

## VALIDACIÓN DE MODELO NUMÉRICO DEL EDIFICIO DEL REACTOR DE LA CENTRAL NUCLEAR DE EMBALSE MEDIANTE REGISTROS SÍSMICOS

Federico Pinto<sup>a)</sup>, Marcelo A. Ceballos<sup>a)</sup>, Carlos A. Prato<sup>a)</sup>, y Ricardo J. Rocca<sup>b)</sup>

*<sup>a)</sup>Departamento de Estructuras, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, Vélez Sarsfield 1611, X5016GCA, Córdoba, Argentina, <http://www.efn.unc.edu.ar/departamentos/estruct>*

*<sup>b)</sup>Departamento de Construcciones Civiles, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Universidad Nacional de Córdoba, Vélez Sarsfield 1611, X5016GCA, Córdoba, Argentina, <http://www.efn.unc.edu.ar/departamentos/consciv>*

**Palabras clave:** Central Nuclear de Embalse, análisis sísmico, interacción suelo-estructura, amplificación dinámica, SASW, SASSI.

**Resumen:** La Central Nuclear de Embalse (CNE), ubicada en la provincia de Córdoba, está siendo reevaluada a fines de cumplimentar los requisitos necesarios para obtener una extensión de la licencia operativa, la cual caduca en 2010. Evidencias recientes relativas a la sismicidad regional han motivado la realización de una revisión del comportamiento sísmico del edificio a fines de verificar la adecuación del diseño original ante las demandas impuestas por el evento sísmico de diseño. A estos fines, se desarrolla un modelo dinámico de elementos finitos mediante el cual se obtiene una representación sintética de la estructura capaz de modelar el comportamiento dinámico hasta frecuencias de 24 Hz. Este modelo sintético es introducido en el programa SASSI, el cual representa mediante elementos semianalíticos la rigidez y radiación de ondas en los suelos de fundación. El modelo ha sido validado mediante la comparación de las predicciones del mismo con acelerogramas registrados en el edificio del reactor durante un evento sísmico de baja intensidad (aceleración pico <1.5% g) ocurrido en 2003. Este trabajo describe el procedimiento seguido a fines de desarrollar el modelo sintético y los resultados de la comparación con las mediciones del sismo de 2003, a partir de la cual se concluye que el modelo desarrollado representa razonablemente el comportamiento del sistema suelo-estructura en el rango de frecuencias de interés.

### 1 INTRODUCCION

La Central Nuclear de Embalse (CNE), ubicada en la ciudad de Río Tercero, Córdoba, es una instalación termonuclear destinada a la generación de energía con una capacidad bruta de 648 MWe. El generador es el cuarto reactor CANDU (Canadian Uranium Deuterium) puesto en funcionamiento comercial y su comportamiento ha sido muy satisfactorio, con un factor de carga promedio de 84% hasta la fecha.

La planta fue diseñada a fines de la década del 1970 por Atomic Energy of Canada, Ltd. (AECL, Canadá) y un consorcio de empresas de ingeniería locales liderada por Techint,

mientras que la contratista general fue Italmplanti (Italia). Durante el proceso de obtención de licencia, el Instituto Nacional de Prevención Sísmica (INPRES) incrementó el nivel de diseño sísmico de una aceleración pico de  $PGA = 0.14$  a  $0.35$  g. De esta manera, el comportamiento sísmico del diseño fue reevaluado por la Universidad Nacional de Córdoba a comienzos de la década del 1980. Como consecuencia de los requerimientos incorporados en los criterios de diseño, hipótesis del diseño original, y una reevaluación del ambiente sísmico de diseño realizada por el consultor externo D'Appolonia, la cual resultó en una reducción de las demandas de  $PGA = 0.35$  a  $0.26$  g, el diseño original fue considerado adecuado y no fue necesario incorporar refuerzos estructurales.

La Central está actualmente siendo reevaluada a fines de evaluar la posibilidad de obtener una renovación de la licencia de operación, la cual caduca en 2010. Como parte del proceso de revisión, el dueño actual de la planta (Nucleoeléctrica Argentina, S.A.), ha contratado a la Universidad Nacional de Córdoba para realizar análisis sísmicos actualizados utilizando herramientas del estado de la práctica actual a fines de estudiar la respuesta del edificio del reactor al sismo originalmente sugerido por el INPRES, con aceleración pico,  $PGA = 0.35$  g. Este trabajo describe los detalles del modelo numérico empleado y la validación del mismo mediante una comparación de la respuesta medida de la estructura a un sismo menor registrado en la misma en el año 2003. La respuesta de la estructura al sismo de diseño es descripta y discutida en otro trabajo presentado por [Ceballos y colaboradores, 2007](#).

## 2 MODELO NUMERICO DEL EDIFICIO DEL REACTOR

### 2.1 Superestructura

El edificio del reactor consiste en una cáscara cilíndrica y domo superior de hormigón pretensado (estructura externa), y un edificio interno conformado por losas y tabiques de hormigón armado (estructura interna), conectados a una platea de fundación de 1.7-m de espesor. El espesor de la cáscara externa es de 1.10-m, mientras que el cilindro es de 43.70-m de diámetro exterior. Las masas de las estructuras interna y externa son aproximadamente iguales a 38000 y 26000 toneladas, respectivamente.

La Figura 1 muestra un esquema de la estructura interna, donde la complejidad de su configuración puede ser apreciada. Uno de los principales objetivos del presente análisis es utilizar herramientas numéricas correspondientes al estado de la práctica actual que permitan reducir incertidumbres (y consecuentemente, el conservadurismo) existentes en los análisis realizados en 1980. Debido a limitaciones computacionales de ese entonces, los análisis no representaban rigurosamente los fenómenos de interacción dinámica suelo-estructura y el amortiguamiento por radiación de ondas.

El modelo descrito en este trabajo es desarrollado mediante el programa de computación SUPER SASSI PC ([Stevenson & Associates, Inc., 1988](#)), el cual representa estos fenómenos en forma rigurosa, pero no posee una interfaz de entrada de datos que permita modelar estructuras complejas con relativa facilidad. De esta manera, la estructura externa fue modelada mediante un modelo tipo "stick" (es decir, una barra equivalente en voladizo), mientras que la complejidad de la estructura interna es tal que modelos simplificados de este tipo no pueden ser definidos directamente. Por lo tanto, la estructura interna fue representada mediante una matriz de rigidez generalizada definida en términos de grados de libertad correspondientes a modos de vibración de base fija, considerando solamente los modos que caen en el rango de frecuencias de interés, y los grados de libertad correspondientes a la base. Esta técnica, referida en este trabajo como 'condensación dinámica' (por ejemplo, [Maia y Silva, 1997](#)), solamente puede ser utilizada en problemas en los que la base puede ser

considerada como rígida. Esta hipótesis fue convalidada para el caso en cuestión mediante estudios paramétricos.

La Figura 2 muestra el modelo de elementos finitos de la estructura interna desarrollado mediante el programa SAP2000 (Computers & Structures Inc., 2005). El modelo está formado por elementos de viga de Timoshenko y elementos de placa tipo Mindlin-Reissner, con un total de 1056 nodos y 6336 grados de libertad. El criterio seguido a fines de seleccionar el número de modos de vibración a considerar consiste en que la frecuencia natural del último modo debe ser el doble de la máxima frecuencia de interés. Para los análisis descriptos en este trabajo, el rango de frecuencias de interés fue establecido en  $f = 0 - 12$  Hz., de manera que el último modo a ser considerado tiene una frecuencia natural del orden de 24 Hz, que para el caso en cuestión corresponde al modo número 60. Por lo tanto, a fines de desarrollar la condensación dinámica, es necesario determinar los primeros 60 modos naturales de base fija.

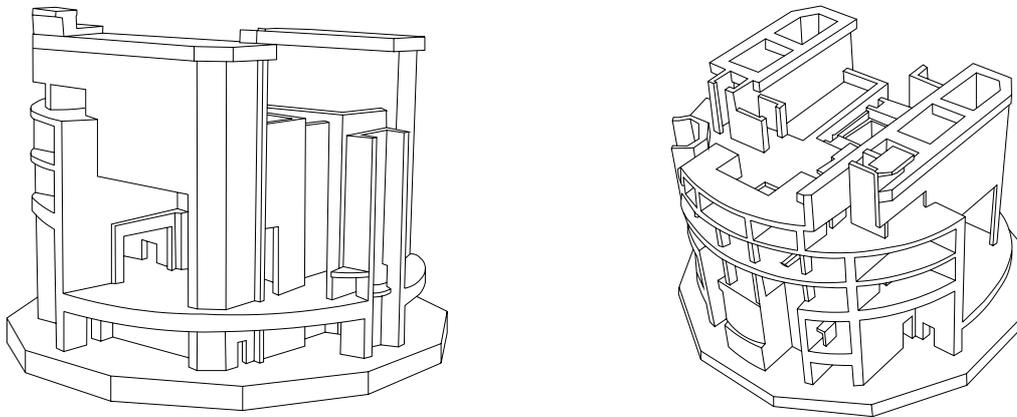


Figura 1. Edificio del reactor

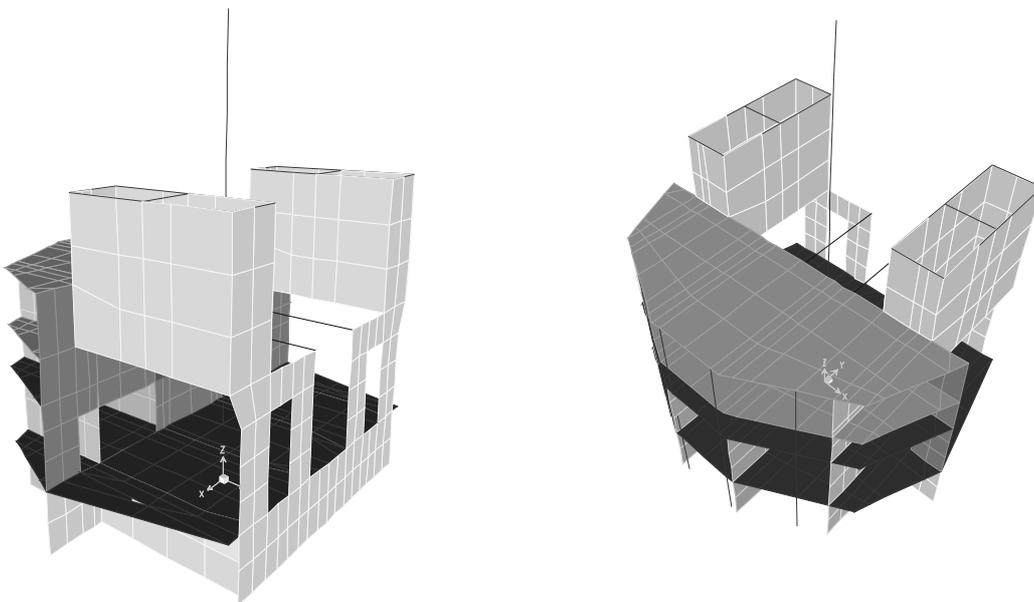


Figura 2. Modelo del edificio en SAP2000

Una vez que los modos de base fija,  $\Phi_k$ , son obtenidos, se realiza la siguiente transformación a fines de obtener los desplazamientos en los grados de libertad de la

superestructura,  $\mathbf{u}_i$ , como función de los desplazamientos de cuerpo rígido en la base,  $\mathbf{u}_c$ , y las coordenadas generalizadas modales de base fija,  $\mathbf{p}_k$ , donde  $k$  es el número de modos considerados en el análisis:

$$\begin{bmatrix} \mathbf{u}_i \\ \mathbf{u}_c \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \Phi_{ik} & \Phi_{ic} \\ \mathbf{0} & \mathbf{I} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{p}_k \\ \mathbf{u}_c \end{bmatrix} = \mathbf{T}_k \cdot \begin{bmatrix} \mathbf{p}_k \\ \mathbf{u}_c \end{bmatrix} \quad (1)$$

Donde  $\Phi_{ik}$  son las  $k$  componentes modales correspondientes a los grados de libertad de la superestructura y  $\Phi_{ic}$  son las correspondientes a los grados de libertad de la base. Las matrices de masa y rigidez, expresadas en el nuevo sistema de coordenadas generalizadas, están dadas por:

$$\mathbf{K}^* = \mathbf{T}_k^T \cdot \mathbf{K} \cdot \mathbf{T}_k = \begin{bmatrix} \ddots & & & \\ & \omega_k^2 & & \\ & & \ddots & \\ & \mathbf{0} & & \mathbf{0} \end{bmatrix} \quad (2)$$

$$\mathbf{M}^* = \mathbf{T}_k^T \cdot \mathbf{M} \cdot \mathbf{T}_k = \begin{bmatrix} \mathbf{I} & \mathbf{M}_{kc}^* \\ \mathbf{M}_{ck}^* & \mathbf{M}_{cc}^* \end{bmatrix} \quad (3)$$

Cabe destacar en la ecuación (1) que las coordenadas generalizadas en la base corresponden a los desplazamientos de la misma. Por lo tanto, las matrices de rigidez y masa dadas por (2) y (3) pueden ser acopladas directamente con el modelo de fundación desarrollado mediante el programa SASSI en el nudo correspondiente a la base.

## 2.2 Fundación

A fines de determinar el perfil de rigidez dinámica de los suelos de fundación en el emplazamiento de la central, se realizó un programa de ensayos de campo. El perfil de velocidades de onda de corte,  $V_s$ , de los suelos fue determinado mediante la técnica del Análisis Espectral de las Ondas Superficiales (conocido por su acrónimo en inglés, SASW [Stokoe y colaboradores, 1994](#)). Este ensayo consiste en monitorear en dos puntos el paso de un tren de ondas mecánicas generado en la superficie del suelo mediante un impacto realizado en un punto colineal con los puntos de monitoreo ([Stokoe y colaboradores, 1994](#)). Mediante la realización de análisis de los registros de aceleración obtenidos en el dominio de las frecuencias, se determina una “curva de dispersión” experimental. Esta curva muestra la variación de la velocidad de fase en función de la longitud de onda para el rango de frecuencias donde las mediciones no son afectadas sensiblemente por las vibraciones ambientales y ruidos propios del equipo de medición. Mediante un modelo teórico de propagación de ondas, se calibre un perfil de velocidades de corte tentativo de manera que la curva de dispersión de éste coincida razonablemente con la obtenida en forma experimental. Una vez que el ajuste es satisfactorio, se considera que el perfil determinado representa las condiciones del sitio.

Se realizaron tres ensayos SASW en diferentes ubicaciones en las cercanías del edificio del reactor y otros dos en otras ubicaciones más alejadas dentro del predio (Figura 3). La velocidad de ondas de corte de la roca fue considerada igual a  $V_S = 1,500$  m/s, y la curva de dispersión fue ajustada mediante iteración de las velocidades de los estratos de suelo. La Figura 4 muestra un ajuste típico de los resultados experimentales y teóricos, mientras que los resultados para las tres ubicaciones en las cercanías del reactor están dados en la Tabla 1.

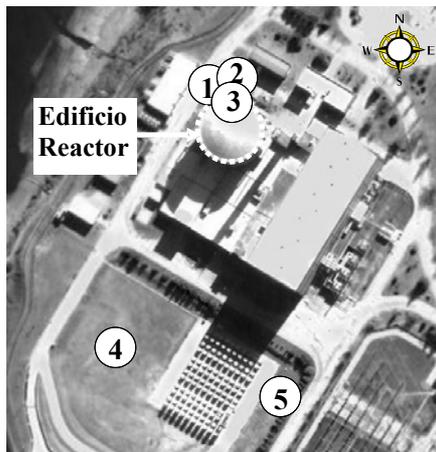


Figura 3. Ubicación de los ensayos SASW realizados

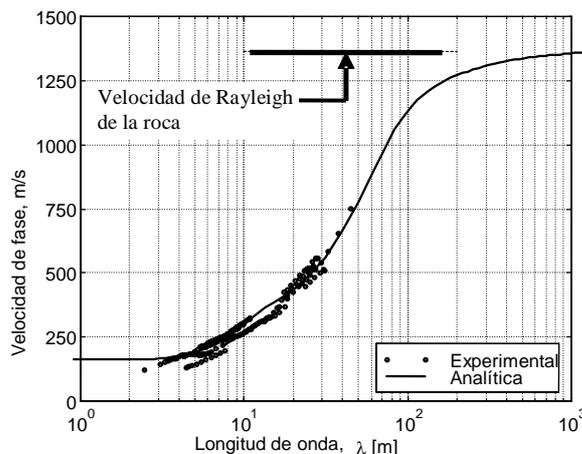


Figura 4. Ajuste típico de la curva de dispersión

Los resultados de la Tabla 1 sugieren la existencia de variabilidad espacial en el sitio (los ensayos fueron realizados en ubicaciones separadas a distancias de alrededor de 20 m), particularmente a profundidades menores a 7.5 m. Se considera que estos suelos superficiales pueden haber sufrido considerable alteración durante la construcción de la platea de fundación, la cual está fundada a una profundidad de 8 m desde el terreno natural. A fines de considerar la probable alteración de los suelos superficiales en contacto con el edificio del reactor, se definió un perfil promedio considerando una reducción del 30% en la velocidad de ondas de corte de los estratos superficiales. La Figura 5 muestra una comparación entre el perfil de velocidades de corte considerado en el presente análisis y las estimaciones previas realizadas en el proyecto original. Puede verse que, mientras que el perfil definido provee una variación más detallada de en profundidad, las tendencias generales son muy similares.

Dado que el modelo descrito en este trabajo es validado mediante la respuesta estructural a un sismo menor registrada en 2003, se consideraron propiedades de rigidez de suelo correspondientes al rango de bajas deformaciones ( $V_s$ ), sin realizarse ajustes por comportamiento no lineal. Esta hipótesis fue verificada mediante corridas en el programa SHAKE91 (Idriss y Sun, 1992), las cuales indicaron que el evento de 2003 ( $PGA \approx 1.4\%$  g en la superficie del depósito) probablemente produjo muy bajas deformaciones.

La Figura 6 muestra un esquema del modelo desarrollado mediante el programa SASSI, el cual considera las propiedades de suelo indicadas en la Tabla 1. Las condiciones de campo libre (es decir, sin excavación ni estructura) es modelado mediante una colección de estratos horizontales, los cuales son de extensión infinita en el sentido horizontal, sobre un semiespacio representado mediante la técnica de la profundidad variable (Stevenson & Associates, Inc., 1988). El volumen excavado es representado mediante elementos finitos de 6 y 8 nodos, cuya matriz de rigidez es “descontada” de la obtenida para las condiciones de campo libre. El tamaño máximo de la malla está dado por la máxima frecuencia a ser representada con precisión, considerando que el tamaño máximo de los elementos debe ser menor a 1/6 de la longitud de la onda de corte. Dado que la malla es extruída en la dirección vertical, el estrato con menor velocidad (en este caso, el superior) controla el tamaño de la malla. Sin embargo, estudios paramétricos indicaron que, para este caso, el estrato superior no afecta significativamente a la respuesta global del sistema suelo estructura. Por lo tanto, a

finés de evitar una malla innecesariamente refinada, el tamaño máximo de malla fue definido en base al segundo estrato. El tamaño máximo resulta entonces:

$$\Delta h_{\max} = \frac{1}{6} \frac{V_s}{f_{\max}} = \frac{1}{6} \frac{350 \text{ m/s}}{12 \text{ Hz}} = 4.86 \text{ m} \quad (4)$$

El modelo considera que la región excavada puede ser considerada como un volumen rígido. Esta hipótesis es justificada por el hecho de que en esta región la estructura cuenta con diversos muros de corte confinados por la platea de fundación y la losa del primer nivel. La superestructura es conectada con la fundación en un nodo de interacción definido en el centro de la platea de fundación (Figura 6).

Prof. [m]	Velocidades de corte, $V_s$ [m/s]				
	(1)	(2)	(3)	Prom.	Modelo
0 – 2.5	257	206	172	212	180
2.5 – 5	500	450	550	500	350
5 – 7.5	750	461	750	654	460
7.5 – 10	900	823	900	874	865
10 – 2.5	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
12.5 – 15	1,100	1,100	1,100	1,100	1,100
15 – 17.5	1,200	1,200	1,200	1,200	1,200
> 17.5	1,500	1,500	1,500	1,500	1,500

Tabla 1. Perfil de velocidades de corte

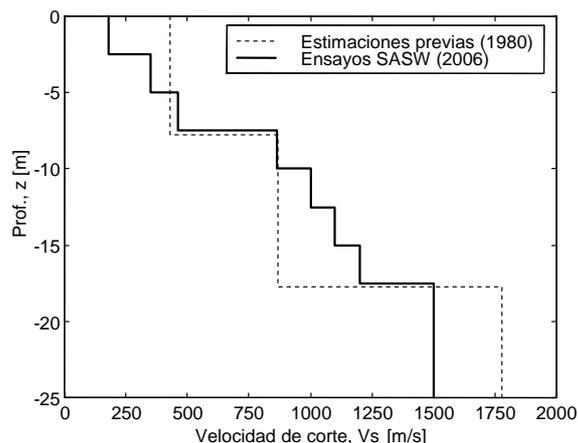


Figura 5. Perfil de velocidades de corte

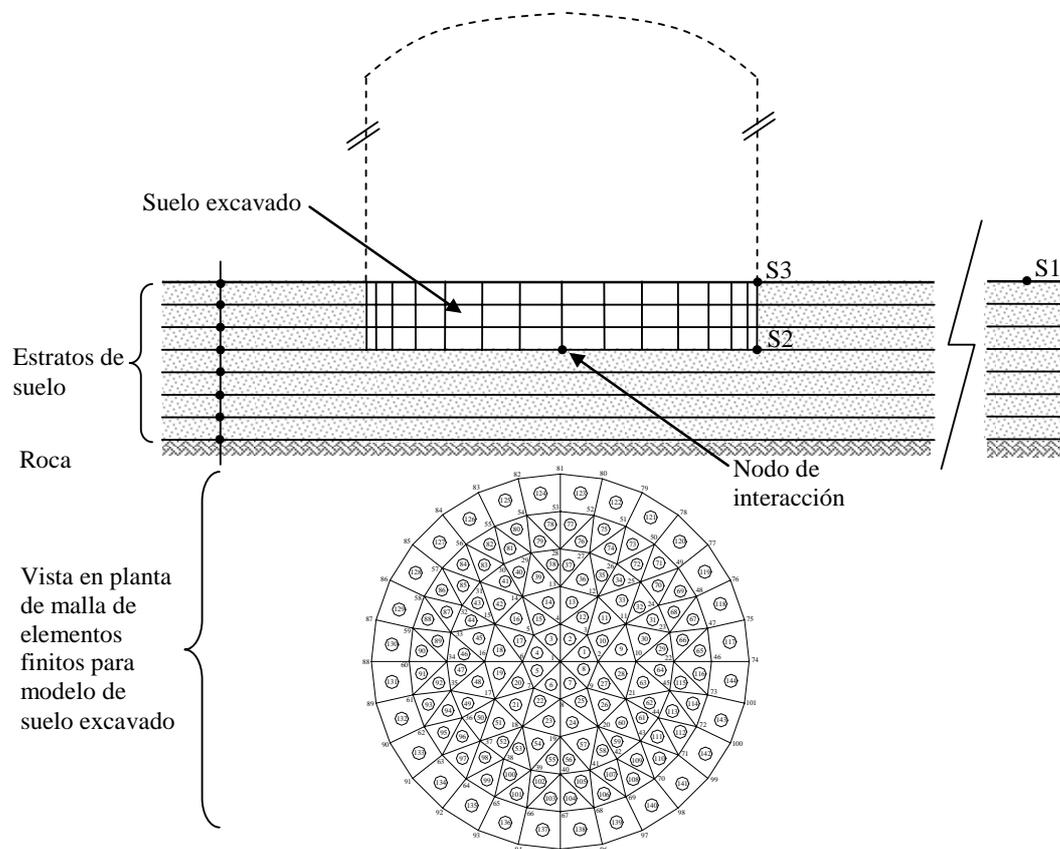


Figura 6. Modelo del edificio del reactor mediante el programa SASSI (no a escala)

### 3 VALIDACIÓN DEL MODELO

Durante el mes de Diciembre de 2003 ocurrió un sismo de pequeña intensidad ( $PGA < 1.5\%$ ) en las inmediaciones de la central, el cual activó el sistema de monitoreo sísmico que había sido instalado en la misma. Los movimientos ocasionados por el sismo fueron registrados en términos de historias de aceleración en dos ubicaciones sobre el edificio del reactor (S2 y S3) y en la superficie del suelo a una distancia aproximada de 150-m del edificio (S1). La Figura 6 muestra la ubicación aproximada de las ubicaciones S1-S3 en el modelo desarrollado mediante el programa SASSI.

El INPRES asignó al evento una magnitud de momento,  $M_w = 5.0$ , mientras que el USGS estimó la magnitud de onda de cuerpo compresiva,  $m_b = 4.1$ . La ubicación del epicentro fue estimada entre 6 and 12 km (USGS y ISC, respectivamente), mientras que el hipocentro del evento fue ubicado a una profundidad de 47 km por el ISC. La Tabla 2 muestra los valores de aceleración pico registrados en las ubicaciones S1-S3, donde la orientación de la dirección X es  $120^\circ$  Sur y Z es vertical.

A fines de validar el modelo numérico del edificio del reactor, el movimiento sísmico a nivel de roca fue determinado mediante el registro de campo libre obtenido en la ubicación S1. El ensayo SASW realizado en esta ubicación (ubicación 5 en Figura 3), indicó que el perfil de suelo posee características similares al resto del sitio. Por lo tanto, se realizó un estudio de amplificación a fines de filtrar los efectos de sitio en el registro de aceleraciones S1 y así determinar la historia de aceleraciones en la roca. El estudio de amplificación fue realizado mediante el programa SHAKE91.

Tabla 2. Aceleraciones pico registradas durante el evento de 2003

Dirección	S1	S2	S3
X	1.46%	0.70%	1.06%
Y	1.27%	0.56%	1.22%
Z	2.33%	0.73%	2.27%

Los movimientos en la roca fueron utilizados como movimientos de punto de control en el nivel de roca base en el modelo de SASSI y la respuesta fue calculada en los grados de libertad generalizados considerando un amortiguamiento estructural histerético del 2 %. El amortiguamiento estructural considerado refleja las bajas deformaciones impuestas por el suelo. El ambiente sísmico asumido consiste en ondas de corte polarizadas en planos horizontales (SH) con propagación vertical para las componentes de movimiento horizontal, y ondas compresivas (P) con propagación vertical para el caso de las componentes verticales en el punto de control. Una vez que el modelo es corrido, se obtiene la respuesta en los grados de libertad generalizados. La respuesta en los grados de libertad dinámicos de la superestructura puede ser obtenida mediante la transformación de coordenadas dada en la Ec. (1). Un procedimiento alternativo, e igualmente riguroso para el caso en consideración, es utilizar la respuesta obtenida mediante el modelo SASSI en el nodo de interacción (Figura 6) y correr el modelo SAP2000 para un movimiento de base prescrito igual al movimiento en el nodo de interacción.. La respuesta calculada en las ubicaciones S2 y S3 es comparada con los registros experimentales en términos de función de transferencia y de espectro de respuesta elástico, como se describe a continuación.

### 3.1 Funciones de transferencia

Las funciones de transferencia son definidas en el dominio de las frecuencias como el cociente entre la respuesta y la entrada en condiciones estacionarias para cada frecuencia en consideración. Las funciones de transferencia analíticas son evaluadas directamente mediante el modelo SASSI. A fines de determinar la función de transferencia experimental, la respuesta es definida como la transformada rápida de Fourier (FFT) de los registros de aceleración transitorios en las ubicaciones S2 y S3, mientras que la entrada es definida como la FFT de los movimientos de roca base calculados mediante el programa SHAKE91. Por ejemplo, la función de transferencia para la ubicación S2 en la dirección x es evaluada como  $H_{2x} = S_{2x}(\omega)/S_{1x}(\omega)$ . Dado que esta definición considera que la única entrada para la respuesta  $S_{2x}$  es  $S_{1x}$ , esta asume que no existe acoplamiento entre las direcciones x, y, y z. Se considera que esta hipótesis una simplificación razonable.

Una limitación frecuentemente encontrada en la evaluación de funciones de transferencia experimentales utilizando registros de respuesta transitoria, es que la entrada puede presentar bajas relaciones señal-ruido en ciertos rangos de frecuencia, en los cuales las estimaciones son consecuentemente muy inexactas. Esta limitación puede ser evitada mediante la evaluación de la función de coherencia si se cuenta con varios registros de respuesta independientes. Sin embargo, en este caso sólo se cuenta con la respuesta estructural a un único sismo. De todas maneras, las funciones de transferencias calculadas en base a este único sismo son consideradas como una estimación, y es de esperar que las mismas presenten valores inexactos en ciertos rangos de frecuencia. La Figura 7 y Figura 8 muestran la comparación entre las funciones de transferencia experimentales y las obtenidas analíticamente mediante el modelo numérico en las ubicaciones S2 y S3, respectivamente.

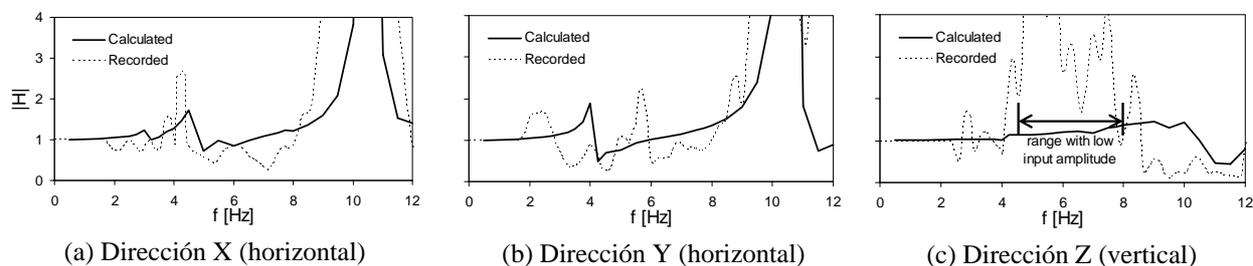


Figura 7. Funciones de transferencia n ubicación S2

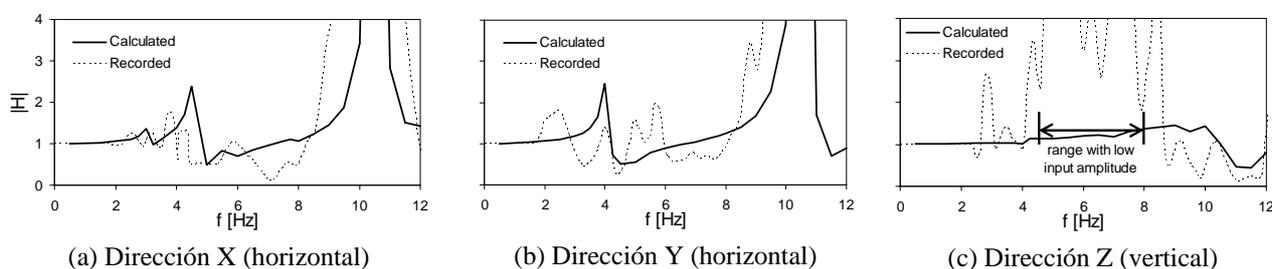


Figura 8. Funciones de transferencia n ubicación S3

Puede verse que el ajuste es razonable para el caso de las componentes horizontales en las direcciones X e Y, siendo la dirección X la que presenta mejor ajuste, mientras que el ajuste es menor en la dirección vertical. Cabe destacar, sin embargo, que fuera del rango de frecuencias donde la entrada (desplazamientos verticales en S1) presenta amplitudes menores ( $f = 4.5$  a  $8.0$  Hz), el ajuste es también razonable en esta dirección. Las restantes diferencias

entre los valores experimentales y analíticos pueden ser atribuidas en parte al campo de ondas sísmicas considerado en el modelo, el cual consiste solamente en ondas compresivas (P) para los movimientos en la dirección vertical.

### 3.2 Espectros de respuesta

La Figura 9 y Figura 10 muestran los espectros de piso elásticos en la estructura considerando una relación de amortiguamiento del 5%, obtenidos mediante el modelo numérico y los registros experimentales. El amortiguamiento del 5% fue elegido arbitrariamente a fines de realizar la comparación y no refleja el amortiguamiento estructural, el cual fue considerado igual a 2% debido a las bajas deformaciones impuestas por el sismo.

Cabe destacar que la falta de amplitud de los registros en ciertos rangos de frecuencia no afecta la validación del modelo mediante la comparación de los espectros de respuesta, dado que tanto los cálculos como las mediciones responden a la misma entrada (es decir, sismo en la roca), mientras que las funciones de transferencia son en teoría independientes del contenido de frecuencia de la entrada. Puede verse que el modelo captura adecuadamente tanto la magnitud como el contenido de frecuencias de la respuesta, siendo las predicciones del modelo ligeramente conservadoras con respecto a los valores reales registrados.

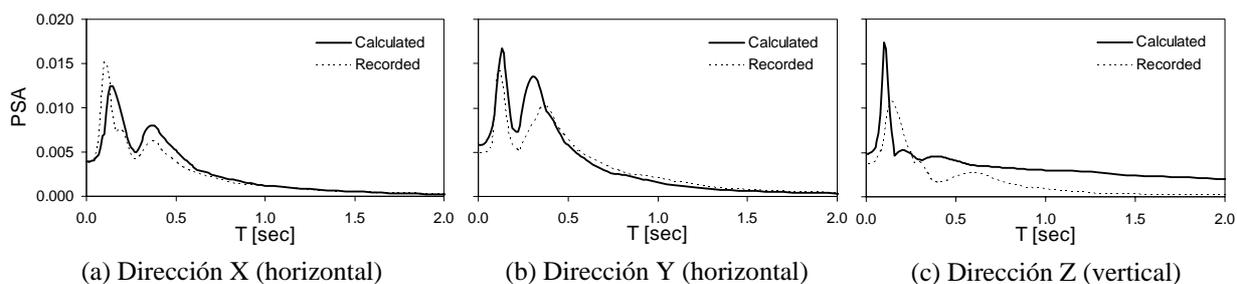


Figura 9. Espectros de respuesta en la ubicación S2

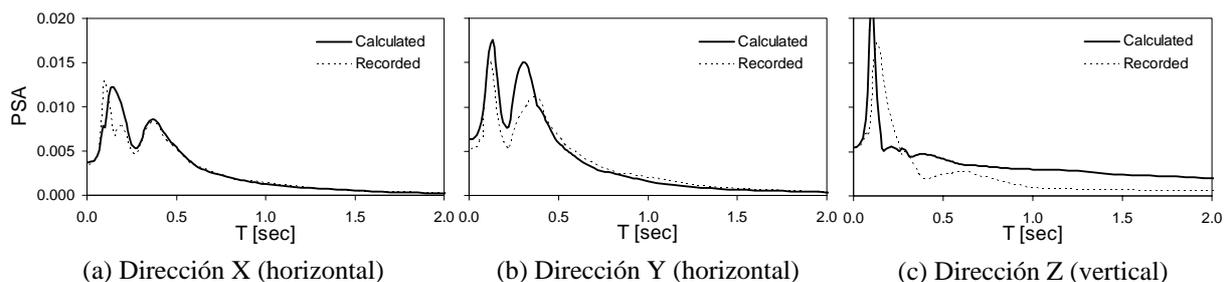


Figura 10. Espectros de respuesta en la ubicación S3

## 4 CONCLUSIONES

Se ha desarrollado un modelo numérico capaz de representar la respuesta sísmica del edificio del reactor de la Central Nuclear de Embalse, incluyendo fenómenos de interacción dinámica suelo-estructura. El modelo numérico ha sido desarrollado mediante el programa SASSI e incluye matrices de rigidez en coordenadas generalizadas generadas mediante el programa SAP2000, las cuales permiten representar en forma condensada el comportamiento dinámico hasta frecuencias de 24 Hz. La configuración estructural y propiedades mecánicas de la estructura fueron obtenidas de planos e informes correspondientes a la etapa de diseño

de las estructuras, mientras que las propiedades del suelo fueron recientemente determinadas en forma experimental mediante el ensayo SASW.

Un evento sísmico de baja intensidad que ocurrió en el año 2003 activó el sistema de monitoreo sísmico de la planta, y el modelo numérico fue validado mediante la comparación de la respuesta calculada y medida del edificio durante este evento. La comparación muestra que el modelo representa adecuadamente el comportamiento del sistema suelo-estructura en el rango de frecuencias de interés para las tareas contempladas en este trabajo ( $f = 0$  a 12 Hz).

De esta manera, se cuenta con un modelo numérico del sistema suelo-estructura del edificio del reactor, el cual permite estudiar la respuesta del mismo al sismo de diseño originalmente establecido con aceleración pico de 0.35 g. Consideraciones relativas a la respuesta estructural al sismo de diseño están dadas en una publicación complementaria.

## REFERENCIAS

Ceballos, M. A., Pinto, F., Rocca, R. J., y Prato, C. A., “Reevaluación Sísmica de la Central Nuclear de Embalse para la Extensión de la Licencia Operativa”, ENIEF 2007, Córdoba.

Computers & Structures Inc., “SAP2000 Structural Analysis Program: Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures”, Berkeley, California, U.S.A., 1976-2005.

Idriss I. M. y Sun J. I., “SHAKE91: A Computer Program for Conducting Equivalent Linear Seismic Response Analyses of Horizontal Layered Soil Deposits”, University of California, Davis, California, U.S.A., 1992.

Maia, N.M.N. y Silva, J.M.M. editors, “Theoretical and Experimental Modal Analysis”, *Research Studies Press Ltd.*, England, 1997.

Stevenson & Associates Inc., “SUPER SASSI/PC Program: Complete Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis System on Personal Computers”, 1995. Original code: Lysmer et al., “SASSI”, University of California, Berkeley, U.S.A., 1988.

Stokoe, K.H., Wright, S.G., Bay, J.A. y Roesset, J.M., “Characterization of Geotechnical Sites by SASW Method”, *Geophysical Characterization of Sites*, R. D. Woods, ed., IBH Oxford Press, New Delhi, India, 1994.