

CUANTIFICACIÓN DE LA RESPUESTA SÍSMICA DE UNA PRESA DE GRAVEDAD EMPLEANDO ELEMENTOS FINITOS

Roberto Aguiar F.^a, Miguel E. Tornello^b, Diego Sosa^a

^a*Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército. Avda Gral Rumiñahui, Sangolqui. Ecuador, raguiar@espe.edu.ec, <http://www.espe.edu.ec/>*

^b*CeReDeTec. Facultad Regional Mendoza. Universidad Tecnológica Nacional. Rodríguez 273 (5500). Mendoza. Argentina, mtornell@frm.utn.edu.ar, <http://www.frm.utn.edu.ar/>*

Palabras Clave: respuesta sísmica, presas de embalse, método elementos finitos, terremotos vibratorios, terremotos impulsivos.

Resumen. Los terremotos destructivos son una de los fenómenos naturales que causan, anualmente, la mayor cantidad de pérdidas económicas y de vidas humanas. Las presas de embalse y las obras de infraestructura se encuentran frecuentemente expuestas a la acción de la ocurrencia de terremotos destructivos que provocan ya sea, daños menores que afectan la operatividad de la presa o bien daños de mayor importancia que provocan su pérdida de funcionamiento. Antecedentes históricos muestran que un número importantes de presas han fallado por distintas causas, siendo una de ellas las demandas sísmicas. Por otro lado, diversos son los factores que controlan la estabilidad de las presas. Por lo general, el análisis de la estabilidad estática en una presa es controlado por la resistencia al vuelco, corte, asentamiento; sin embargo es la acción sísmica quien en definitiva controla el dimensionamiento de estas estructuras. El presente trabajo analiza y muestra los resultados de la respuesta sísmica más relevantes del comportamiento de una presa de gravedad de eje recto. Las respuestas se analizan utilizando un elemento finito mixto de ocho nodos para el campo de desplazamientos y cuatro para el campo de las presiones. Para evaluar las demandas se han considerado acelerogramas de terremotos que pueden esperarse en el lugar de emplazamiento de la presa y para ello se han utilizados terremotos del tipo vibratorio e impulsivos. Se realiza un análisis estático y se obtiene la respuesta en desplazamiento. La metodología utilizada ha permitido identificar el nivel de seguridad de la presa analizada frente a acciones estáticas y sísmicas.

1 INTRODUCCIÓN

El trabajo está orientado a estudiar la respuesta sísmica de la Presa Tierras Blancas emplazada sobre el río Atuel en el Departamento de San Rafael de la Provincia de Mendoza, Argentina. El río Atuel nace en la laguna homónima de origen glaciar y su red de drenaje se extiende desde el Paso de Las Leñas al norte hasta el portezuelo de Las Lágrimas al sur.

La presa es de gravedad, de hormigón con eje recto y perfil triangular. Para su construcción se utilizaron 32.880m^3 de hormigón y fue finalizada en 1972. Tiene una capacidad de $0,885\text{Hm}^3$ y se encuentra emplazada aproximadamente a 1 Km. de la Central Nihuil II. La cota de coronamiento se encuentra a 891 m. sobre el nivel del mar y sus coordenadas son $68^{\circ}36'34''$ longitud oeste y $34^{\circ}54'16''$ latitud sur. En la Figura 1 se muestran características generales de presa estudiada.



Figura 1: Presa Tierras Blancas en el sistema de presas del río Atuel.

La Presa Tierras Blancas forma parte del sistema de presas del río Atuel el cual está sustentado sobre los siguientes objetivos: contención de crecidas por deshielos regulando los caudales por embalses escalonados, generación hidroeléctrica y utilización de sus aguas en usos de riego.

La Presa tiene una longitud de 122 m. incluido el vertedero y posee una altura máxima de 38 m. contados desde su fundación. En su cuerpo se halla alojado el descargador de fondo, con dos compuertas a sector, accionadas hidráulicamente. La obra de toma se encuentra ubicada sobre la margen derecha del río Atuel y conduce los caudales a la central Nihuil III, por un túnel excavado en roca y revestido con hormigón. En la Figura 2 se muestra una vista

aguas abajo y en la Figura 3 una sección transversal de la presa.

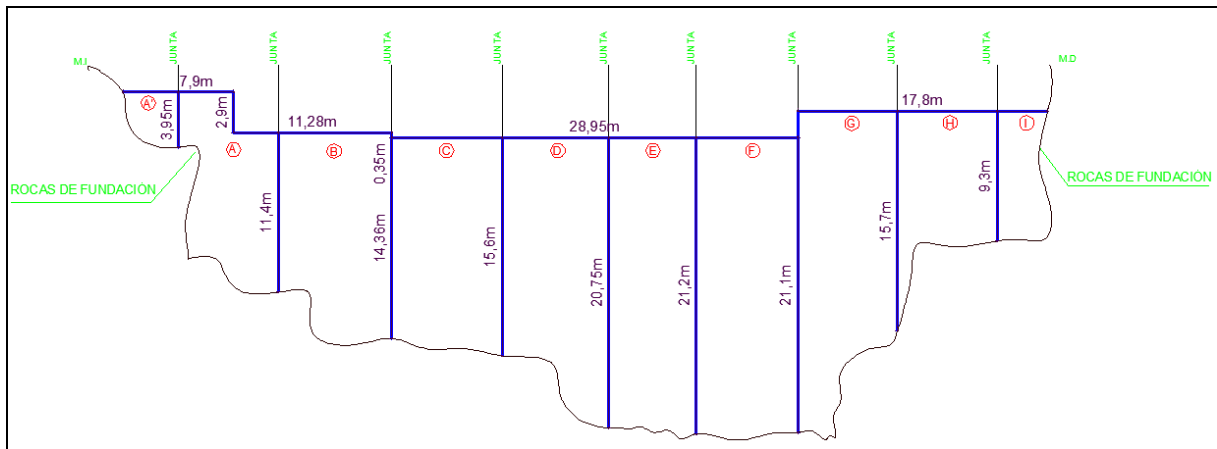


Figura 2: Vista aguas abajo de la presa Tierras Blancas

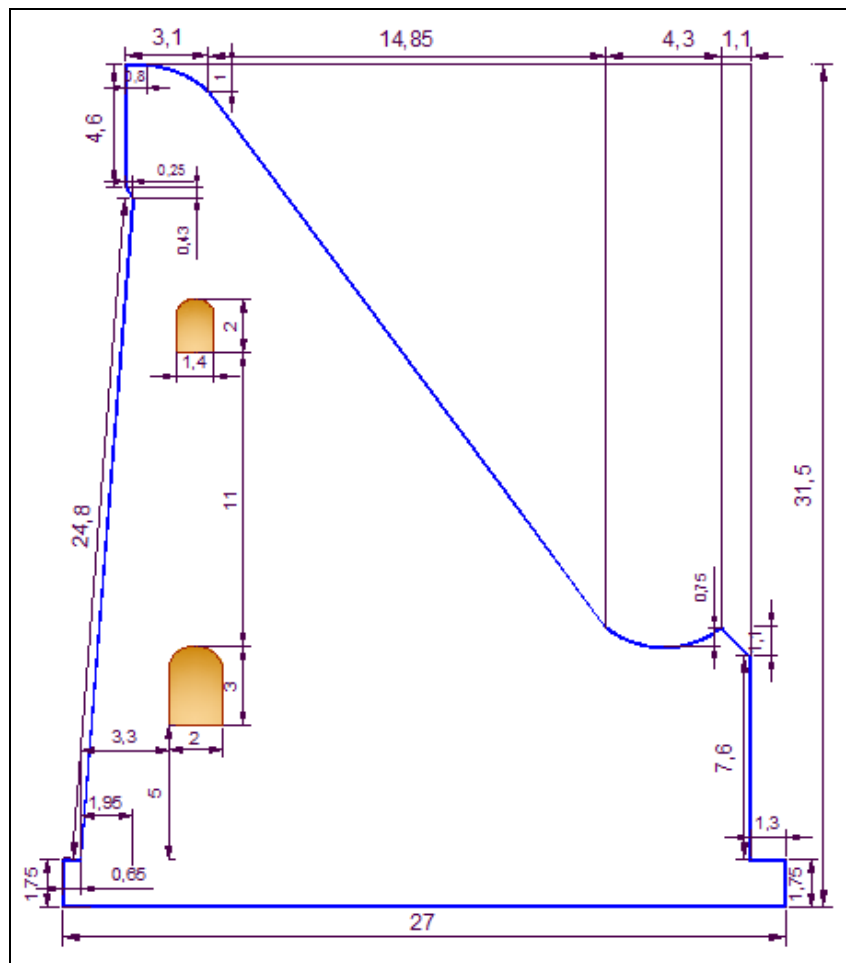


Figura 3: Sección transversal de la presa Tierras Blancas

La presa está fundada en tobas del grupo Cerro Colorado de origen Permotriásico y las mismas están depositadas en bancos de gran espesor (15 a 20 metros) que se encuentran en posición horizontal. En ambos estribos de la presa se observa que la roca contiene entre 3 y 4 familias de diaclasas con desarrollos de varios metros y espaciamientos entre 0.5 y 2 metros.

1.1 Datos geológicos relevantes del lugar de emplazamiento de la presa

La presa se encuentra fundada sobre tobas de composición riodacítica que en la zona componen la formación del Cerro Colorado, también conocido como Agua de Los Burros. La presa está cimentada sobre una toba brechosa gris con estructura fluida la cual posee un espesor visible de aproximadamente 30 metros.

La región de emplazamiento de la presa está afectada por dos fallas directas las cuales se ubican aguas abajo y arriba respectivamente de la obra.

La falla aguas abajo tiene rumbo N330° y una inclinación de 73° al SW, el espesor de la brecha es de aproximadamente 2 metros y produce rechazo en todos los bancos que interesan al emplazamiento de la presa. La fractura aguas arriba también interesa a todos los bancos de la presa pero su rechazo no se percibe fácilmente. Su rumbo es N325° y buzamiento 65° al NE. Informes geológicos del lugar indican que ninguna de las dos fracturas altera la superficie peneplanizada del bloque de San Rafael, por lo tanto, y en base a la edad de esa superficie de erosión (Jurásico – Cretácico) es posible que la fracturación se haya producido en tiempo Triásico y por lo tanto existe poca probabilidad de que ambas fracturas originen actividad tectónica.

Otros trabajos realizados en la zona de la presa (Instituto Aldo Bruschi, 2004), identifican como fuentes sismogénicas a las fallas: Papagayos, Diamante, Malargüe, Aisol y Malvinas. La falla más próxima es la de Aisol emplazada a 9 Km. de la presa y con una magnitud potencial máxima estimada de $M_w = 7.1$. La siguiente en proximidad es la falla Malvinas emplazada a una distancia de 21 Km y con una magnitud asociada estimada de $M_w = 7.0$. Las otras fallas se emplazan a distancias mayores a los 70 Km.

Estos aspectos geológicos y sobre todo la proximidad con la falla Aisol ponen en evidencia la importancia de evaluar la respuesta de la presa no solamente con eventos sísmicos del tipo vibratorios sino también con registros que presenten características de pulso.

La presa se encuentra emplazada en una zona de falla cercana considerada dentro de una franja comprendida entre los 15 y 20 Km. En dicha zona se manifiestan las características de los efectos cercanos a la fuente dado que, el movimiento del suelo está fuertemente influenciado por el mecanismo de ruptura de la falla, la dirección relativa de propagación respecto del sitio y posibles desplazamientos permanentes del suelo como resultado del deslizamiento de la falla (Frau et al, 2005). Estos efectos han sido designados por algunos investigadores Directividad (rupture-directivity) y desplazamiento permanente del suelo (fling step) (Stewart et al, 2001).

El efecto de directividad de ruptura puede manifestarse en dos formas (Frau et al, 2005). Efecto de ruptura hacia delante (forward rupture directivity) o hacia atrás (backward rupture directivity). Según la distribución de barreras y asperezas del plano de falla, cuando el frente de ruptura se aleja del hipocentro y se aproxima al sitio, la energía se va acumulando en el frente de ruptura en cada sucesivo deslizamiento de la falla. Así, el frente de ondas llega al sitio como un gran pulso de movimiento que generalmente ocurre al inicio del registro. Este pulso de movimiento se caracteriza por su gran amplitud, periodo intermedio a largo y corta duración (Somerville and Smith, 1996; Somerville et al. 1997). Por lo tanto la presencia de pulso en los registros sísmicos induce respuestas distintas con relación a los terremotos del

tipo vibratorios.

Trabajos relacionados con la evaluación de la respuesta de estructuras con protección sísmica (Tornello, et al. 2008 y 2010) indican que no existe un único parámetro del terremoto para caracterizar las respuestas de las estructuras con dispositivos de protección estudiadas y se observa una gran variabilidad de los parámetros de respuestas, cualidad característica de los terremotos de falla cercana. En general un aumento en los parámetros del terremoto genera mayores respuestas estructurales situación que indica la importancia de considerar las características de los terremotos en la respuesta de las estructuras y por lo tanto la selección del input para evaluar el comportamiento de la presa frente a la acción sísmica.

1.2 Características mecánicas de los materiales

Para la instalación de los piezómetros en la roca de fundación y en el cuerpo de la presa, se han obtenido testigos de hormigón y de roca de diámetro 47 mm. Posteriormente a dicha acción, se desarrolló un programa experimental sobre los mismo con el objeto de caracterizar las propiedades mecánicas de los materiales de las presas y de la fundación (Instituto Aldo Bruschi, 2004). La Tabla 1 resume los valores promedios de densidad, módulo de elasticidad y parámetros de resistencia obtenidos de los ensayos de los testigos extraídos de la presa.

Material	Peso Unitario [t/cm ²]	Módulo de Elasticidad [t/cm ²]	Resistencia a la Compresión Simple [t/cm ²]	Resistencia a tracción por Compresión Diametral [t/cm ²]
Hormigón	2.28	2.630.700	3155	218
Roca de Fundación	2.22	2.204.700	7355	544

Tabla 1: Valores promedios de: Densidad. Módulo de elasticidad y Resistencia de las probetas ensayadas (Fuente: Instituto Aldo Bruschi, 2004)

Los parámetros de resistencia indicados en Tabla 1, corresponden a la roca intacta sin embargo, para la evaluación de la respuesta se ha tenido en cuenta que el macizo rocoso en el que se funda la presa contiene discontinuidades (diaclasas) que determinan una resistencia global del macizo menor que el obtenido con los testigos de roca. Además y debido al reducido diámetro de los testigos de hormigón los valores de los módulos de elasticidad resultan mayores que los que realmente tiene el material cuando se lo considera a escala de la estructura. Los valores indicados en la Tabla 1 con las respectivas correcciones debido a los hechos físicos mencionados fueron los que se utilizaron para determinar la respuesta sísmica de la presa.

Para estudiar la respuesta sísmica de la presa se analizaron dos modelos de elementos finitos, el primero incorpora la flexión en forma explícita y el segundo método lo hace de manera implícita. En la Figura 4 se muestra el modelo de elementos finitos para la sección más alta de la presa y la que resulta, desde el punto de vista estructural, la sección más desfavorable.

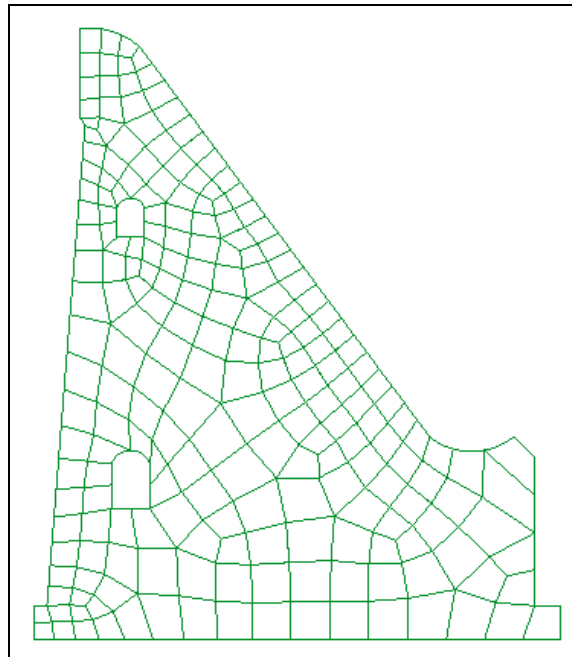


Figura 4: Modelo de elementos finitos de la presa.

2 ELEMENTO FINITO Q8

Para definir el campo de desplazamientos se trabaja con un elemento finito de 8 nodos mientras que para las presiones se utiliza un elemento finito de 4 nodos. De esa manera se cumple con la condición de convergencia de Babuska-Brezzi (Mroginski, 2008), la cual recomienda que el orden de los grados de libertad de los desplazamientos sea mayor al orden de los grados de libertad de las presiones para garantizar la convergencia de la solución. En la Figura 5 se muestran por separado y para una mejor comprensión, los dos elementos finitos aunque más adelante se los vincula.

Estrictamente el modelo numérico de la Figura 5, tiene 20 grados de libertad, debido a que las presiones son cero en los nodos intermedios sin embargo, por facilidad en la solución, se trabaja con 24 grados de libertad, como se ilustra en la Figura 6.

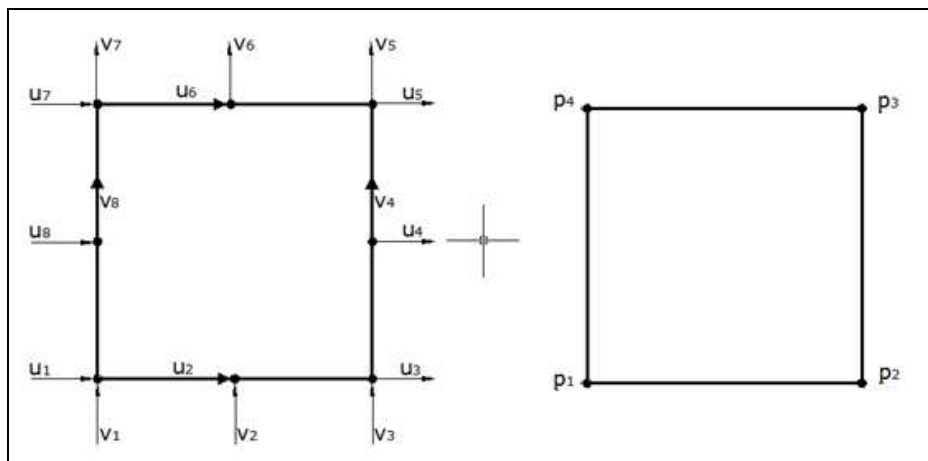


Figura 5: Elementos finitos para los desplazamientos y las presiones.

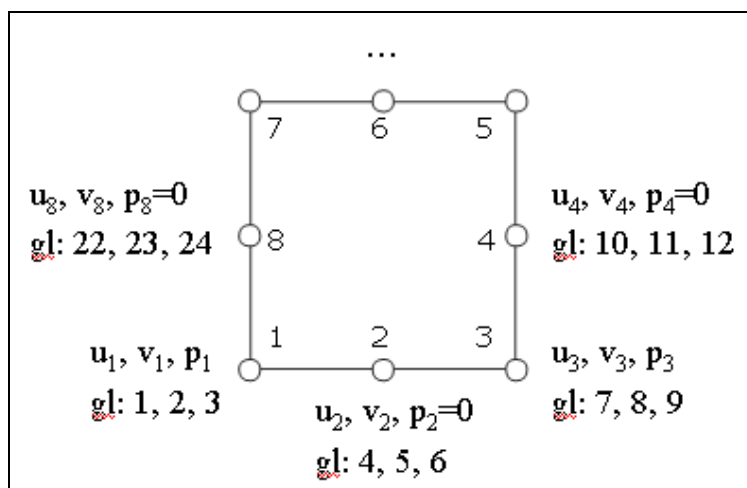


Figura 6: Grados de libertad de elemento finito mixto.

Las funciones de forma ϕ asociadas a los grados de libertad de los desplazamientos son las siguientes:

$$\begin{aligned}
 \phi_2(s,t) &= \frac{1}{2} (1-t) (1-s^2) & \phi_1(s,t) &= \frac{1}{4} (1-s) (1-t) (-s-t-1) \\
 \phi_4(s,t) &= \frac{1}{2} (1+s) (1-t^2) & \phi_3(s,t) &= \frac{1}{4} (1+s) (1-t) (s-t-1) \\
 \phi_6(s,t) &= \frac{1}{2} (1+t) (1-s^2) & \phi_5(s,t) &= \frac{1}{4} (1+s) (1+t) (s+t-1) \\
 \phi_8(s,t) &= \frac{1}{2} (1-s) (1-t^2) & \phi_7(s,t) &= \frac{1}{4} (1-s) (1+t) (-s+t-1)
 \end{aligned} \tag{1}$$

Donde (s, t) son las coordenadas naturales que varían desde -1 a 1. Las funciones de la izquierda de la ecuación (1) están asociadas a los nodos interiores y las funciones de forma de la derecha están asociadas con los nodos de esquina (Oñate, 1992).

Las funciones de forma para el elemento finito de cuatro nodos con el cual se trabaja en la fase líquida, son:

$$\begin{aligned}
 \phi_1^w(s,t) &= \frac{1}{4} (1-s) (1-t) \\
 \phi_2^w(s,t) &= \frac{1}{4} (1+s) (1-t) \\
 \phi_3^w(s,t) &= \frac{1}{4} (1+s) (1+t) \\
 \phi_4^w(s,t) &= \frac{1}{4} (1-s) (1+t)
 \end{aligned} \tag{2}$$

En Aguiar y Mroginski, 2010, se presenta en detalle el cálculo de la matriz de rigidez para el elemento finito mixto utilizado, \mathbf{K}_e ; para el caso de un elemento sólido completamente saturado, dicha matriz resulta:

$$K_e = \begin{bmatrix} \mathbf{K} & -\mathbf{Q}_{sw} \\ -\mathbf{Q}_{ws} & -\mathbf{P}_{ww} \end{bmatrix} \quad (3)$$

Donde \mathbf{K} es la matriz de rigidez del elemento finito sólido; \mathbf{Q}_{sw} es la matriz de acoplamiento sólido-líquido; \mathbf{Q}_{ws} es la matriz de acoplamiento líquido-sólido; \mathbf{P}_{ww} es la matriz de rigidez de la fase líquida. Las matrices que están inmersas en la ecuación (3) se obtienen de la siguiente manera:

$$\mathbf{K} = \iint \mathbf{B}^T \mathbf{C}_T \mathbf{B} \mathbf{J} \, ds \, dt \quad (4)$$

$$\mathbf{Q}_{sw} = \iint \mathbf{B}^T \mathbf{a}_{11} \mathbf{m}^T \mathbf{N}_p \mathbf{J} \, ds \, dt \quad (5)$$

$$\mathbf{Q}_{ws} = \iint \mathbf{N}_p^T \mathbf{a}_{11} \mathbf{m}^T \mathbf{B} \mathbf{J} \, ds \, dt$$

$$\mathbf{P}_{ww} = \iint \mathbf{N}_p^T \mathbf{a}_{11} \mathbf{N}_p \mathbf{J} \, ds \, dt \quad (6)$$

Donde \mathbf{B} es la matriz de compatibilidad que relaciona el vector de deformaciones $\boldsymbol{\varepsilon}$ con el vector de desplazamientos \mathbf{d} ; \mathbf{C}_T es la matriz de elasticidad del material; \mathbf{J} es el determinante de la matriz Jacobiana. El parámetro α_{11} está definido en la ecuación (7); \mathbf{m} definido en la ecuación (8) y (9) para los casos de deformación plana y tensión plana, respectivamente. Por último \mathbf{N}_p es el vector que contiene a las funciones de forma de la fase líquida.

$$a_{11} = \frac{n}{K_w} + \frac{\alpha - n}{K_s} \quad (7)$$

En la ecuación (7) α es la constante de Biot, definida por la ecuación 10; n es la porosidad del material, definida por la ecuación 11; K_w es el módulo de masa de la fase líquida y K_s es el módulo de masa de la fase sólida.

$$\mathbf{m}^T = \{1 \quad 1 \quad 0 \quad 1\} \quad (8)$$

$$\mathbf{m}^T = \{1 \quad 1 \quad 0\} \quad (9)$$

$$\alpha = 1 - \frac{K_t}{K_s} \quad (10)$$

$$n = \frac{e_0}{e_0 + 1} \quad (11)$$

En las cuales K_t es el módulo de masa; e_0 es la relación de vacíos inicial del material (Aguilar y Mroginski, 21010).

En Aguiar et al., 2010, se presenta la solución estructural de una columna de un material sólido saturado, con bastante detenimiento y se indica además como utilizar el programa GID como pre y post procesador (Zarate et al. 2001).

3 INPUT EMPLEADO PARA EL ANÁLISIS

El Instituto de Investigaciones Antisísmicas “Ing. Aldo Bruschi”, 2004, de la Universidad Nacional de San Juan, realizó para la zona de emplazamiento de la presa un estudio de peligrosidad sísmica y generó espectros para terremotos asociados a las fallas geológicas descriptas en el apartado 1.1. Posteriormente se compararon dichos espectros con espectros hallados a partir de sismos reales normalizados a los valores hallados en los estudios de peligrosidad sísmica. Los sismos utilizados en el referido estudio se indican en la Tabla 2.

Terremoto Fecha	M	Falla	Estación	Dist., a la fuente (km.)	Sitio	Componente	Factor de Escala	Desig.
Loma Prieta 1989	6.9	Inversa	BRAN 13	10.3	Roca	E-O	1.10	TB1
						Vertical	1.10	
Northridge 1994	6.7	Inversa	RINALDI	7.1	Suelo Rígido	NO-SE	1.10	TB2
						Vertical	0.60	
Duzce, Turquía 1999	7.1	Rumbo	LAMONT	8.2	Suelo Rígido	N-S	0.60	TB3

Tabla 2: Acelerogramas de los terremotos utilizados en estudios previos (Fuente: Instituto Aldo Bruschi, 2004).

El estudio realizado en el Instituto Aldo Bruschi, 2004, determinó que el terremoto más crítico para la presa estudiada es el designado como TB3 (Duzce, Turquía, 1999) cuyos acelerogramas en las dos componentes horizontales se presentan en la Figura 7.

Trabajos realizados sobre la caracterización de los terremotos de falla cercana (Tornello et al, 2008 y 2010) indican que el terremoto de Turquía, estación Duzce presenta las características de pulso asociado a fallas próximas donde los movimientos son caracterizados por unos pocos pulsos simples, de periodo largo y de corta duración, en vez de un movimiento estocástico de larga duración como se presentan en terremotos de fuentes más alejadas.

En terremotos de falla cercana el input es tipo pulso y no da suficiente tiempo para ser capturado por el espectro de respuesta por lo tanto, no es capaz de representar adecuadamente la demanda sísmica del pulso (Frau et al, 2005). Análisis de la respuesta no lineal en el tiempo de sistemas simples (Frau y Silva, 2003) muestran que prácticamente no existen ciclos de respuesta inelástica para registros de falla cercana y que la respuesta se limita a uno o dos incursiones plásticas para luego continuar vibrando con muy pequeñas amplitudes alrededor de un gran desplazamiento plástico no admisible para estructuras reales. En la Figura 8 se presenta la historia de desplazamientos horizontales para el terremoto de Turquía, estación Duzce, donde se observa claramente el carácter impulsivo del movimiento.

El terremoto presenta un coeficiente sísmico implícito de $C = 0.58$, valor utilizado en el presente trabajo para evaluar la respuesta estática de la presa con el método que propone el presente trabajo.

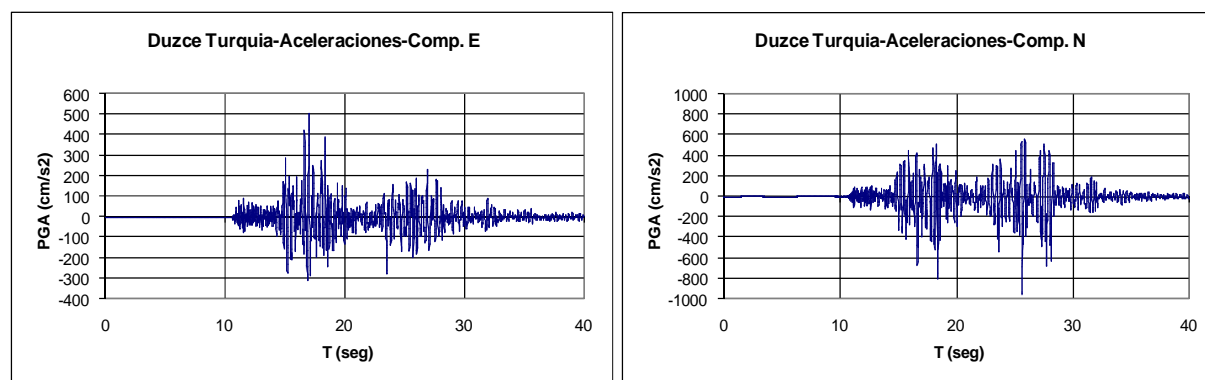


Figura 7: Acelerogramas de las dos componentes horizontales (Terremoto de Duzce, Turquía, 1999)

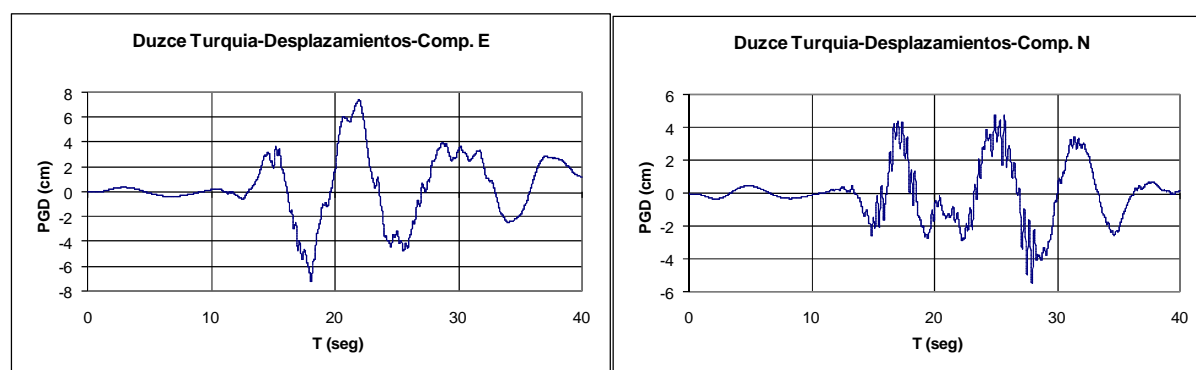


Figura 9: Historia de desplazamientos de las dos componentes horizontales (Terremoto Duzce, Turquía, 1999)

4 CARGAS LATERALES EQUIVALENTES

Para la geometría de la presa indicada en la Figura 3 y 4, el análisis sísmico fue realizado por metro de ancho. La presa tiene un peso de 152180 KN, por lo tanto el cortante basal se obtuvo multiplicando dicho valor por el coeficiente sísmico $C = 0.58$ deducido del terremoto más crítico para la presa. Con el cortante basal se determinaron las fuerzas estáticas laterales que actúan en los nodos que están en contacto con el agua. Las fuerzas estáticas laterales se presentan en la Figura 10 y se asume que el primer modo es lineal. El cortante basal V_o tiene el valor de $V_o = 8826.4$ t. (88264 KN).

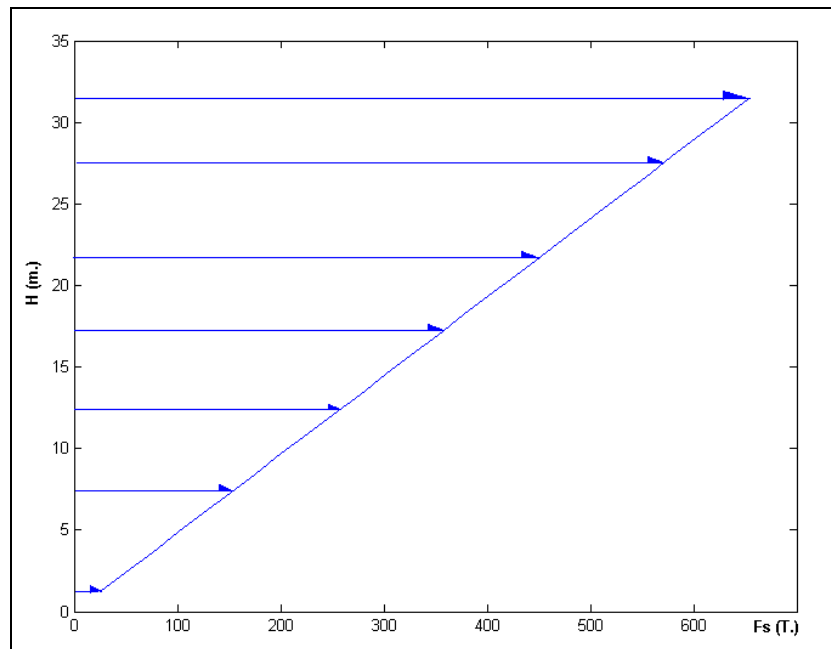


Figura 10: Fuerzas laterales estáticas equivalentes asociadas al terremoto más crítico para la presa.

El empuje hidrodinámico del agua durante un terremoto, fue determinado a partir de la teoría de un vaso semi-infinito y líquido incompresible que llega a determinar la siguiente ecuación para la presión hidrodinámica P_e .

$$P_e(y) = c \lambda \gamma_w h \quad (12)$$

Donde λ es el coeficiente sísmico, $\lambda = 0.58$; γ_w es el peso específico del agua, que se ha tomado igual a 10 KN/m^3 ; h es la profundidad de la presa hasta la sección en estudio, $h = 31.50 \text{ m}$. y el valor de c se determina con la ecuación (13).

$$c = \frac{c_m}{2} \left[\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left(2 - \frac{y}{h} \right)} \right] \quad (13)$$

Donde c_m depende de la pendiente de la Presa, en este caso se trabajó con $c_m = 0.735$; y , es la distancia vertical desde la superficie del embalse hasta la altura considerada (variable). En la Figura 11 se muestran las presiones hidrodinámicas.

Tanto aguas arriba como aguas abajo existe presión hidrostática $P(y)$, debida al agua que almacena en el primer caso y que pasa en el segundo caso. Esta presión puede determinarse con la siguiente ecuación.

$$P(y) = \gamma_w y \quad (14)$$

Todas las variables han sido definidas, en la Figura 12. A la izquierda se muestra la presión hidrostática aguas arriba ($h = 31.50 \text{ m}$) y a la derecha, aguas abajo ($h = 11.52 \text{ m}$). En el análisis sísmico no sólo ha sido considerado el peso propio de la presa, por metro de ancho,

sino también las cargas verticales debido al peso de agua en partes donde interesa a la presa tanto aguas arriba como aguas abajo.

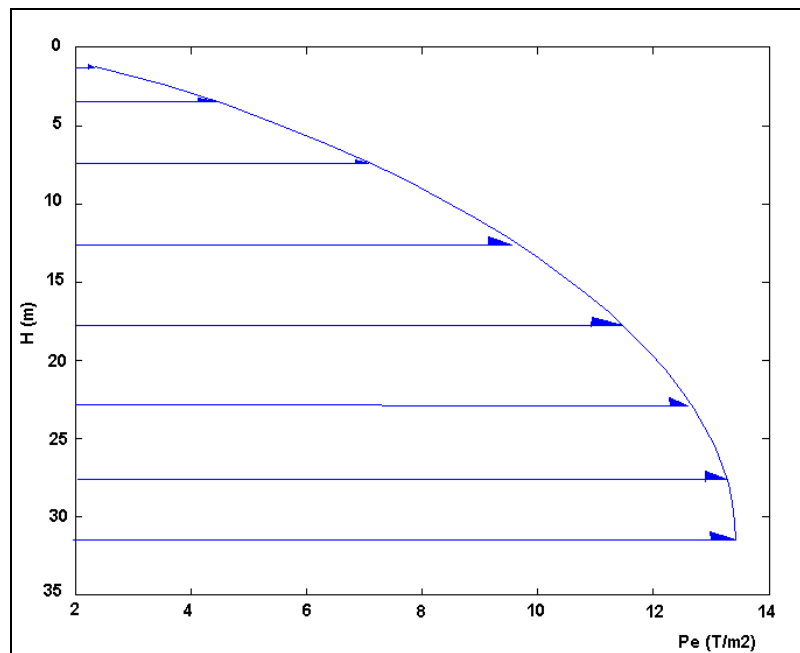


Figura 11: Variación de las presiones hidrodinámicas.

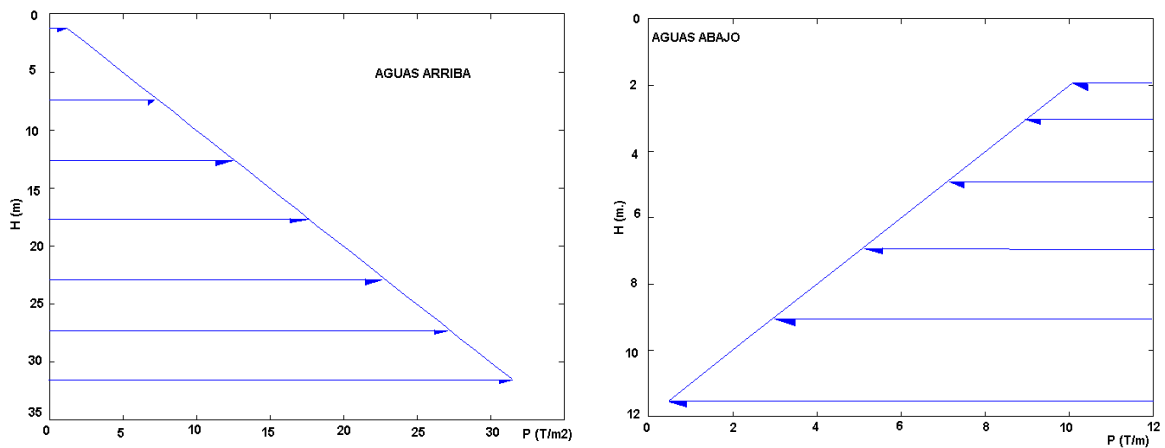


Figura 12: Variación de la presión hidrostática, aguas arriba y abajo.

Los gráficos de las Figuras 10 a 12, no inician exactamente del valor cero porque cuando se obtienen las fuerzas o presiones en los nodos en los que actúan, las presiones se multiplican por el área cooperante para obtener las fuerzas que gravitan en los nodos.

Las fuerzas laterales actuando en el sentido designado como (X), y que actúan en los nodos de la malla de la presa, se indican en la Figura 13. Para poder visualizar los resultados de un segmento de la presa se presenta sólo algunos sectores de la malla. Las fuerzas que están en todos los nodos exteriores de la presa tienen la dirección de izquierda a derecha y las que se encuentran en la cara opuesta actúan en sentido contrario.

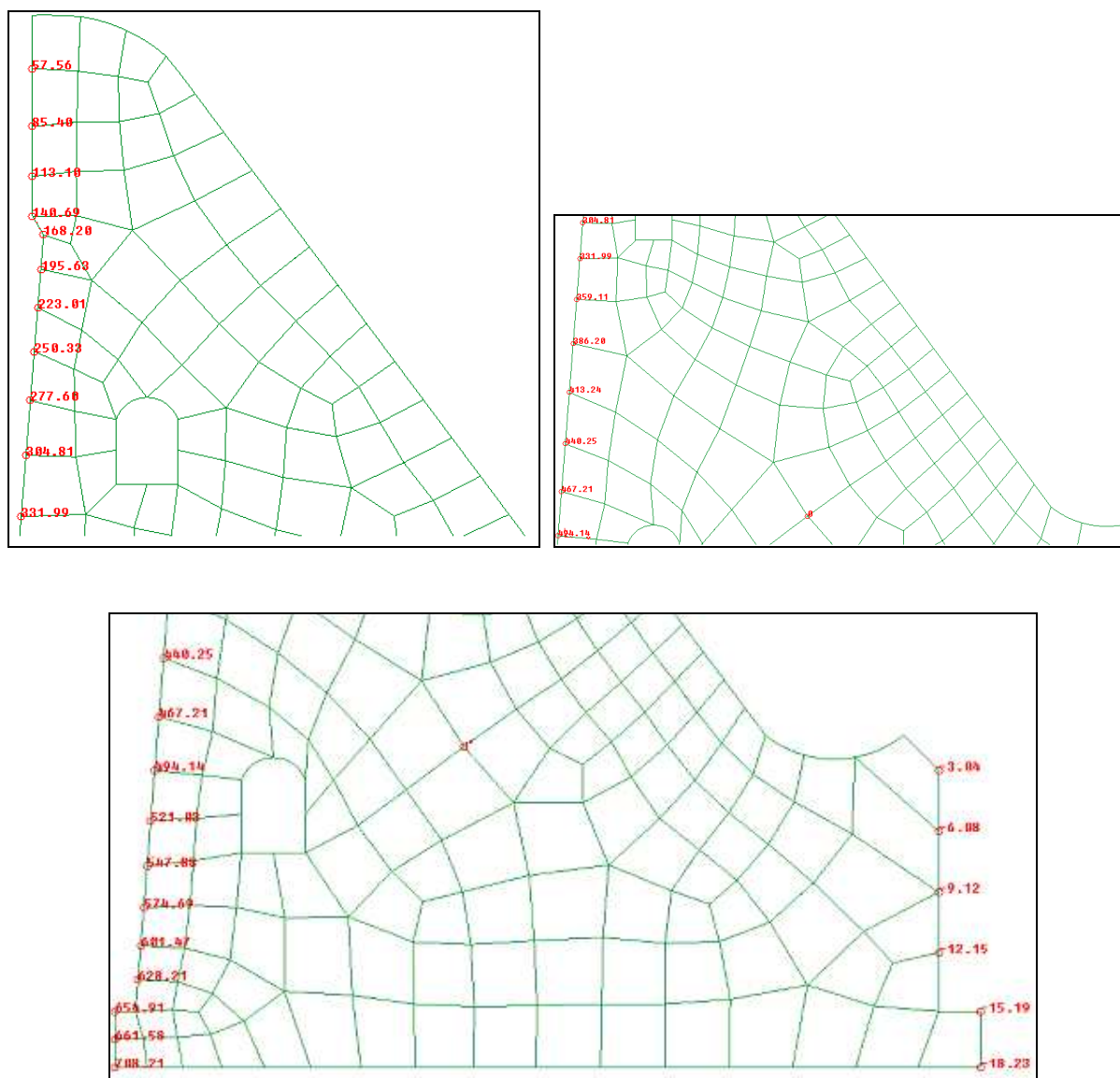


Figura 13: Fuerzas laterales en sentido X. actuando en los nodos de la malla de la presa.

5 RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO

Una vez obtenida la matriz de rigidez de la estructura K , por ensamblaje directo, y considerando que el vector de colocación de cada uno de los elementos finitos tiene 24 grados de libertad; se determinó el vector de cargas generalizadas Q , luego se obtuvieron los desplazamientos y presiones en cada uno de los nodos resolviendo el sistema: $Q = K q$. Donde q , es un vector que contiene a los desplazamientos y presiones nodales (Aguiar et al., 2010).

Las respuestas en términos de desplazamientos (medidos en metros) horizontales como verticales se muestran en las Figuras 14 y 15, respectivamente. Como se observa los desplazamientos son reducidos, menores a 1 mm en ambos casos, debido a que la estructura de la presa es muy rígida y además se halla cimentada sobre un suelo con una muy buena capacidad portante (roca). En consecuencia puede considerarse que, para el terremoto de análisis, la seguridad de la presa se encuentra garantizada.

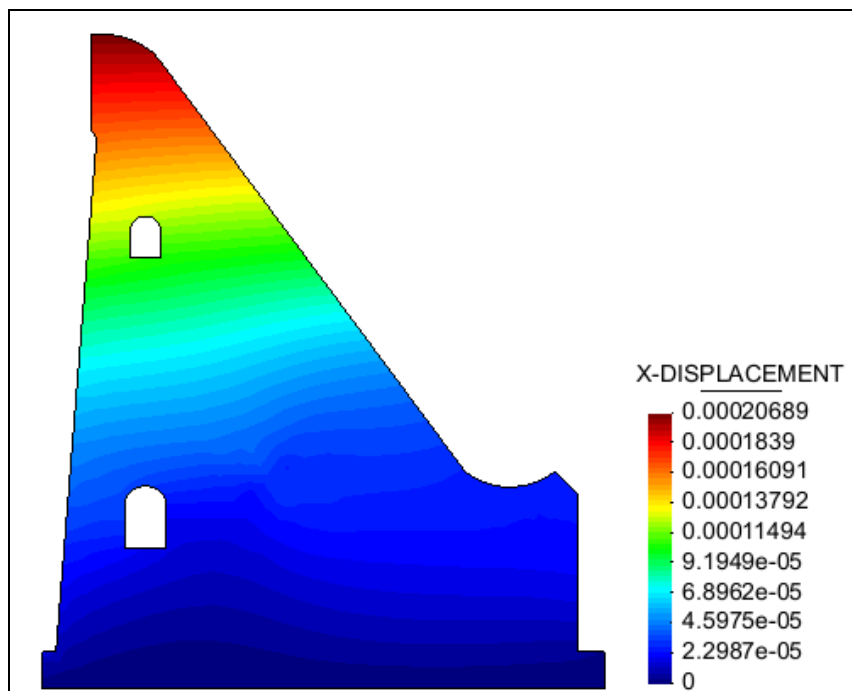


Figura 14: Desplazamientos horizontles.

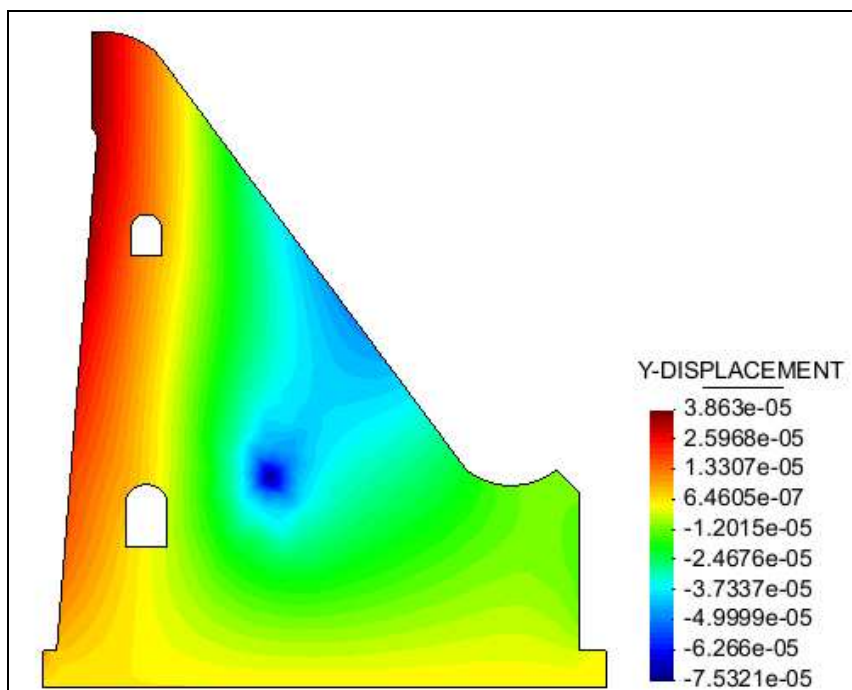


Figura 15: Desplazamientos verticales.

6 CONCLUSIONES

Los antecedentes geológicos indican que la presa Tierras Blancas se encuentra próxima a un sistema de fallas locales de la región de emplazamiento. Su proximidad con la falla Aisol (9 Km) y con una magnitud potencial máxima estimada de $M_w = 7.1$ indican que la presa puede estar sujeta a terremotos del tipo impulsivos.

La falla Malvinas se encuentra emplazada a una mayor distancia (21 Km) con magnitud asociada estimada muy similar a la de la falla Aisol por lo tanto, y atendiendo a la distancia los efectos de un terremoto asociado a dicha falla deberían ser menor en relación a cualquier evento sísmico asociado a la falla Aisol sin embargo, no es aconsejable, desde el punto de vista sísmico, minimizar cualquier terremoto asociada a ésta fuente sísmica.

Se ha detallado el elemento finito de 8 nodos que se utilizó en el análisis lineal estático ante un terremoto, cuyo coeficiente sísmico es de 0.58 (Duzce, Turquía, 1999). Los resultados indican que la Presa Tierras Blancas es muy rígida y los desplazamientos laterales y verticales esperados, son pequeños situación que garantiza la estabilidad y la seguridad de la Presa.

Trabajos de investigación previos (Instituto Aldo Bruschi, 2004) encontraron resultados similares dado que los factores de seguridad obtenidos del estudio indicaban amplios márgenes de seguridad. Por otro lado el estado de tensión generada en la presa, por la acción conjunta de las cargas permanentes y sísmicas, indicaron que en ninguna zona del cuerpo de la presa se superaba la resistencia a tracción del hormigón.

AGRADECIMIENTOS

Se agradece a la Universidad Politécnica del Ejército del Ecuador y a la Universidad Tecnológica Nacional por el apoyo brindado a los autores para el desarrollo del presente trabajo de investigación.

REFERENCIAS

- Aguiar R., Mroginski J. Matriz de rigidez para un elemento finito en suelo saturado en dos dimensiones. *Revista Ciencia. Centro de Investigaciones Científicas*, 13, 2, 119-140, Quito. Ecuador, 2010.
- Aguiar R., Mroginski J., Zambrano A., Carrillo J., Freire A., Flores E., Ortíz M. Análisis estático de una columna de suelo confinado con dos modelos de elementos finitos y uso de programa GID. *Revista Ciencia. Centro de Investigaciones Científicas*, 13, 2, 187-212, Quito. Ecuador, 2010.
- Frau D., Saragoni G.R. Demanda Sísmica de fuente cercana. Situación del Oeste Argentino. *Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica. IX Jornadas*. Concepción de Chile. A01-18, 2005.
- Frau C. D., Silva E. Demanda sísmica en aceleración y desplazamiento de grandes terremotos. *6º Encuentro de Investigadores y Profesionales Argentinos de la Construcción y XI Seminario Iberoamericano de Ingeniería Sísmica*. Mendoza, Argentina. 2003.
- Instituto de Investigaciones Antisísmicas "Ing. Aldo Bruschi". Revisión de la valoración de la amenaza sísmica para las obras hidráulicas de los ríos Diamante y Atuel, Universidad Nacional de San Juan. *Informe Técnico para ORSEP*, 59 p. San Juan. Argentina, 2004.
- Mroginski J. Geomecánica no lineal aplicada a problemas ambientales en medios porosos parcialmente saturados. *Tesis de Maestría en Ciencias de la Ingeniería*. Departamento de Mecánica Aplicada, Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de Nordeste, 98 p., Corrientes, Argentina, 2008.
- Oñate E., Cálculo de Estructuras por el Método de Elementos Finitos. Análisis Estático

- Lineal, *Centro Internacional de Métodos Numéricos, Universidad Politécnica de Cataluña*, Primera Edición, 838 p., Barcelona, España, 1992.
- Somerville P. G., Smith N. Accounting for near-fault rupture directivity in the development of design ground motions. *11th World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco. México, paper N° 711, ISBN: 0800 042822 3, 1996.
- Somerville P.G., Smith N. F., Graves R. W., Abrahamson N. A. Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity. *Seismological Research Letters* 68, 180-203, 1997.
- Stewart J. P., Chious S., Bray J., Graves R., Somerville P., Abrahamson N. Ground Motion Evaluation Procedures for Performance-Based Design. *PEER Report 2001/09. Pacific Earthquake Engineering Research Centre. College of Engineering University of California, Berkeley*. [Disponible en <http://nisee.berkeley.edu/library/PEER-200109/contents.pdf>], 2001.
- Tornello M. E., Frau C. D., Palazzo. Behaviours of energy dissipation devices and seismic isolation in presence of near-fault ground motions. *14th World Conference on Earthquake Engineering*. Paper N° 05-01-0122. Beijing. China. 2008.
- Tornello M. E.; Frau C.D.; Gioacchini G.; Panella S. Incidencia de los parámetros que caracterizan a los terremotos near-fault en la respuesta de dispositivos de protección sísmica. *Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica*. Santiago. Chile. Paper G15, 2010.
- Zárate F., Sala E., Marcipar J. Manual de usuario del GID. *Centro Internacional de Métodos Numéricos, Universidad Politécnica de Cataluña*, Versión 2.0 Disponible en <http://www.cimne.upc.es/caltep/manual/manual-page.htm>, 2001.