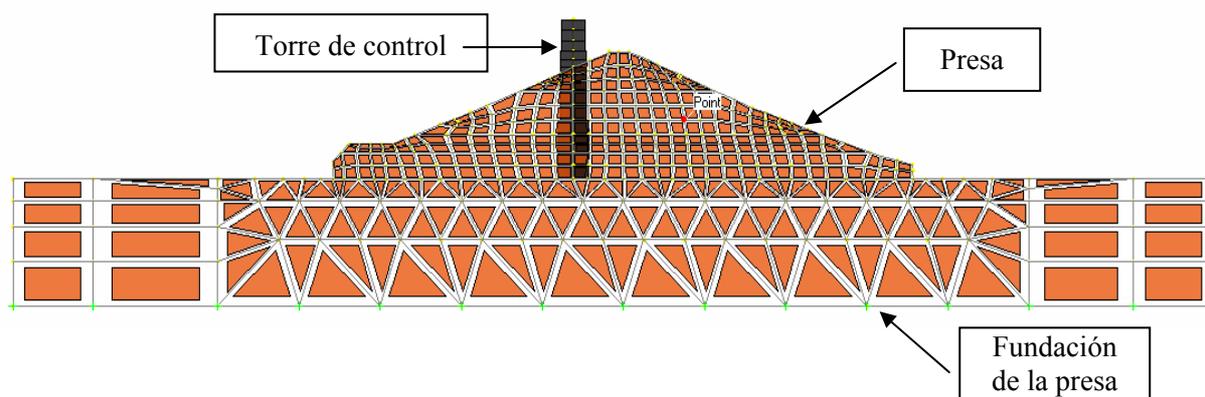


Figura 13. Esquema del modelo bidimensional de la presa en estudio (SAP2000)

El modelo 2D se elaboró utilizando elementos de tensión plana (elementos de cuatro nodos e interpolación lineal) con un espesor constante igual al ancho de la torre de control, mientras que la estructura de la torre se representó con elementos de viga tradicionales. Debido a que los autores no conocen con precisión la forma en que el programa SAP2000 implementa la combinación de elementos de viga con elementos de tensión plana y con el objeto de obtener resultados confiables se elaboró el modelo 3D del sistema. Además, y debido a que el modelo tridimensional también combina elementos sólidos con elementos de viga, se elaboró un segundo modelo 3D, en el cual la torre de control se discretizó con elementos sólidos tridimensionales, al igual que el cuerpo de la presa y su fundación. En ambos casos la extensión del modelo se adoptó igual a dos veces y media la altura de la presa en dirección horizontal y la fundación se modeló hasta una profundidad igual a la altura de la presa. La extensión lateral del modelo se eligió igual a 400 ft (algo mayor a 2.5 veces la altura de la presa) a cada lado del comienzo de los faldones de la presa.

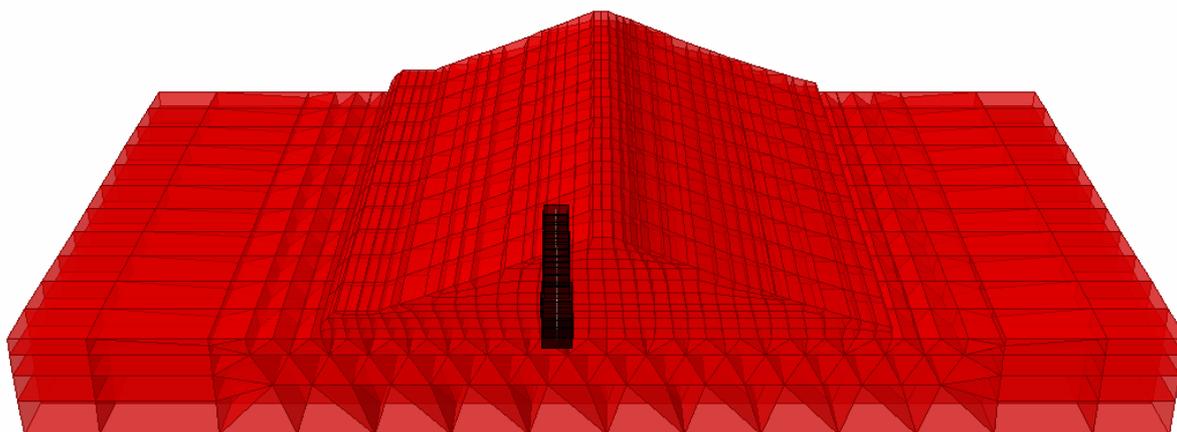


Figura 14. Modelo tridimensional de la presa en estudio (se muestra sólo la mitad del modelo, SAP2000)

El modelo 3D de SAP2000 se elaboró con elementos cúbicos de ocho nodos e interpolación lineal. Debido a que el programa SAP2000 no presenta herramientas para realizar un mallado de un sólido tridimensional adecuado, la malla de elementos se elaboró utilizando el programa ABAQUS/CAE, exportando luego los resultados a SAP2000 para realizar los análisis. El mallado se completa con elementos tetraédricos de iguales características a los elementos cúbicos descritos anteriormente.

El modelo 3D elaborado en ABAQUS se discretizó utilizando elementos tipo C3D4 (elementos tetraédricos de sólido continuo, interpolación lineal y cuatro nudos). Para el mallado se utilizó el programa ABAQUS/CAE.

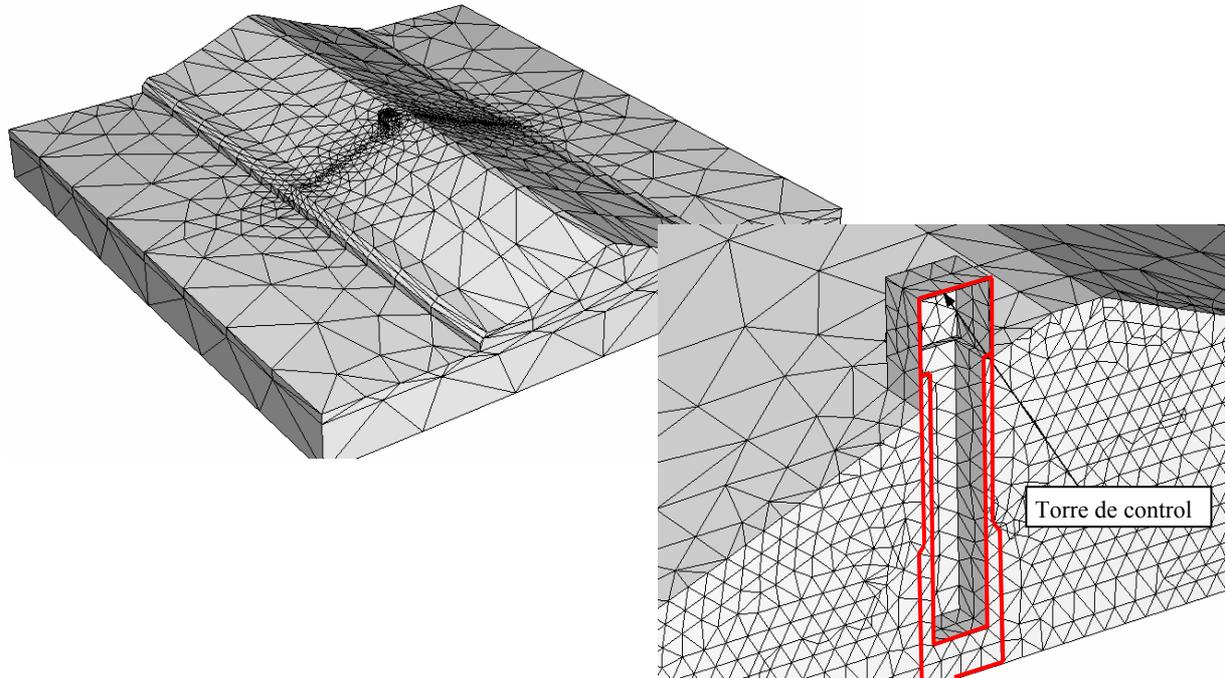


Figura 15. Modelo tridimensional de la presa con presa y torre de toma discretizadas con elementos sólidos (ABAQUS)

La geometría de la presa y propiedades de los materiales (de la torre y del suelo que constituye la presa) se adoptaron a partir de aquellos utilizados para los análisis de capacidad espectral. Las propiedades elásticas del suelo se estimaron a partir de la densidad del suelo y la velocidad de propagación de las ondas de corte que se midieron en el cuerpo de la presa y que se ilustraron en el párrafo precedente (Figura 3).

La semejanza entre el modelo 3D y 2D se verificó a través de la comparación del período fundamental de los mismos. Además, el período fundamental de terraplenes puede estimarse, en forma aproximada, mediante la expresión  $4H/V_s$ , en donde  $H$  es la altura de la presa, y  $V_s$  es la velocidad de onda de corte del macizo de suelo (en esta formulación se ignora la contribución de la torre en la masa y rigidez del sistema). La comparación de los valores obtenidos para los modelos se presenta en la Tabla 2.

Modelo	Período fundamental [s]
2D	0.818
3D SAP	0.787
3D ABAQUS	0.779
$4H/V_s$ ( $H = 144$ ft, $V_s = 702$ ft/s)	0.821

Tabla 2. Verificación de propiedades fundamentales de los modelos

Tal como puede apreciarse en la Tabla 2, los valores del período fundamental del sistema

coinciden razonablemente bien para las formulaciones estudiadas. Por esta razón, y en virtud que los resultados que aquí se presentan son parte de un trabajo en proceso, se estudiarán y presentarán los resultados de los modelos 2D y 3D elaborados en SAP, comparándolos con la aproximación simplificada del método de capacidad espectral.

La demanda sísmica se adoptó igual a la utilizada para el análisis mediante el MCE de la torre de control de modo de poder comparar los resultados obtenidos, que se presentan en la siguiente sección.

## 6 RESULTADOS

En primer lugar se analizó el caso elástico lineal de la torre de control con el fin de observar como funcionaba el procedimiento propuesto para este tipo de estructuras en las cuales la interacción suelo-estructura es importante. Para ello se supone que la torre se comporta en forma lineal, pero que el suelo que la rodea podría comportarse en forma no-lineal, si su deformada excede el rango elástico. No obstante luego de realizado el análisis se corroboró que ninguno de los resortes representando al suelo ingresaron en el campo inelástico debido al bajo nivel de deformaciones experimentado por la torre de control para este caso. Por lo tanto los resultados obtenidos constituyen el caso elástico lineal no sólo de la torre de control sino también del suelo que la rodea.

La [Figura 16](#) presenta la curva de capacidad obtenida aplicando cargas crecientes distribuidas verticalmente con la forma del primer y segundo modo.

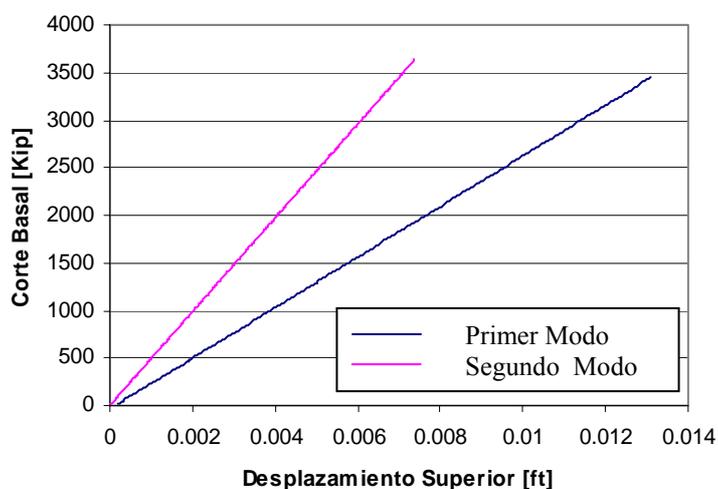


Figura 16. Curvas de capacidad para el 1° y 2° modo caso lineal

Las dos curvas son convertidas en espectros de capacidad y presentadas en el gráfico de aceleración espectral-desplazamiento espectral, conjuntamente con el espectro de respuesta en el mismo formato. La intersección entre el espectro de respuesta elástico y los espectros de capacidad provee los desplazamientos y aceleraciones espectrales para cada uno de los modos. Los espectros de capacidad y respuesta (o demanda) junto con los puntos de intersección se muestran en la [Figura 17](#).

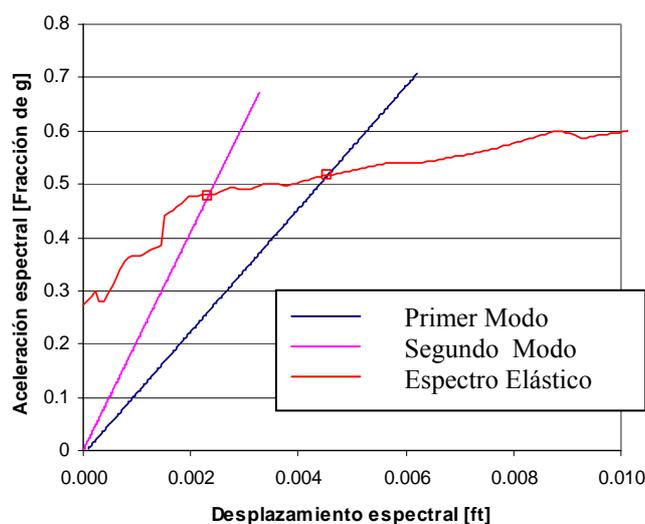


Figura 17. Espectros de capacidad y demanda para el 1° y 2° modo caso lineal

En la [Tabla 3](#) se detallan los resultados obtenidos para cada uno de los primeros dos modos de la torre y su combinación cuadrática, la cual representa la respuesta estimada por el método de capacidad espectral multimodal considerando la interacción suelo-estructura.

	1° Modo	2° Modo	Combinación
$S_A$ [%g]	0.5171	0.4775	<b>0.7038</b>
$S_D$ [ft]	0.0045	0.0023	<b>0.0051</b>
$U_{top}$ [ft]	0.0096	0.0053	<b>0.0110</b>
$V$ [Kip]	2525.71	2589.35	<b>3617.18</b>

Tabla 3. Punto de desempeño para la torre de control: caso lineal

Luego de obtener la respuesta para el caso lineal, se realizó el análisis de la torre de control para el caso no-lineal. La torre de control presentaba una posible sección crítica, en la cual se podía desarrollar una rótula plástica que conformaría el mecanismo de colapso, precisamente en esta sección se incorporó en el modelo el resorte torsional no-lineal. La longitud de la rótula plástica fue calculada usando la formulación de Dove y Matheu ([Dove y Matheu, 2005](#)). La sección crítica se asume localizada en la segunda transición entre las secciones 6 y 7 (ver [Figura 4](#)).

La [Figura 18](#) muestra la curva de capacidad para el primer modo. Aunque la curva de capacidad en la figura es lineal, el comportamiento de la torre no lo es. Esto significa que la rotación en la sección crítica ha superado su límite elástico. Por lo tanto, es la presencia del suelo la que produce la apariencia lineal de la curva de capacidad. El análisis fue terminado cuando la rotación última fue alcanzada en la sección crítica.

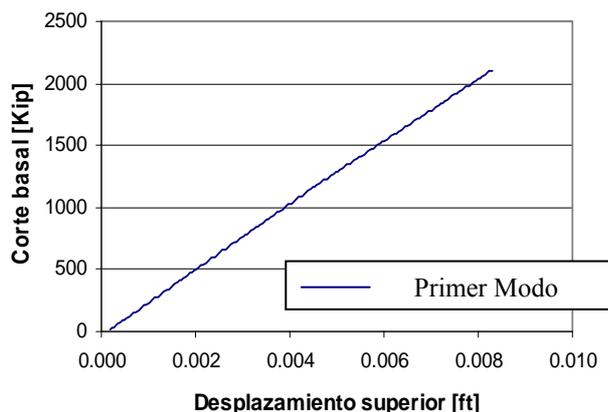


Figura 18. Curva de capacidad para el 1º modo

La Figura 19 muestra la curva de capacidad para el primer modo de la torre de control convertida en espectro de capacidad, y el punto de desempeño. Las coordenadas de este punto de desempeño se resumen en la Tabla 4. Los resultados en la segunda columna de esta tabla corresponden al método de capacidad espectral tradicional, el cual únicamente considera el modo fundamental de la estructura.

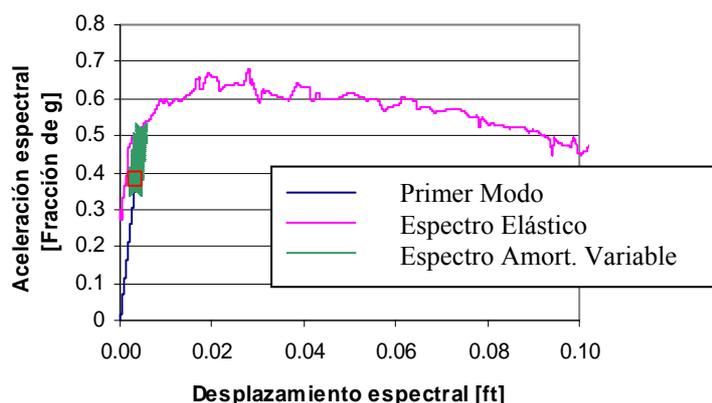


Figura 19. Espectro de capacidad para el 1º modo

El proceso se repitió cargando la torre con la forma del segundo modo. En este caso la torre no se deforma más allá del punto de fluencia. Por ende, la curva y el espectro de capacidad exhiben una forma lineal, como puede apreciarse en la Figura 20 y Figura 21, respectivamente.

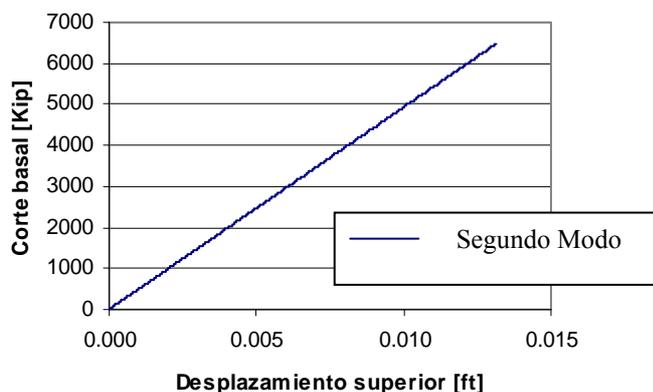


Figura 20. Curva de capacidad para el 2º modo

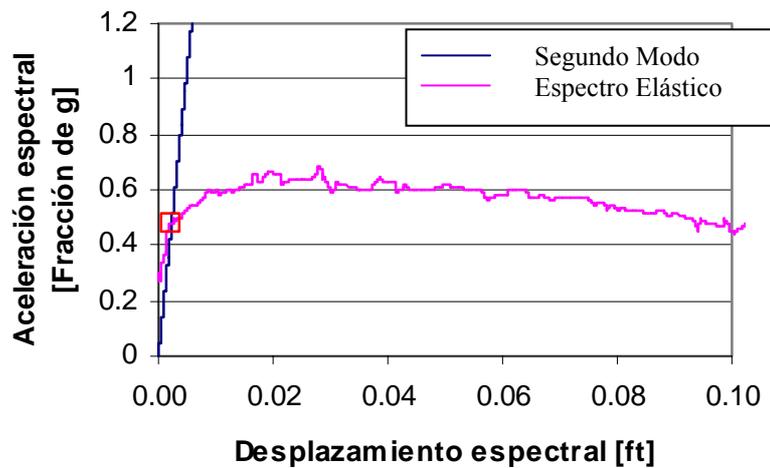


Figura 21. Espectro de capacidad para el 2° modo

El punto de desempeño para el segundo modo está resumido en la tercera columna de la [Tabla 4](#). Esta tabla también muestra la respuesta sísmica no-lineal final calculada con la regla de la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados.

	1° Modo	2° Modo	<b>Combinación</b>
$S_A$ [%g]	0.3783	0.4788	<b>0.6102</b>
$S_D$ [ft]	0.0034	0.0023	<b>0.0041</b>
$U_{top}$ [ft]	0.0073	0.0053	<b>0.0090</b>
$V$ [Kip]	1848	2596	<b>3187</b>

Tabla 4. Punto de desempeño para el caso no-lineal

Tal como surge de la [Tabla 4](#), los desplazamientos predichos por el MCE para la torre de control, son sumamente pequeños aún para el caso no-lineal, dada la altura de la torre y dimensiones de la presa. Para conocer la validez de los resultados obtenidos a partir del MCE se presentan en la [Tabla 5](#) los resultados obtenidos con los modelos de elementos finitos 2D y 3D lineales, los cuales son comparables con los resultados lineales obtenidos por el MCE ([Tabla 3](#)).

<b>Modelo</b>	<b>Desplazamiento <math>U_{top}</math> [in]</b>	<b>Corte basal en la torre <math>V_{base}</math> [kip]</b>
2D	4.9	6251
3D SAP	4.5	6750
3D ABAQUS	2.56	35825

Tabla 5. Principales resultados obtenidos a partir de modelos 2D y 3D

Los resultados consignados en la [Tabla 5](#) muestran una significativa diferencia con los obtenidos mediante el análisis simplificado observándose una muy buena correspondencia entre los resultados de los modelos bidimensionales y tridimensionales de SAP2000. Sin embargo, el desplazamiento en la cima de la torre predicho por el modelo de ABAQUS 3D es aproximadamente un 60% menor al estimado por los modelos de SAP2000 y el corte es varias veces mayor que el del modelo 3D de SAP2000. Existen varias incertidumbres que podrían contribuir a la observada discrepancia en los resultados entre los distintos modelos de

elementos finitos y MCE.

La diferencia notable entre los resultados de los modelos de SAP y ABAQUS podría deberse, en parte, a la combinación entre elementos de barra y elementos de sólido 3D o de deformación plana utilizados en SAP, mientras que en ABAQUS todo el modelo se discretizó con el mismo tipo de elemento (torre y presa). Este aspecto, en la opinión de los autores, requiere de mayor investigación.

Además, la comparación de los resultados de los modelos de elementos finitos y MCE no muestran buena correspondencia. La diferencia entre los resultados arrojados por ambos modelos es significativa y arroja un manto de duda sobre la aplicabilidad del MCE para torres de control, en las cuales, el comportamiento dinámico de la torre puede verse muy influenciado por la presencia de la masa de la presa que afectaría sustancialmente las propiedades dinámicas de la estructura. Cabe destacar, que el MCE considera al material que rodea la torre sólo a través de los resortes P-Y, por lo que posiblemente no esté capturando adecuadamente el comportamiento dinámico del sistema en su conjunto.

A pesar que los modelos de elementos finitos son simplificados (no consideran una superficie de contacto entre el material de la presa y la torre, se modela el suelo como un continuo, y se trata de modelos lineales) los resultados obtenidos parecen ser, por su magnitud, más acertados que los obtenidos con el MCE. Los buenos resultados obtenidos con el MCE para torres de toma de agua parecerían indicar que el método, tal como se encuentra desarrollado en la actualidad, es de buena aplicación para estructuras en las que predomina el primer modo de vibración y no se encuentra embebida de material que aporte rigidez y masa, como el caso de presas de material suelto. Por esta razón, se estima que probablemente sea necesario adaptar el MCE, a través de la incorporación de masa o modificación de las propiedades de la torre o resortes P-Y, lo que permitirá representar adecuadamente las propiedades dinámicas del sistema torre de control-presa y su respuesta a eventos sísmicos.

## 7 CONCLUSIONES

En este artículo se presentó una descripción y validación del MCE para el análisis de torres de toma de agua. El método predice adecuadamente la respuesta del sistema, lo que fue corroborado a través del estudio de un caso de ejemplo analizado con análisis más rigurosos aceptados en la práctica profesional de la ingeniería.

La obtención de buenos resultados del MCE para torres de toma motivó el estudio de la posibilidad de aplicar esta metodología de análisis para evaluar el comportamiento de torres de control. Estas torres presentan características similares a las torres de toma de agua sólo que se encuentran incorporadas en el faldón de aguas arriba de las presas y su función es la de controlar el reservorio de agua de las presas. Las características de las estructuras para las cuales se diseñó el MCE son diferentes a las de las torres de control, razón por la cual la aplicabilidad del método para estudiar estas últimas se corroboró mediante análisis de modelos de elementos finitos (MEF).

Se desarrollaron tres modelos de diferente nivel de complejidad: Un modelo 2D utilizando elementos de deformación plana cuyo espesor coincide con el espesor promedio de la torre de control, un modelo 3D que combina elementos sólidos y elemento de barra (para la torre) y un modelo 3D en donde tanto la torre como la presa se discretizaron utilizando elementos sólidos tetraédricos.

Los resultados obtenidos con los MEF son sustancialmente distintos a los que se logran con el MCE. A su vez, los modelos que combinan elementos sólidos y elementos de barras

presentan resultados muy similares para análisis 2D y 3D. Sin embargo el modelo construido sólo con elementos sólidos presenta diferencias sustanciales en los parámetros de comparación (desplazamiento relativo de la cima de la torre y su base y corte en la base). Esto podría indicar que la combinación entre elementos de barra y sólidos estaría influyendo en los resultados.

De la comparación de los resultados obtenidos surge que el MCE arroja valores de desplazamientos y cortes relativamente pequeños, comparados con los que se obtienen de los MEF. Probablemente, una de las razones que podría explicar la discrepancia de los resultados radique en la incapacidad del MCE actual de representar correctamente la masa y rigidez del sistema completo. Puede inferirse del análisis realizado que la representación del material de la presa a través de las curvas P-Y no es suficiente para captar el comportamiento dinámico del sistema.

Por estas razones, los autores estiman conveniente profundizar el estudio de la aplicabilidad del MCE para el análisis de torres de control a través de la elaboración de MEF más rigurosos, que permitan reducir las incertidumbres mencionadas y modificar convenientemente el MCE para que sea capaz de captar adecuadamente el comportamiento dinámico del sistema torre-presa en conjunto.

## REFERENCIAS

- Antoniou, S. and Pinho, R. Advantages and limitations of adaptive and nonadaptive force-based pushover procedures. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(4):497-522, 2004a.
- Antoniou, S. and Pinho, R. Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(5):643-661, 2004b.
- Antoniou, S., Rovithakis, A., and Pinho, R. Development and verification of a fully adaptive pushover procedure. Paper No. 822, *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, United Kingdom, 2002.
- ATC-40. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *Applied Technology Council*, Redwood City, CA, 1996.
- Aydinoğlu, M.N. An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral displacements for multi-mode seismic performance evaluation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1:3-36, 2003.
- Bracci, J.M., Kunnath, S.K. and Reinhorn, A.M. Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures. *Journal of Structural Engineering*, 123(1):3-10, 1997.
- Chopra, A.K. and Goel, R.K. A modal pushover analysis for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31:561-582, 2002.
- 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. SAP2000: Integrated software for structural analysis & design. Berkeley, CA, 2004.
- Dove, R.C. and Matheu, E.E. Ultimate deflection capacity of lightly reinforced concrete intake towers. 102(2):214-223, 2005.
- Fajfar, P. Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28:979-993, 1999.
- Fajfar, P. and Dolsek, M. A transparent nonlinear method for seismic performance evaluation. *In Implications of Recent Earthquakes on Seismic Risk*, Imperial College Press, London, UK, pp. 165-176, 2001.

- Freeman, S.A., Nicoletti, J.P., and Tyrell, J.V. Evaluations of Existing Buildings for Seismic Risk – A Case Study of Puget Sound Naval Shipyard Bremerton, Washington. *Proc. of the 1st U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, EERI, Berkeley, CA, pp. 113-122, 1975.
- Freeman, S. A. 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, 1978.
- Freeman, S.A. code designed steel frame performance characteristics. *Dynamics of Structures Proceedings*, pp. 383-396, Structures Congress '87, Structural Division, American Society of Civil Engineers, Orlando, Florida, August 17-20, 1987.
- Freeman, S.A. 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, 1992.
- Gupta, B. and Kunnath, S.K. Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. *Earthquake Spectra*, 16(2):367-392, 2000.
- Kowalsky M.J., Priestley M. J. N., MacRae G. A. 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, CA, 1994.
- Lin Y.Y. and Chang, K. C. An Improved Capacity Spectrum Method for ATC-40. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 32, pp. 2013-2025, 2003.
- Mahaney, J. A., Paret, T. F., Kehoe, B. E. and Freeman, S. A. The capacity spectrum method for evaluating structural response during the loma prieta earthquake. *1993 National Earthquake Conference*, Memphis, TN, 1993.
- Montejo, L.A. Generation and analysis of spectrum-compatible earthquake time-histories using wavelets. *M.S. Thesis, University of Puerto Rico*, Mayagüez, PR, 2004.
- Newmark N.M. and Hall, W.J. Earthquake spectra and design. *EERI Monograph Series, Earthquake Engineering Research Institute*, Oakland, CA, 1982.
- Pando, M. and Cataño, J. Success Dam Report. (*unpublished*) *University of Puerto Rico Mayagüez Campus*, PR, 2004.
- Pyle, S.L. and Morris, G.R. Pushover analysis: A tool for performance based design. *Structural Engineer*, March, pp. 28-33, 2001.
- RAM International (2004). RAM Perform-3D. Carlsbad, CA.
- Reese, L.C., Cox, W.R., and Koop, F.D. Analysis of laterally loaded piles in sand. *Proceedings, VI Annual Offshore Technology Conference*, Houston, TX, II(OTC 2080), 473-485, 1974.
- Reese, L.C. and Van Impe, W.F. Single piles and pile groups under lateral loading. Balkema, Rotterdam, Netherlands, 2001.
- U.S. Army corps of engineers structural design and evaluation of outlet works. *Engineer Manual 1110-2-2400, Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers*, Washington, DC, 2003.
- X-Tract, Imbsen Software Systems. X-Tract cross sectional X structural analysis of components. Rancho Cordova, CA 95827, US, 2002.