

VARIABILIDAD DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE PRESAS BÓVEDA ANTE DIFERENTES COMBINACIONES DE ONDAS P Y S COMPATIBLES CON UN ESPECTRO DE RESPUESTA

Fidel García¹, Juan J. Aznárez¹ y Orlando Maeso¹

1: Instituto Universitario de Sistemas Inteligentes y Aplicaciones Numéricas en Ingeniería (SIANI).
Edificio Central del Parque Científico y Tecnológico.
Universidad de Las Palmas de Gran Canaria
Campus Universitario de Tafira. 35017 Las Palmas de Gran Canaria. España.
e-mail: fgarcia@dic.ulpgc.es, {jjaznarez, omaeso}@siani.es, web: <http://www.ulpgc.es>

Palabras clave: Presas bóveda, dinámica de estructuras, ingeniería sísmica, interacción suelo-agua-sedimentos-estructura, elementos de contorno

Resumen *Se analizan los resultados de la respuesta dinámica de una presa bóveda ante diferentes situaciones de excitación sísmica. Para ello se propone un modelo de la excitación sísmica consistente en trenes de ondas planas P y S propagándose por el suelo hacia el emplazamiento con ángulo de incidencia completamente general, que sea compatible con los registros sísmicos de campo libre en superficie que se hayan adoptado para definir el terremoto (incorporando dos registros horizontales y uno vertical). Tomando como base estas excitaciones se analiza la influencia que en la respuesta tiene la posible existencia de sedimentos de fondo y su espesor. Las variables que determinan la respuesta (aceleraciones y presiones hidrodinámicas) corresponden a puntos claves de la bóveda o estribos de la presa. El análisis se realiza en el dominio de la frecuencia, a partir de cual, mediante un algoritmo FFT, se obtiene la respuesta temporal o espectros de respuesta máxima en los puntos seleccionados, para un registro sísmico dato. Se hace uso de un modelo acoplado de elementos de contorno (EC) desarrollado por los autores que permite el estudio dinámico directo de problemas que incorporan regiones de naturaleza escalar (agua embalsada), viscoelástica (presa y roca del emplazamiento) y poroelástica (sedimentos en el fondo del embalse). Todas las regiones son discretizadas haciendo uso de EC, formulando luego ecuaciones de compatibilidad y equilibrio que permiten establecer la interacción entre ellas.*

1. INTRODUCCIÓN

La modelización numérica de la respuesta sísmica de presas bóveda es un problema complejo debido a la existencia de medios de diversas características (hormigón, roca, agua, sedimentos de fondo), cada uno de los cuales presenta un comportamiento propio diferente de los demás. Ante una sollicitación sísmica estos medios interaccionan entre sí formando un sistema acoplado en el que ninguna de las partes puede ser estudiada aisladamente. Además, los dominios son muy extensos o prácticamente infinitos. Este hecho dificulta el estudio ya que a diferencia del análisis estático, en el caso dinámico accidentes muy alejados de un punto pueden tener una gran influencia sobre el movimiento y tensiones a que éste se ve sometido.

En el caso de presas bóveda el problema tiene una geometría que no permite simplificación dimensional alguna y ha de ser estudiado con su carácter tridimensional.

Durante un buen número de años los autores de este trabajo han ido desarrollando un modelo numérico [1-5] que hace uso del Método de los Elementos de Contorno (MEC) y que puede tener en cuenta importantes factores que, o no eran considerados por los modelos existentes, o lo eran de una forma simplificada. Cabe destacar los efectos de interacción combinada suelo-presa-embalse, el efecto de la geometría real del embalse, la topografía local, el efecto de los desplazamientos diferenciales de la excitación o la presencia de sedimentos de fondo.

En lo que respecta al estudio de la influencia del carácter espacial de la excitación sísmica y los efectos de interacción dinámica presa-suelo-embalse, el modelo permite incorporar cualquier combinación de ángulos de incidencia de ondas volumétricas y/o superficiales en el suelo, si bien los resultados que el grupo ha presentado hasta el momento -relativos a la sensibilidad de la respuesta estructural ante estos factores [3]- corresponden a un estudio en el dominio de la frecuencia. La excitación en estos casos corresponde a trenes de ondas armónicas planas P, S y/o ondas de Rayleigh que se propagan por el suelo hacia el emplazamiento de la presa. La principal conclusión de ese estudio es que las características de la excitación, en términos de tipología de la onda incidente y ángulo de incidencia, afectan sensiblemente la respuesta dinámica estructural. Con esta ponencia se pretende seguir profundizando en el modelo de excitación sísmica y en el estudio de los efectos que sobre el comportamiento sísmico de la presa tienen los factores relacionados con las características del tren de ondas incidente (tipo y ángulo de incidencia), incorporando la posibilidad de incidencia simultánea ondas P y S, con ángulo de incidencia completamente general (lo cual conduce a la existencia simultánea de ondas superficiales cuando el ángulo de incidencia de las ondas de corte es inferior al crítico). En todos los casos la excitación total debe ser compatible con los registros de diseño en campo libre.

La información de la que se dispone en el caso de terremotos reales suele consistir en registros puntuales de aceleraciones en superficie, pero existe mucha incertidumbre acerca del contenido de ondas y su ángulo de incidencia correspondiente a un registro dado de campo libre. Cuando se trata de modelos deterministas de la excitación (como es el caso), las simulaciones se restringen habitualmente al caso de incidencia vertical. Esto es así, en parte, por la propia necesidad de simplificar el problema, aunque suele justificarse también apelando a la tendencia natural de las ondas a adquirir una dirección de incidencia más vertical a

medida que se acercan a la superficie. Al mismo tiempo, está muy extendida la opinión de que el caso de incidencia vertical resulta ser el más desfavorable. Este es un aspecto importante que será revisado a lo largo de este trabajo.

Una misma terna de registros de acelerogramas (x , y , z) en superficie, en un emplazamiento determinado, puede obtenerse con infinitas combinaciones distintas de ondas planas P, SV y SH en el suelo, es decir, diferentes combinaciones de amplitudes y ángulos de incidencia. Obviamente, la respuesta de la estructura a cada una de las diferentes combinaciones será distinta, aun cuando el movimiento de campo libre en superficie sea el mismo en todos los casos. Este hecho conduce a la necesidad de establecer un procedimiento para evaluar la influencia que sobre la respuesta estructural tiene la variabilidad de la combinación de ondas sísmicas que se considere. Para poder establecer comparaciones entre las diferentes hipótesis de excitación, y para que todas ellas correspondan a un evento sísmico dado, será necesario que todas las combinaciones de ondas excitadoras consideradas sean compatibles con los registros sísmicos en superficie, en las tres direcciones del espacio.

Los principales objetivos de este trabajo son:

- 1- Presentar un procedimiento para la obtención sistemática de diferentes combinaciones de ondas planas P y S que correspondan a un terremoto dado en superficie.
- 2- Evaluar la sensibilidad de la respuesta estructural ante la variabilidad de los parámetros que definen la excitación sísmica, esto es, la amplitud y tipo de ondas sísmicas involucradas, y el ángulo de incidencia de dichas ondas.
- 3- A la vista del estudio anterior, obtener el rango de variabilidad de la respuesta sísmica de la estructura, y cómo ésta se ve afectada en función de otros factores importantes del problema como pueden ser la posible existencia de sedimentos de fondo en el embalse.
- 4- Comprobar si la hipótesis de excitación sísmica que corresponde a asumir la incidencia vertical de las ondas resulta ser la más desfavorable para la estructura y, en caso contrario, intentar encontrar la combinación de ondas que suponga la excitación sísmica pésima.

La información aportada en esta ponencia se organiza de la manera siguiente. En el apartado 2 se presenta el modelo de excitación sísmica que se va a utilizar en este trabajo, a la vez que se ilustra una metodología para la obtención sistemática de diferentes combinaciones de ondas P y/o S (diferentes combinaciones de amplitudes y ángulos de incidencia) que en situación de campo libre darían lugar a los mismos registros sísmicos en superficie. El apartado 3 resume el modelo de Elementos de Contorno utilizado para el cálculo dinámico en el dominio de la frecuencia del sistema formado por la presa, el suelo, el agua embalsada y los sedimentos de fondo (en su caso). El análisis de la respuesta estructural y su rango de variación ante las diferentes combinaciones de ondas se presenta a continuación. Envoltentes de las presiones hidrodinámicas sobre el paramento de la presa, y espectros de respuesta máxima en términos de la aceleración son las variables escogidas para estudiar la respuesta de la presa.

2. MODELO DE EXCITACIÓN SÍSMICA

Por medio del método descrito en el siguiente apartado es posible obtener para el sistema analizado una función de transferencia de aceleración por cada tipo de onda en cada una de

las tres direcciones del espacio y para cada ángulo de incidencia. Dicha función de transferencia representa, para las frecuencias estudiadas, la respuesta del sistema cuando es excitado por una onda armónica, con dicha frecuencia, de amplitud unitaria. En la tabla 1 figura la denominación que se han dado a cada una de las funciones de transferencia: el subíndice indica la dirección (x, y, z) y el superíndice la onda excitadora (P, SH, SV) a la que corresponde.

	P	SH	SV
x	FTA_x^P	FTA_x^{SH}	FTA_x^{SV}
y	FTA_y^P	FTA_y^{SH}	FTA_y^{SV}
z	FTA_z^P	FTA_z^{SH}	FTA_z^{SV}

Tabla 1. Denominación de las funciones de transferencia de aceleración para un ángulo de incidencia determinado

Como es obvio, el proceso para la obtención de la respuesta consiste en multiplicar en el dominio de la frecuencia la función de transferencia por la señal de entrada para la cual se desea conocer la respuesta. Las señales de entrada, una para cada tipo de onda, deben consistir en una serie de ondas P, SH y SV dadas como una amplitud compleja a cada una de las frecuencias en las que está definida. Como señal de excitación del sistema se han utilizado tres acelerogramas artificiales (dos horizontales y uno vertical) de forma que las aceleraciones provocadas por un tren de ondas planas P, SH y SV propagándose por el suelo provoquen en el problema de campo libre unas aceleraciones en cada dirección iguales a los acelerogramas (a_x^{accel} , a_y^{accel} , a_z^{accel}). Los acelerogramas se han sintetizado mediante el programa SIMQKE [6] haciéndolos compatibles con los espectros de diseño tipo 1 indicados en el Eurocódigo 8 [7] para un suelo tipo A con aceleración pico de diseño de $a_g=0.35g$.

Es necesario idear un procedimiento basado en las ecuaciones propagación de ondas planas en el problema de campo libre para cuantificar la amplitud que a cada frecuencia debe multiplicar la correspondiente función de transferencia. En campo libre (ausencia de cañón y de presa), cuando la dirección de incidencia está contenida en el plano y-z (ver figura 1), los desplazamientos y por tanto las aceleraciones de los puntos cuando únicamente se propaga una onda SH tienen componente sólo en dirección x ($u_x^{SH}, 0, 0$). En el caso de una onda P y SV los desplazamientos tienen componentes tanto en y como en z siendo nula en dirección x ($0, u_y^P, u_z^P$) y ($0, u_y^{SV}, u_z^{SV}$).

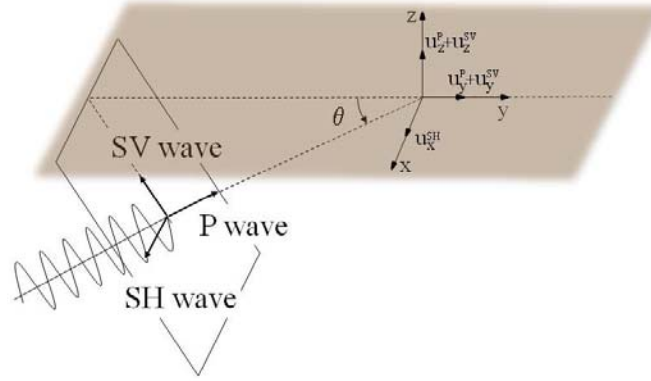


Figura 1. Desplazamientos provocados en el problema de campo libre por un tren de ondas planas con dirección de propagación contenida en el plano y-z

Existen infinitas combinaciones posibles de ondas P, SH y SV (con diferentes amplitudes y ángulos de incidencia) que propagándose por el suelo provocan en el problema de campo libre unas aceleraciones en cada dirección iguales a una determinada terna de acelerogramas (a_x^{acel} , a_y^{acel} , a_z^{acel}). Cualquiera de estas combinaciones de ondas, si se emplean como excitación del sistema, ocasionan, como es obvio, respuestas distintas aun cuando todas ellas hayan sido cuantificadas en base a provocar desplazamiento de campo libre iguales. Dado la enorme casuística que esto supone, es necesario introducir un conjunto de simplificaciones para acotar el problema y poder así determinar una de las múltiples combinaciones. Por simplicidad se asume, en primer lugar, que la dirección de propagación de las tres ondas está contenida en el plano “y-z” y que el frente de las ondas coincide, es decir, inciden con el mismo ángulo de incidencia θ (ver figura 1). En segundo lugar, se van a hacer coincidir las componentes horizontales de los acelerogramas a_x^{acel} y a_y^{acel} respectivamente con los ejes “x” (dirección de la cerrada del cañón) e “y” del sistema de referencia del modelo, y la componente vertical a_z^{acel} con el eje “z” (figura 2).

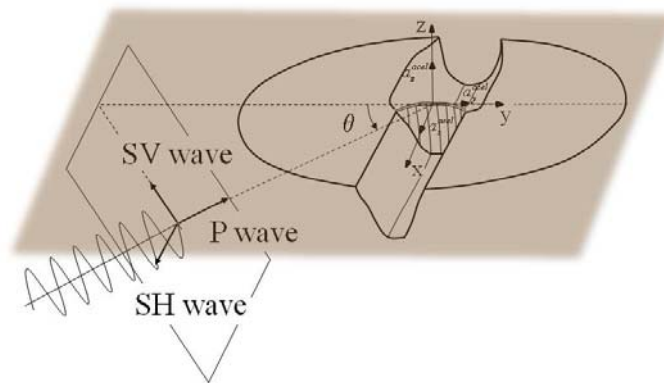


Figura 2. Sistema de referencia empleado en el modelo en relación con las componentes de los acelerogramas

A la vista de ello, para el cálculo de la amplitudes de la onda SH se va a suponer que las aceleraciones de campo libre provocados en dirección x se correspondan con uno de los registros horizontales del terremoto sintético obtenido, el que hemos denominado a_x^{accel} . Esto supone que la amplitud a cada una de las frecuencias es igual a cada uno de los términos de la transformada de Fourier de la señal temporal del acelerograma $A_x^{accel} = FFT(a_x^{accel})$. Por conveniencia vamos a llamar a esta amplitud $\gamma(\omega)$. Sin embargo, salvo en el caso de que las ondas incidan verticalmente, las componentes de los desplazamientos de campo libre en las otras dos direcciones (y, z) vienen provocados tanto por la onda P como por la onda SV con lo que ya no es posible asignar como en el caso anterior un acelerograma a una determinada dirección de los registros. En este caso para conocer la amplitud con la que cada onda incide a una determinada frecuencia es necesario calcular, haciendo uso de las expresiones que gobiernan la propagación de ondas en campo libre (dependientes del ángulo de incidencia), la contribución que cada una de ellas aporta a la aceleración total en dirección “y” y “z”. Con esta finalidad, para cada ángulo de incidencia (igual para ambas ondas) se plantea un sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas para cada una de las frecuencias, cuya solución $\alpha(\omega)$ y $\beta(\omega)$ (complejas) son las amplitudes de las ondas SV y P buscadas. En términos de aceleración en campo libre el sistema quedaría planteado como sigue:

$$\begin{aligned} A_y^{SV} \alpha + A_y^P \beta &= A_y^{accel} \\ A_z^{SV} \alpha + A_z^P \beta &= A_z^{accel} \end{aligned} \quad (1)$$

donde A_y^{SV} , A_z^{SV} , A_y^P y A_z^P son los valores de la aceleración de la onda considerada (SV o P) en una dirección determinada (y o z) para una determinada frecuencia en campo libre. A_y^{accel} , A_z^{accel} son las transformadas de Fourier de los acelerogramas correspondientes para la misma frecuencia: $A_y^{accel} = FFT(a_y^{accel})$, $A_z^{accel} = FFT(a_z^{accel})$. Expresado el sistema de ecuaciones en términos de los desplazamientos tenemos:

$$\left. \begin{aligned} -\omega^2 D_y^{SV} \alpha - \omega^2 D_y^P \beta &= A_y^{accel} \\ -\omega^2 D_z^{SV} \alpha - \omega^2 D_z^P \beta &= A_z^{accel} \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

Con esto quedaría definida la amplitud de las ondas que a cada frecuencia van a actuar de excitación del modelo. En general cualquier punto del sistema va a sufrir, como consecuencia de cada una de las ondas, aceleraciones en las tres direcciones que para un ángulo de incidencia definido (en nuestro caso igual para las tres ondas), vienen dadas por las siguientes expresiones:

$$\begin{aligned} A_x &= FTA_x^{SV} \alpha + FTA_x^P \beta + FTA_x^{SH} \gamma \\ A_y &= FTA_y^{SV} \alpha + FTA_y^P \beta + FTA_y^{SH} \gamma \\ A_z &= FTA_z^{SV} \alpha + FTA_z^P \beta + FTA_z^{SH} \gamma \end{aligned} \quad (3)$$

Una vez calculada la aceleración en el dominio de la frecuencia es posible calcular su evaluación temporal haciendo uso de la transformada inversa de Fourier.

$$\begin{aligned} a_x &= FFT^{-1}(A_x) \\ a_y &= FFT^{-1}(A_y) \\ a_z &= FFT^{-1}(A_z) \end{aligned} \quad (4)$$

La figura 3 resume gráficamente el proceso descrito para generar la respuesta del sistema en términos de la aceleración a lo largo del tiempo.

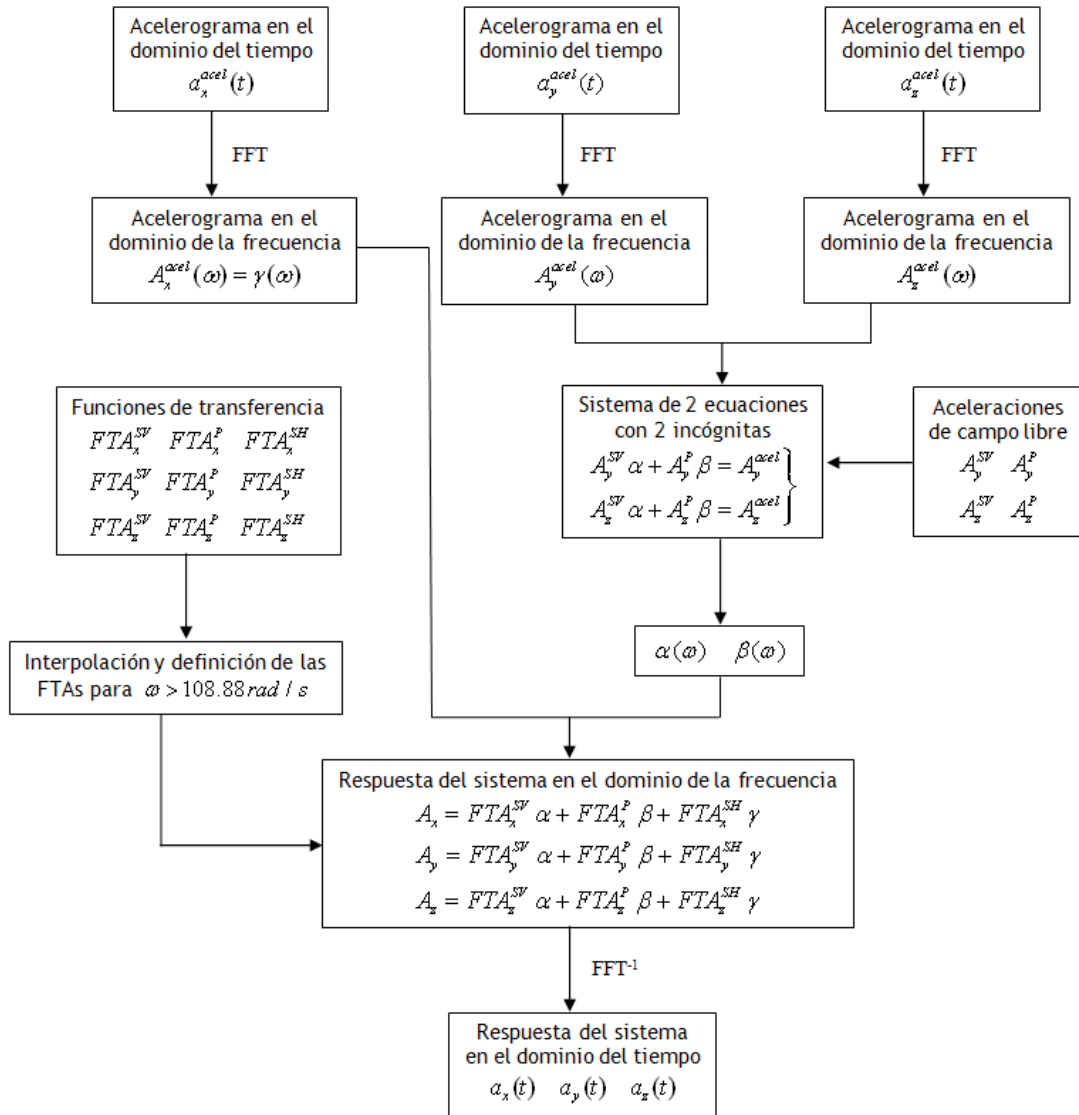


Figura 3. Esquema resumen del procedimiento seguido para la obtención de la respuesta del sistema en términos de la evolución temporal de las aceleraciones

3. MODELO ACOPLADO DE ELEMENTOS DE CONTORNO

Los resultados presentados corresponden a un modelo realizado tomando como base la presa de Morrow Point situada en el Parque Nacional del Cañón Negro, río Gunisson, Colorado (USA). Una descripción detallada de la misma y del cañón figura en [8].

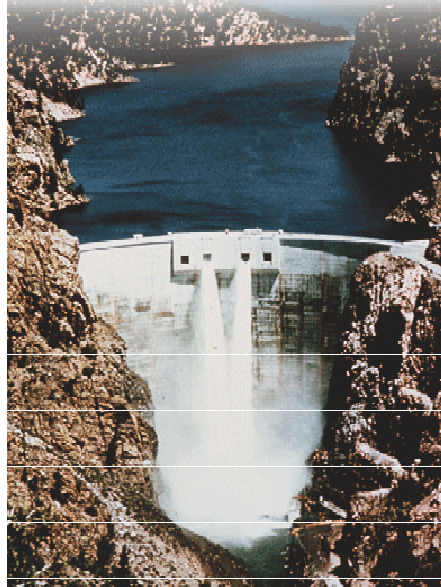


Figura 4. Fotografías de la presa de Morrow Point

En el modelo utilizado para su estudio, la presa y el suelo se consideran medios viscoelásticos, lineales, homogéneos e isotrópos, siendo este último de dimensión infinita en comparación con las dimensiones de la presa. El agua embalsada se modela como un medio fluido compresible lineal. Las ecuaciones que rigen su comportamiento hacen uso de una solución fundamental que incorpora la ausencia de presiones en la superficie libre, con lo que no se hace preciso discretizar su superficie libre. El sedimento se ha caracterizado como un medio poroelástico parcialmente saturado de agua que cumple las ecuaciones de comportamiento dinámico de Biot [9]. Se han estudiado distintos espesores de la capa de sedimentos con el embalse lleno de agua además del caso en el que el embalse se encuentra lleno de agua y no existen sedimentos de fondo. Los espesores de la capa de sedimentos analizados son $H/5$ y $2H/5$ siendo H es la altura de la presa. En la figura 5 se resumen lo indicado gráficamente:

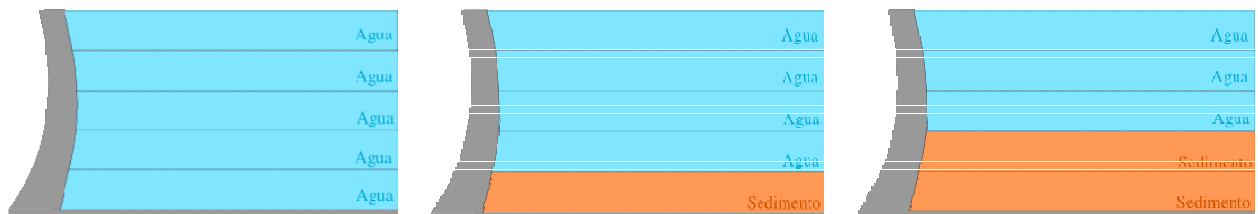


Figura 5. Problemas analizados en función del espesor de la capa de sedimentos y del nivel de llenado de agua

Las propiedades de los diferentes medios son las siguientes: El hormigón de la presa viene caracterizado por una densidad $\rho_p=2481.50 \text{ kg/m}^3$, coeficiente de Poisson $\nu_p = 0.2$, módulo de elasticidad transversal $G_p=11500 \text{ MPa}$, y un coeficiente de amortiguamiento interno $\xi_p=0.05$. El suelo tiene una densidad de $\rho_s=2641.65 \text{ kg/m}^3$, y el mismo módulo de elasticidad, coeficiente de Poisson y coeficiente de amortiguamiento interno que el hormigón. Para el agua se ha adoptado una velocidad de propagación de las ondas de presión de 1438 m/s y una densidad de $\rho_a=1000 \text{ kg/m}^3$. El sedimento depositado en el fondo se ha considerado como un medio bifásico poroelástico con las mismas propiedades que las adoptadas por [10] y [11] en sus estudios bidimensionales de respuesta sísmica de presas de gravedad: porosidad $\phi= 0.6$, módulo de elasticidad transversal del esqueleto sólido $G=7.7037 \text{ MPa}$, coeficiente de Poisson $\nu=0.35$, coeficiente de amortiguamiento interno del esqueleto $\xi= 0.05$, densidad del esqueleto drenado 2640 kg/m^3 , densidad del agua intersticial 1000 kg/m^3 , constante de disipación $b=3.5316 \times 10^6 \text{ Ns/m}^4$ (que corresponde a una permeabilidad de 10^{-3} m/s) y módulo de compresibilidad del sedimento completamente saturado $K_f=2.0736 \times 10^9 \text{ N/m}^2$. El módulo de compresibilidad, cuando el sedimento está parcialmente saturado, se ha calculado mediante la ecuación de [12]:

$$\frac{1}{K_f'} = \frac{1}{K_f} + \frac{1-s}{p_0}$$

Donde K_f es el módulo de compresibilidad del sedimento completamente saturado, K_f' es el módulo de compresibilidad del sedimento para un grado de saturación s y p_0 es el valor de la presión absoluta hidrostática que se ha calculado para la profundidad en el punto medio de la capa considerada. Si bien el grado de saturación considerado es en todos los casos del 99.5% la presión p_0 depende tanto del espesor de la capa de sedimentos como del nivel de agua existente sobre la misma. Para el caso en el que la capa de sedimentos tiene un espesor de $2H/5$, para afinar un poco más con las propiedades, el cálculo del módulo de compresibilidad se ha realizado considerando la presión p_0 correspondiente a dos capas de espesor $H/5$ con lo que se diferencian las propiedades de la capa inferior y superior. En la Tabla 2 figuran el módulo de compresibilidad y las constantes de Biot teniendo en cuanto lo indicado.

Una capa de sedimentos de espesor $H/5$				
Altura de agua sobre el sedimento		K_f' (N/m^2)	$Q' = (1-\phi)K_f'$ (N/m^2)	$R' = \phi K_f'$ (N/m^2)
4H/5		2.23318×10^8	8.93272×10^7	1.33991×10^8
Una capa de sedimentos de espesor $2H/5$				
Altura de agua sobre el sedimento	Capa de sedimentos	K_f' (N/m^2)	$Q' = (1-\phi)K_f'$ (N/m^2)	$R' = \phi K_f'$ (N/m^2)
3H/5	Superior	1.77951×10^8	7.11803×10^7	1.06770×10^8
	Inferior	2.23318×10^8	8.93272×10^7	1.33991×10^8

Tabla 2. Módulo de compresibilidad K_f' y constantes de Biot Q' y R' para la capa de sedimentos para un grado de saturación del 99.5%

La figura 6 muestra las discretizaciones de elementos de contorno empleadas en el estudio del sistema completo. Sólo es necesario discretizar la mitad debido a que el modelo presenta un plano de simetría. Se han utilizado elementos cuadriláteros de nueve nodos y triangulares de seis, con aproximación parabólica tanto de la geometría como de las variables en los contornos. La discretización de la superficie libre del suelo se extiende hasta una distancia del orden de 2.5 veces la altura de la presa, aumentando el tamaño de los elementos de la discretización a medida que se alejan de la zona de interés. La geometría del embalse se ha considerado cerrada para tener en cuenta el hecho de que a una distancia considerable de la presa la profundidad del agua es muy pequeña. El tamaño de los elementos de contorno está determinado por la longitud de las ondas en cada medio (salvo en la superficie libre del suelo que se han empleado elementos mayores a medida que se alejan de la zona de estudio). Las propiedades del sedimento poroelástico han forzado a utilizar elementos de menor tamaño, 10 m frente a 40 m, para los contornos de sedimento que para los de agua, presa o suelo. El uso de elementos no conformes ha facilitado en este caso la elaboración de la malla. Los tamaños de elementos empleados garantizan la convergencia de los resultados obtenidos en un rango de frecuencias adimensional comprendido entre cero y cuatro veces la frecuencia fundamental de la presa en condiciones de base rígida y embalse vacío. La razón de no emplear elementos de menor tamaño en el estudio o incluso discretizaciones con regiones de sedimentos más extensas radica en la limitación existente en cuanto a los recursos informáticos disponibles.

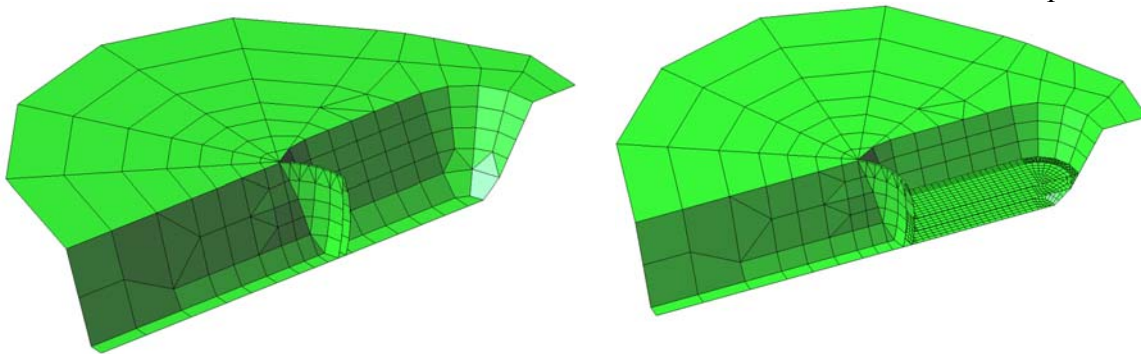


Figura 6. Discretización de elementos de contorno del sistema acoplado sin sedimentos y con una capa de sedimentos de espesor $2H/5$.

Las ecuaciones del MEC se plantean en términos de campo difractado, de modo que se satisfacen de forma automática las condiciones de radiación por lo que la discretización puede dejarse abierta a partir de cierto punto. En todos los contornos exteriores de sólido, es decir, de presa y de suelo, se imponen condiciones de superficie libre de tensiones. En los modelos que incorporan una capa de sedimentos de espesor $2H/5$ y agua, el más complejo, existen siete contornos interfases entre las distintas regiones, a saber: presa-suelo, presa-agua, presa-sedimento, suelo-sedimento, agua-sedimento, agua-suelo y sedimento-sedimento. En cada una de estas interfases se imponen condiciones de acoplamiento de forma rigurosa por medio de ecuaciones adicionales que establecen el cumplimiento de las ecuaciones de equilibrio y compatibilidad entre las variables de los nodos perteneciente a dichas interfases.

4. RESULTADOS

La respuesta de la presa se ha representado a través del espectro de respuesta máxima de aceleraciones en dirección anteroposterior (dirección x) en el punto del estribo (E1) y de la coronación de la presa (C1). Como ya se ha indicado anteriormente, el ángulo con el que inciden las ondas, siempre contenido en el plano y-z, está definido por el ángulo θ que forma el vector que define la dirección de propagación con el eje y positivo.

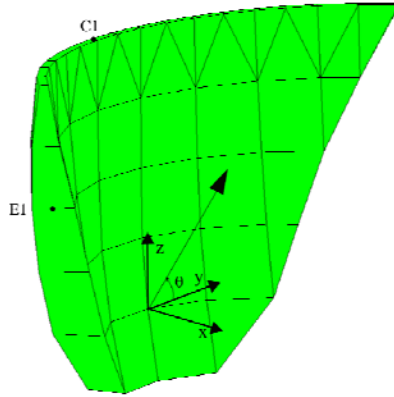


Figura 7. Punto del estribo de la presa (E1) y de la coronación (C1) de la bóveda en los que se han calculado los espectros de respuesta máxima de aceleraciones

También se ha calculado el empuje hidrodinámico normal ($\sigma' = p^a$) sobre la presa en todos los nodos situados en el plano de simetría de la bóveda. Los resultados se presentan en forma de curvas envolventes de empuje, una correspondiente a los valores positivos y otra a los valores negativos (succiones), adimensionalizadas con la presión hidrostática máxima correspondiente al fondo del embalse cuando está completamente lleno de agua ($\rho g H = 1390,37 \text{ N/m}^2$). Cada envolvente se ha calculado tomando, para los puntos analizados, el máximo empuje negativo y el máximo empuje positivo de la respuesta temporal. Cuando existen sedimentos, en los puntos de la presa en contacto con los mismos, el empuje viene dado por la expresión $\sigma' = \mathbf{t} \mathbf{n}^p - \tau$ donde \mathbf{t} y τ son respectivamente el vector tensión sobre el esqueleto sólido y la tensión equivalente en el fluido del medio poroelástico y \mathbf{n}^p es el vector normal exterior a la superficie de la presa. Esto conlleva a que en el punto de la interfase sedimento-agua aparece una duplicidad en el valor del empuje como consecuencia de la variable que se representa.

Las figuras Figura 8Figura 9Figura 10 muestran los espectros de aceleraciones máximas en dirección anteroposterior para el punto de la coronación de la presa indicado. A la vista de los tres casos que se muestran (embalse lleno de agua sin sedimentos, embalse lleno de agua con un capa de sedimentos de espesor $H/5$ y embalse lleno de agua con una capa de sedimentos de espesor $2H/5$) se observa cómo la presencia de sedimentos introduce un efecto amortiguador con independencia del ángulo de incidencia de las ondas, efecto que se incrementa con el espesor de la capa sedimentaria. También se observa cómo el ángulo con el que incide el tren

de ondas tiene un enorme peso sobre el comportamiento del sistema. En los tres casos, las incidencias más desfavorables son las que alcanzan el embalse de forma más rasante, ya sea por un lado o por su simétrico, disminuyendo la respuesta a medida que la incidencia se aproxima a la vertical; este efecto está relacionado con la presencia de ondas de superficie que aparece cuando el ángulo de incidencia de la onda SV es inferior al crítico (para el coeficiente de Poisson del suelo empleado este ángulo es de 52.21°); en todos los casos la incidencia vertical es la que presenta valores menores de la respuesta.

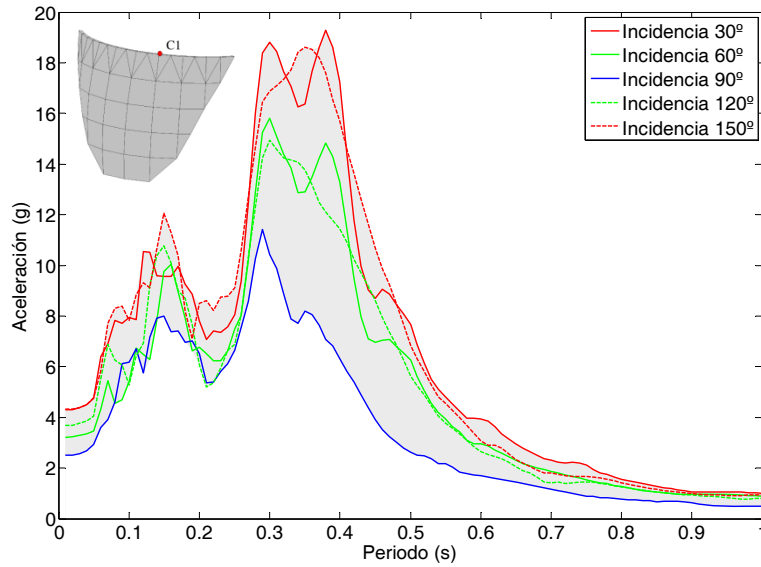


Figura 8. Espectro de aceleraciones en dirección x. Embalse lleno de agua sin sedimentos.

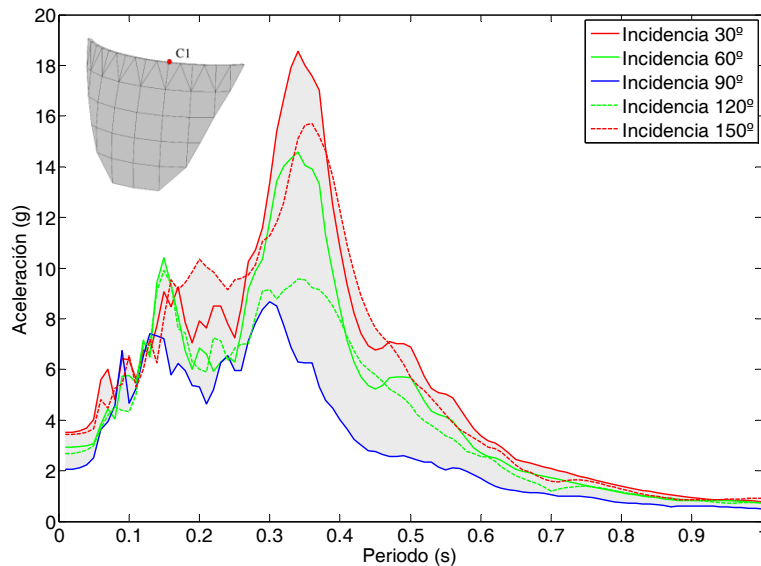


Figura 9. Espectro de aceleraciones en dirección x. Embalse lleno de agua con una capa de sedimentos de espesor $H/5$.

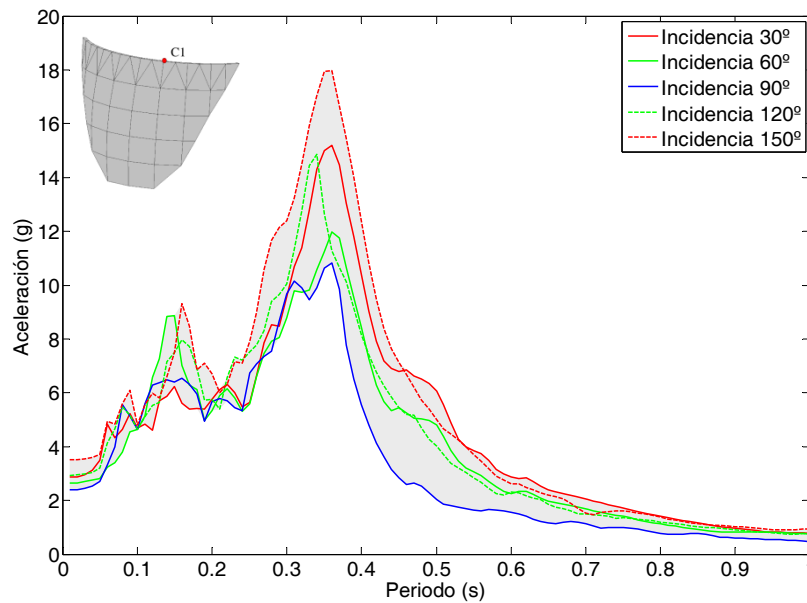


Figura 10. Espectro de aceleraciones en dirección x. Embalse lleno de agua con una capa de sedimentos de espesor $2H/5$.

Si analizamos lo que ocurre en el estribo para las tres mismas condiciones del embalse, figuras Figura 11, Figura 12 y Figura 13, se aprecia cómo la respuesta en todos los casos presenta valores del orden de 10 veces menores que en el punto de la coronación. Esto resulta obvio si tenemos en cuenta la ubicación relativa de ambos puntos. El situado en la coronación de la presa se encuentra en un punto donde la flexibilidad que introduce la bóveda amplifica todos los resultados. Al igual que ocurre en el nodo de la coronación, la respuesta presenta valores menores con la importancia de la capa de sedimentos. Para todo el rango de periodos la incidencia de 30° resulta en los tres casos las más desfavorable, seguida con algunas matizaciones en magnitud por la de 60° . En el caso en el que el embalse no contiene sedimentos las incidencias de 90° , 120° y 150° presentan espectros similares salvo para periodos comprendidos entre 0.05 y 0.15s en los que la incidencia de 150° es significativamente mayor (este fenómeno, aunque amortiguado, se mantiene con la presencia de sedimentos). Con la presencia de sedimentos y a medida que aumenta el espesor de la capa la incidencia vertical se diferencia de las de 120° y 150° aproximándose su espectro al caso en el que las ondas inciden con 60° .

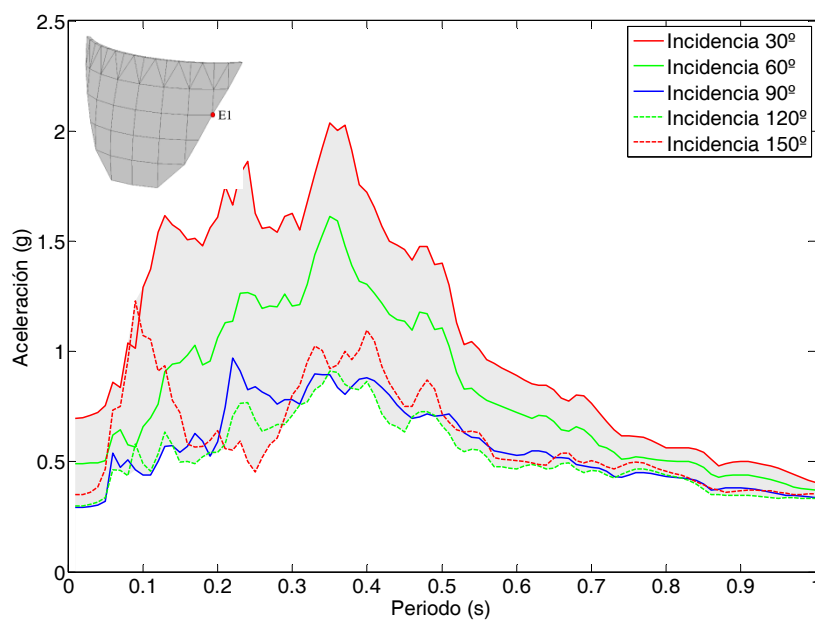


Figura 11. Espectro de aceleraciones en dirección x. Embalse lleno de agua sin sedimentos.

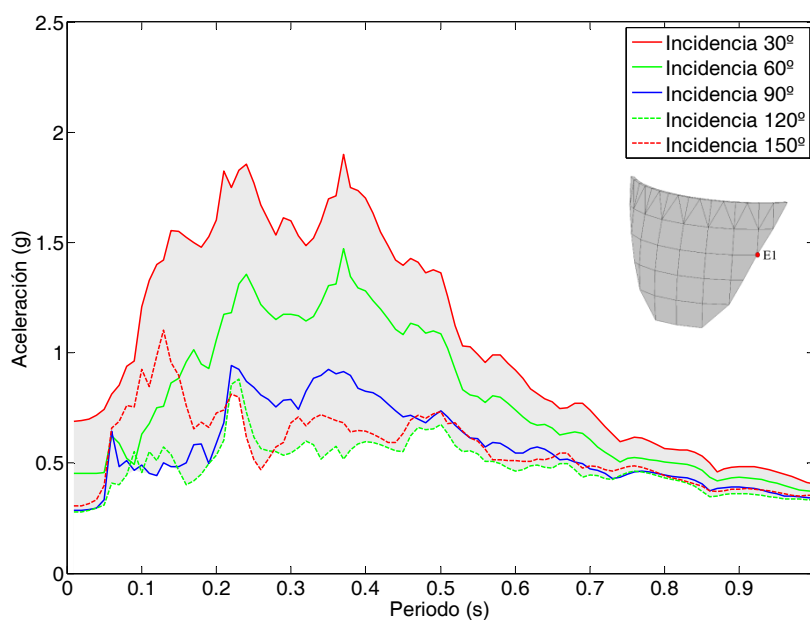


Figura 12. Espectro de aceleraciones en dirección x. Embalse lleno de agua con una capa de sedimentos de espesor $H/5$.

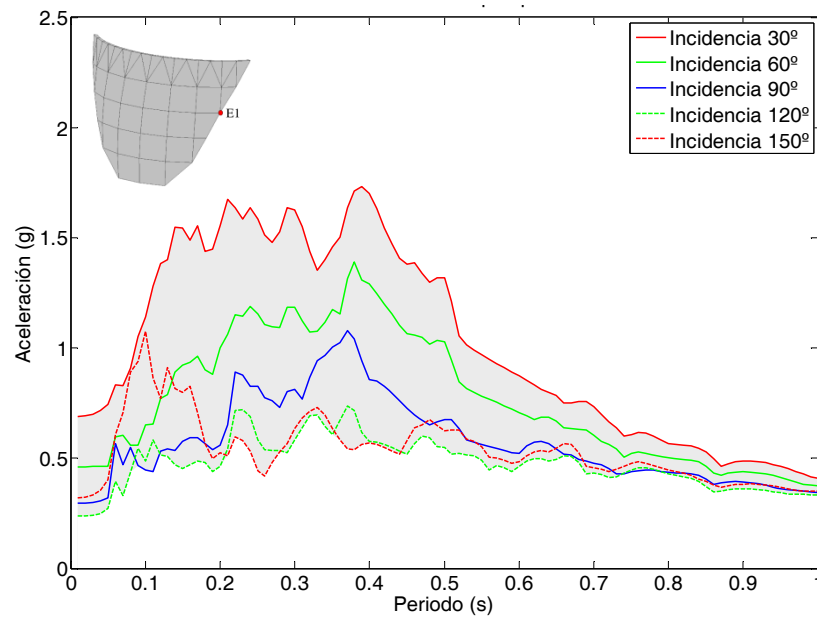


Figura 13. Espectro de aceleraciones en dirección x. Embalse lleno de agua con una capa de sedimentos de espesor $2H/5$.

Si analizamos las curvas correspondientes a las envolventes temporales de la presión hidrodinámica a lo largo del plano de simetría de la presa (figuras Figura 14, Figura 15 Figura 16), con independencia de la condiciones del embalse, al igual que ocurría con las aceleraciones, las ondas que inciden más planas provocan mayores presiones. En todos los casos la incidencia de 90° resulta la más favorable. Así mismo, es notoria la disminución de las presiones con la presencia de sedimentos y con su espesor. Este efecto se manifiesta con mayor intensidad para las incidencias de 30° y 60° lo que provoca que para el caso en el que la capa de sedimentos es de $2H/5$ las tres curvas estén muy próximas entre si. La conclusión que se extrae de este último fenómeno muestra cómo los sedimentos provocan que la respuesta se vaya haciendo insensible al ángulo de incidencia.

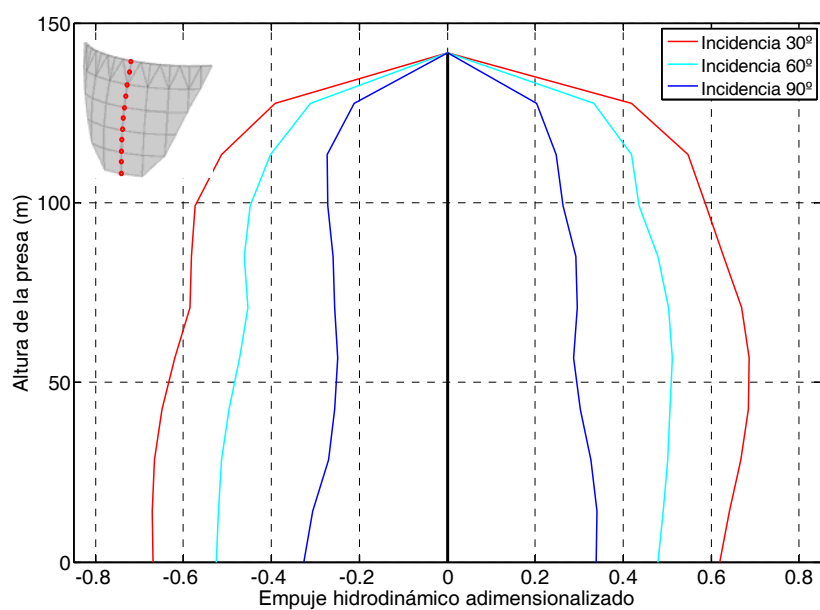


Figura 14. Embalse lleno de agua sin sedimentos

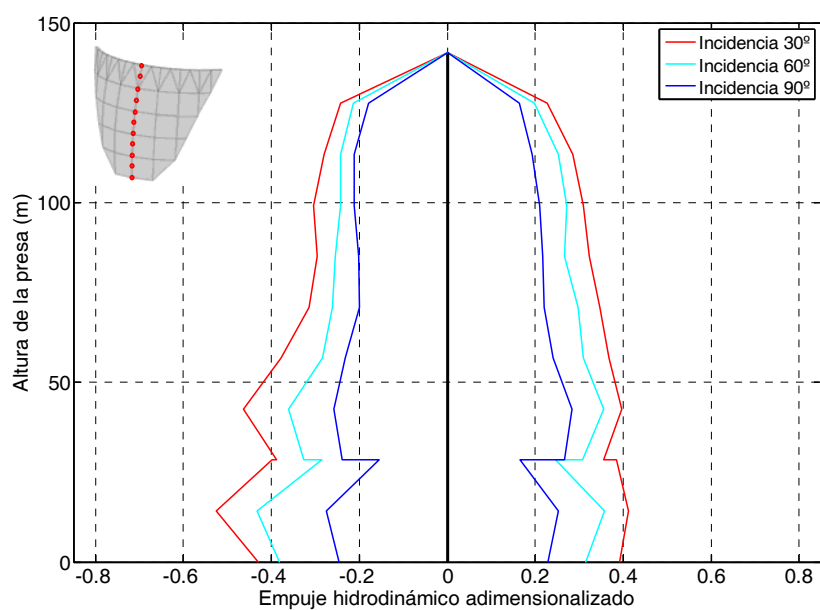


Figura 15. Embalse lleno de agua con una capa de sedimentos de espesor $H/5$

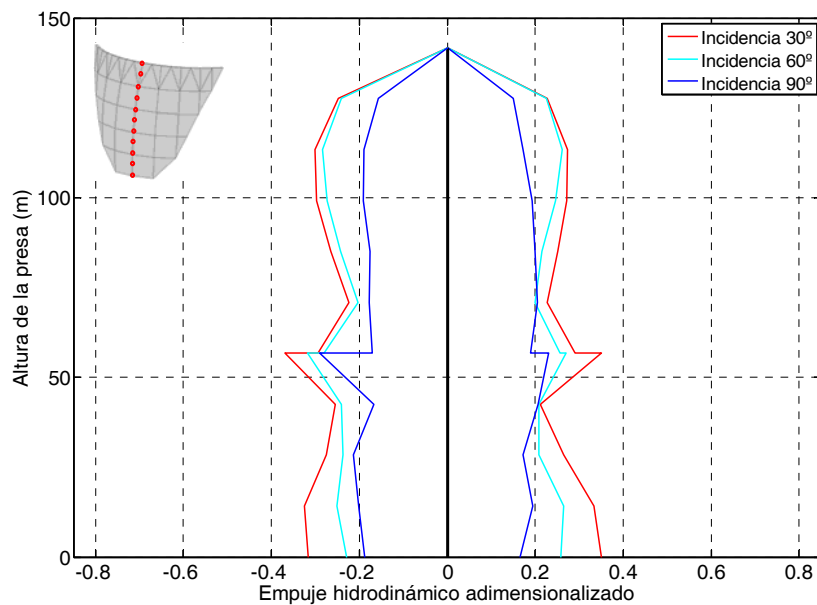


Figura 16. Embalse lleno de agua con una capa de sedimentos de espesor $2H/5$

5. CONCLUSIONES

Se ha presentado un procedimiento para la obtención sistemática de diferentes combinaciones de ondas planas P y S que correspondan con un terremoto dado definido por una terna de acelerogramas. Estas combinaciones, empleadas como excitación de sistemas acoplados suelo-estructura, permiten evaluar la sensibilidad de la respuesta estructural ante la variabilidad de los parámetros que definen la excitación sísmica, esto es, la amplitud y tipo de ondas sísmicas involucradas, y el ángulo de incidencia de dichas ondas. El procedimiento se ha aplicado a un modelo de una presa bóveda que incluye la realidad tridimensional del problema, los efectos de interacción suelo-agua-sedimento-estructura, la naturaleza espacial de la excitación y los fenómenos de amortiguamiento por radiación. El análisis se ha realizado en el dominio de la frecuencia y se ha estudiado paramétricamente la influencia de la presencia de sedimentos en la respuesta. Los resultados se han presentado en términos de espectros de respuesta máxima de aceleraciones en dos puntos de la presa y de envolventes de la evolución de la presión hidrodinámica en el plano de simetría de la presa. De los resultados mostrados se desprende que los puntos situados en la coronación de la bóveda en la inmediaciones de su plano de simetría presentan valores de aceleraciones notablemente mayores que los situados en el estribo como consecuencia de la flexibilidad de la estructura. Por otro lado, los sedimentos que pueden acumularse progresivamente en el fondo del embalse, introducen un notable efecto amortiguador con independencia del ángulo de incidencia. Se ha puesto también de manifiesto que las ondas que alcanzan el modelo de forma más rasante generan aceleraciones y presiones hidrodinámicas de mayor magnitud que aquellas que lo hacen de forma más vertical. Esto está íntimamente relacionado con la aparición de ondas de superficie como consecuencias de que la onda SV incide con ángulos por debajo del valor del ángulo crítico. Como conclusión final puede afirmarse que el

comportamiento dinámico depende fuertemente de las características de la excitación. Al mismo tiempo se comprueba que el caso de incidencia vertical de las ondas sísmicas no es, en el caso general, el que provoca la mayor sollicitación sobre la estructura, por lo que no debe suponerse que corresponde a la situación más desfavorable. Así mismo, la presencia de sedimentos en la respuesta sísmica de presas bóveda es muy importante y debe ser tenida en cuenta en cualquier análisis dinámico.

6. AGRADECIMIENTOS

Este trabajo está vinculado al proyecto de investigación BIA2010-21399-C02-01, financiado por la Subdirección General de Proyectos de Investigación (MICINN) y FEDER, así como al proyecto ProID20100224 financiado por la Agencia Canaria de Investigación, Innovación y Sociedad de la Información (ACIISI) del Gobierno de Canarias y FEDER.

REFERENCIAS

- [1] O. Maeso y J. Domínguez, "Earthquake analysis of arch dams I: Dam-foundation interaction". *J. Engrg. Mech., ASCE*, **119(3)**, 496-512 (1993).
- [2] J. Domínguez y O. Maeso, "Earthquake analysis of arch dams II: Dam-water-foundation interaction". *J. Engrg. Mech., ASCE*, **119(3)**, 513-530 (1993).
- [3] O. Maeso, J. Aznárez y J. Domínguez. "Effects of the space distribution of the excitation on the seismic response of arch dams". *J. Engrg. Mech., ASCE*; **128(7)**, 759-768 (2002).
- [4] O. Maeso, J.J. Aznárez y J. Domínguez, "Three-dimensional models of reservoir sediment and effects on seismic response of arch dams", *Earthquake Engng Struct. Dyn.*; **33**: 1103-1123 (2004).
- [5] J.J. Aznárez, O. Maeso y J. Domínguez, "BE analysis of bottom sediments in dynamic fluid-structure interaction problems", *Engineering Analysis with Boundary Elements*; **30**: 124-136 (2006).
- [6] Vanmarcke, E. H., Corneli, C. A., Gasparini, D. A., & Hou, S. N. SIMQKE. Simulation of Earthquake Ground Motions. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts, USA. (1976)
- [7] CEN. European Committee for Standardization. *EN 1998-1:2004:E. Design of structures for Earthquake Resistance* (Vols. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings). (2004).
- [8] Hall, J. F., & Chopra, A. K. Dynamic Analysis of Arch Dams Including Hydronynamic Effects. *Journal of Engineering Mechanics. ASCE*, **109(1)**, 149-153. (1993).
- [9] Biot, M. A. Theory of Propagation of Elastic Waves in a Fluid-Saturated Porous Solid. I: Low Frequency Range. *Journal of the Acoustical Society of America*, **28(2)**, 168-178. (1956b).
- [10] Bougacha, S., & Tassoulas, J. L. Seismic Response of Gravity Dams II: Effects of Sediments. *J. Eng. Mech.*, **117(8)**, 1839-1850. (1991).
- [11] Domínguez, J., Gallego, R., & Japón, B. R. Effects of Porous Sediments on Seismic

- Response of Concrete Gravity Dams. *Journal of Engineering Mechanics*. ASCE, **123(4)**, 302-311. (1997).
- [12] Verruijt, A. Elastic Storage of Aquifers. En R. J. Weist (Ed.), *Flow through porous media*. Academic Press New York. 331-376. (1969).