

# ANÁLISIS SÍSMICO DE LA PRESA MAZAR CONSIDERANDO DOS TIPOS DE ELEMENTOS FINITOS

**Roberto Aguiar F. y Augusto Medina G.**

Centro de Investigaciones Científicas  
Universidad de Fuerzas Armadas (UFA)  
Quito- Ecuador [raguiar@espe.edu.ec](mailto:raguiar@espe.edu.ec)

## RESUMEN

En el 2010 se inauguró en el Ecuador, una Presa Enrocada que es novedosa por la forma en que fue construida razón por la cual en este artículo se presenta en primer lugar las características técnicas de esta mega estructura y presas similares que han sido construidas en el mundo para tener una mejor idea del comportamiento de las mismas.

Luego se realiza el análisis sísmico por el Método de Superposición Modal, para el sismo **OBE** (**O**perating **B**asis **E**arthquake) de un Proyecto Hidroeléctrico que está cerca de Mazar, utilizando dos tipos de elementos finitos, que son: el Tipo Membrana y el Q4 suavizado por flexión. Los resultados son comparados en términos de desplazamientos y de fuerzas. Finalmente se comparan las respuestas máximas probables empleando dos criterios de combinación modal.

**Palabras Claves.-** Presa Enrocada. Sismo OBE. Presa del Proyecto Hidroeléctrico Mazar. Elemento Finito Tipo Membrana. Elemento Finito Q4 suavizado por flexión.

## ABSTRACT

In 2010 in Ecuador, a Rockfill Dam was inaugurated; it is something newfangled due to the manner in which it was built, for that reason in this article the technical features are first presented for this mega structure and similar dams that have been built worldwide in order to have a better idea about their behavior.

Then the seismic analysis is carried out by means of the Modal Superposition Method, for the **OBE** (**O**perating **B**asis **E**arthquake) of a Hydroelectric Project that is near Mazar, using two types of finite elements, which are: Shell Type and Q4 element softened by flexion. The results are compared in terms of displacements and forces. Finally, the maximum probable responses are compared using two modal combination criteria.

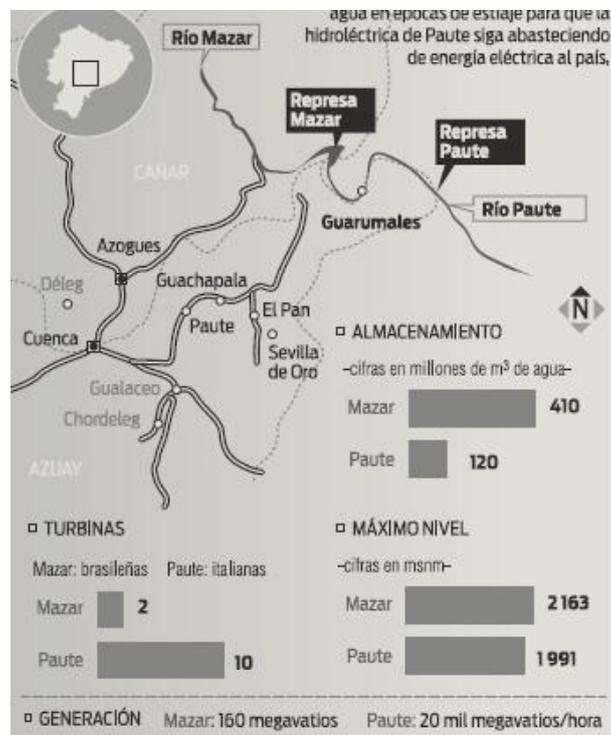
**Keywords.-** Rockfill Dam. OBE Earthquake, Dam of Mazar Hydroelectric Project, Finite Element of Shell Type. Q4 Finite Element softened by flexion.

## 1. INTRODUCCIÓN

La Presa Mazar (que se abreviará PM), se halla ubicada en la región sur oriental del Ecuador, aproximadamente a una hora de la ciudad de Azogues, a 105 km., de la vía Cuenca-Paute-Guarumales-Méndez, entre las cotas altitudinales de 2008 a 2400 msnm. Se encuentra sobre el río Paute y fue proyectada construirse tan pronto terminara la construcción de la Presa Paute (que se abreviará PP) para que detenga los sedimentos del río y permita trabajar a la PP (también conocida como Presa Daniel Palacios) en óptimas condiciones.

La PM genera 160 megavatios en cambio que la PP genera 20000 megavatios. Esto se debe a que la primera Presa tiene como objetivo fundamental retener los sedimentos del río Paute y regular el caudal para las Presas que se hallan aguas abajo, entre ellas la PP. En la

figura 1 se presentan datos generales de la Presa entre los que se destaca que la **PM actuará como un reservorio para almacenar 410 millones de m<sup>3</sup> de agua** y la PP 120 millones de m<sup>3</sup> de agua; pero de esta última cantidad, por no construir a tiempo Mazar ya se ha almacenado 50 millones de m<sup>3</sup> de sedimento. **El reservorio previsto para Mazar tendrá más de 30 km.**, de largo y podrá alojar sedimentos para una vida útil de la Presa de 50 años.



**Figura 1** Ubicación de la Pesa Mazar y datos generales. (Imágenes de Presa Mazar. Internet)



**Figura 2** Vista de Pantalla y enrocado de Presa Mazar. (Imágenes de Presa Mazar. Internet).

Mazar es una Presa enrocada con una pantalla de hormigón, la cota de coronación, con parapeto es de 2166 m., y tiene una longitud de coronación de 340 m. A la izquierda de la figura 2 se presenta la Pantalla de la Presa y el agua almacenada. No se aprecia en forma clara el vertedero que está a la derecha de la fotografía izquierda. La altura máxima de la Presa es de 166 m., desde la cimentación y el volumen de hormigón utilizado es de 36130 m<sup>3</sup>.

A la derecha de la figura 2 se ve la Presa desde aguas abajo, se aprecia el enrocado con un camino de acceso a la coronación. A la izquierda de esta fotografía se ve el vertedero que sirve para regular el volumen de agua del reservorio. El nivel máximo de operación del embalse es la cota 2153 m., pero en el evento de máxima crecida probable puede alcanzar la

cota 2165.50 m. El nivel de operación del embalse es 2098 msnm correspondiente a un volumen de embalse de 101 millones de m<sup>3</sup> HidroPaute (2010).

Antes de describir el vertedero se debe manifestar que el volumen del material de enrocado es de 5483000 m<sup>3</sup>. Si se compara esta cantidad con el volumen de hormigón utilizado en la pantalla de 36180 m<sup>3</sup> **Se concluye que en esta Presa menos del 1% del material es Hormigón de tal forma que representó un gran ahorro económico, ya que el 99% es material de relleno.** Pero también es importante estudiar más sobre el probable comportamiento sísmico que puede tener la Presa, ya que Embalses similares han presentado rajaduras en la pantalla de hormigón armado durante sus primeros años de vida, sin la ocurrencia de ningún sismo. (INGETEC, 2007).

En la figura 3 se muestra el vertedero de la PM durante su construcción (Foto tomada en Agosto de 2009). La altura de caída es de 153 m., de tal manera que entre la cota superior del vertedero y la cota de coronación existe una diferencia que de 13 m. Este vertedero es de tipo rectangular a cielo abierto sin compuertas, en el cual se utilizaron 55870 m<sup>3</sup> de hormigón armado, cantidad mayor a la empleada en la Pantalla.



**Figura 3** Vertedero de la Presa.

En la fotografía izquierda de la figura 3 se aprecia la roca utilizada como material de relleno y en la fotografía de la derecha se presenta un muro que se encuentra entre la Presa, propiamente dicha y el vertedero.

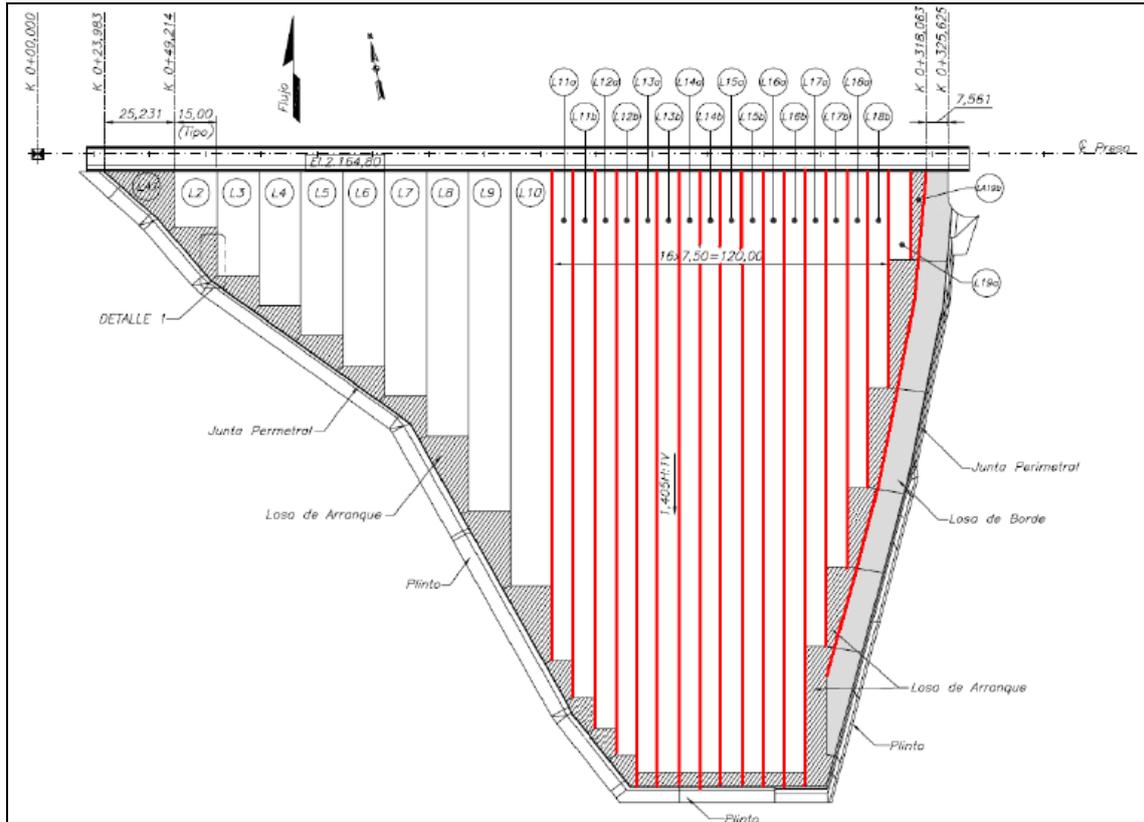
## 2. DESCRIPCIÓN DE LA PRESA

La pendiente de la Presa aguas arriba es 1.405 H: 1.0 V y aguas abajo es 1.5 H: 1.0 V. El Área  $A$ , de la cara frontal es de 48172 m<sup>2</sup> y la altura del embalse  $H$  es de 158 m., (sin considerar la cimentación). Luego la relación  $A/H^2 = 1.93$  este es un parámetro que se utiliza para comparar el comportamiento de las Presas enrocadas. El espesor  $e$  de la pantalla de la PM se obtuvo con la siguiente ecuación:

$$e = 0.3 + 0.003 H \quad (1)$$

Para la losa de borde el espesor  $e$  se halló con la ecuación (2). En la figura 4 se presentan los elementos de Hormigón Armado (HA) de la cara de la P.M. En esta figura se observa que la losa de borde se halla a la derecha de la pantalla junto al y al vertedero que no está en la figura 4. **El refuerzo de acero utilizado fue del 0.5% en dirección horizontal y vertical.**

$$e = 0.6 + 0.006 H \quad (2)$$



**Figura 4** Elementos de hormigón armado de la cara de la Presa.

En la figura 5 se presenta una sección típica de la PM en el sentido transversal, en la que se aprecia la pantalla de HA., la cual tiene espesores de 0.77 m., en la base y de 0.30 m., en la corona (se encuentran con la ecuación 1). El ancho total de la corona es 10.20 m. Además se detalla que el enrocado está compuesto por dos tipos de materiales identificados como 1 y 2 en la figura 5.

Ahora bien para el análisis sísmico y para el diseño en general de la Presa se necesita conocer cual es el módulo de elasticidad  $E$ , el módulo de Poisson  $\nu$  y el peso específico  $\gamma$ . Para la pantalla de HA., no hay problema ya que depende de la calidad del hormigón. Sin embargo para el material de relleno si lo hay; inicialmente se puede pensar en extrapolar los datos con otras Presas que tengan similares materiales y sobre todo con una topografía del cañón parecida. Estos valores referenciales deberán ser ratificados o rectificados con simulación numérica y ensayos de laboratorio y es así como se lo ha hecho INGETEC (2007) en la PM.

### 3. EXPERIENCIAS EN PRESAS SIMILARES

El parámetro  $A/H^2$  tiene como objetivo considerar la forma del encañonado de la Presa, en el comportamiento de una embalse enrocada en lugar de la relación longitud de la corona con respecto a la altura,  $L/H$ , debido a que se toma en cuenta el área de la cara de la pantalla  $A$  que está en función de la topografía del encañonado.

INGETEC (2007) hizo un acopio de varias presas enrocadas construidas en el mundo, con diferentes tipos de materiales de relleno (enrocado) y vale la pena analizar por lo menos cual fue el asentamiento máximo encontrado en el proceso constructivo y posteriormente con el paso del tiempo; cual fue el desplazamiento transversal hallado en la cara de la pantalla y el

módulo del material del relleno; Todo esto para entender más sobre el comportamiento de las Presas Enrocadas.

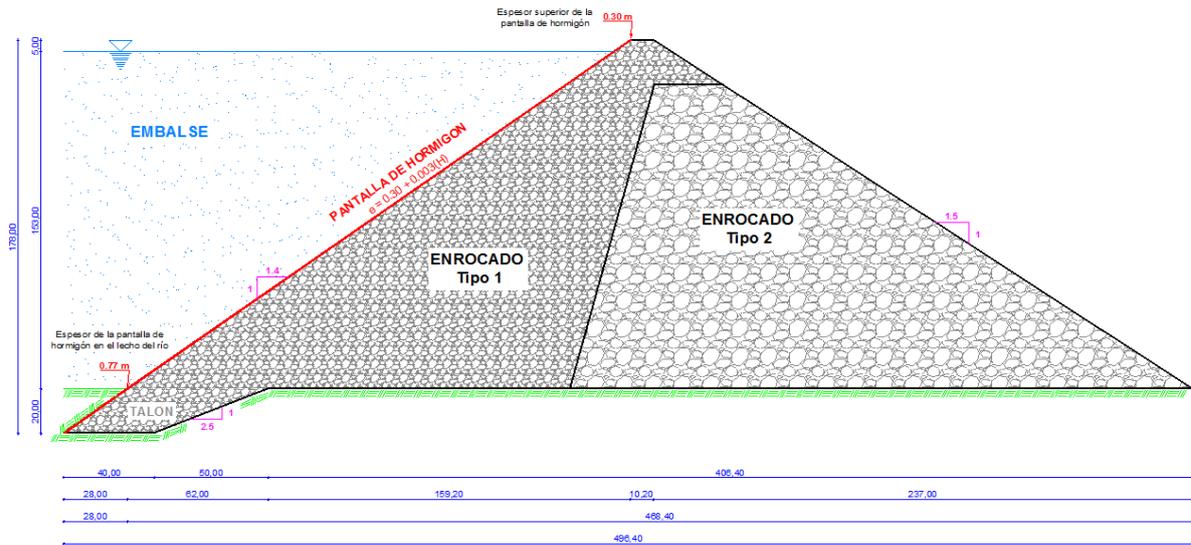


Figura 5 Sección de la Presa en dirección paralela al río Paute.

En la figura 6 se muestran los asentamientos (consolidación) máximos de varias Presas para diferentes relaciones de  $A/H^2$ . Aparentemente los asentamientos no dependen de esta relación ya que para valores de  $A/H^2$  bajos o altos se tienen asentamientos pequeños o altos. Lo que si depende es del material de relleno, ya que si se emplean materiales compresibles se tendrán mayores asentamientos.

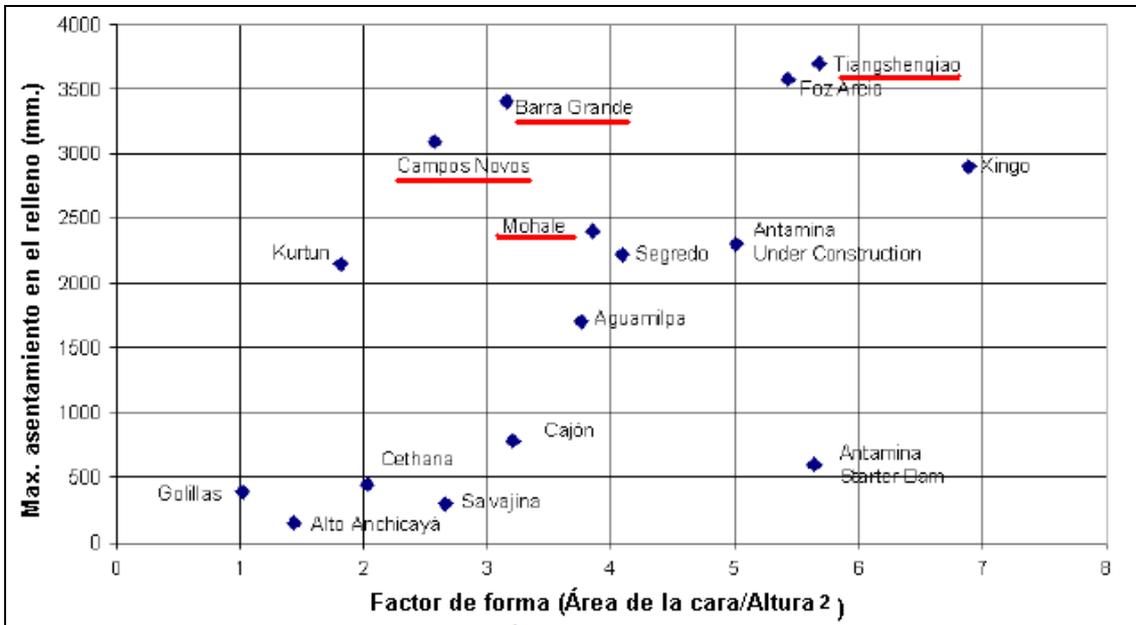


Figura 6 Asentamientos de material de relleno en Presas Enrocadas. INGETEC (2007)

Están subrayadas las Presas que han presentado rajaduras en la pantalla y todas ellas han tenido asentamientos muy altos superiores a los dos metros. Es preocupante lo ocurrido en la Presa Tiangshenguido en China que luego de 3 años de operación empezó a presentar rajaduras verticales en la pantalla, el asentamiento máximo ya está en los 3.75 metros.

Es importante analizar los datos de la Presa Campos Nova, construida en Brasil (zona de bajísima peligrosidad sísmica) y que inicialmente presentó una pequeña rajadura vertical en la parte superior que causó cierta inquietud por las filtraciones de agua y nada más. Pero cuando se tuvieron problemas en los Túneles de Desviación, se vieron obligados al desembalse completo de la Presa (Junio de 2006) y se encontró con el gran daño que muestra la figura 7.



**Figura 7** Daño en la pantalla de la Presa Campos Nova en Brasil. INGETEC (2007)

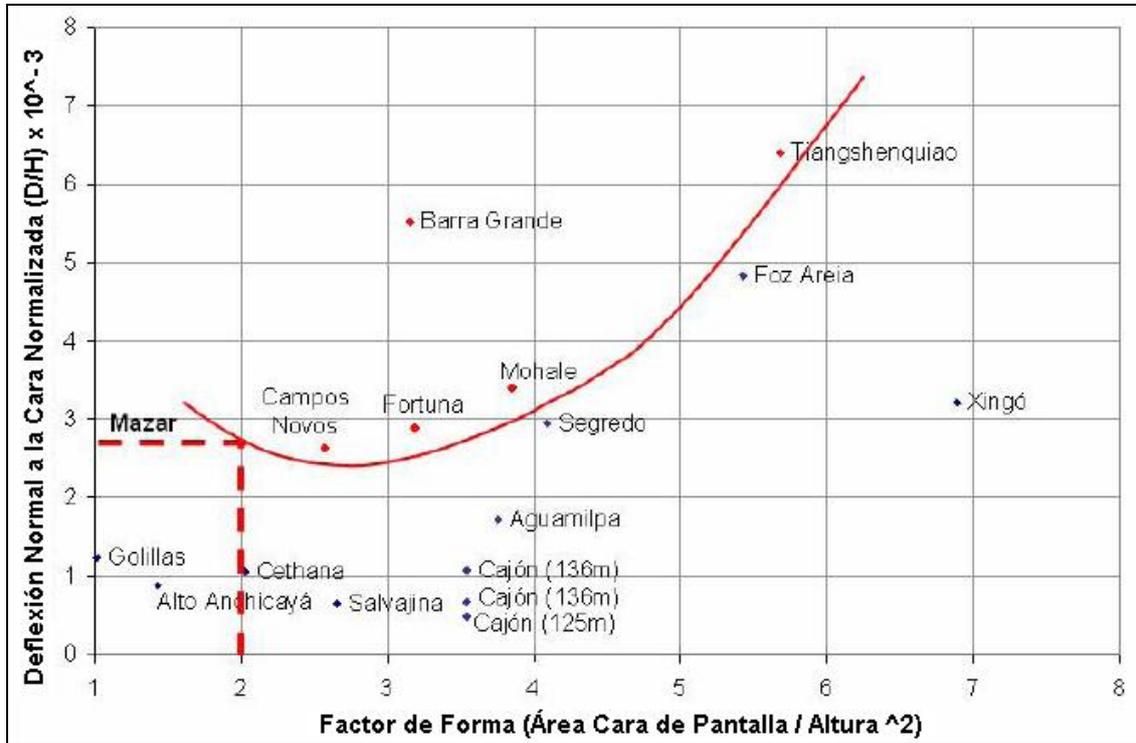
**Tabla 1** Características generales de Presas Campos Nova y Mazar.

Parámetro	Campos Nova	MAZAR	Comentario
Altura (m) H	202 m.	158 m.	Presa de Brasil de mayor altura del mundo en sistema enrocado
Pendiente aguas arriba	1.3 H : 1.0 V	1.4 H : 1.0 V	Brasil no tiene problemas sísmicos, Ecuador si.
Pendiente aguas abajo	1.4 H : 1.0 V	1.5 H : 1.0 V	
Espesor en primeros 100 m.	$e=0.3+0.002H$	$e=0.3+0.003H$	Mayor espesor de pantalla en Ecuador en los 100 m. pero luego el mayor espesor es de Presa de Brasil
Espesor sobre los 100 m.	$e=0.3+0.005H$	$e=0.3+0.003H$	
Refuerzo en el centro	0.3% en H. 0.4 % en V.	0.5 % en H. 0.5 % en V.	Mayor cuantía de acero en la Presa de Ecuador, en centro de pantalla.
Refuerzo en el perímetro	0.5% en H. 0.5% en V.	0.5% en H. 0.5% en V.	Igual cuantía de refuerzo.
Material llenante en las juntas	No	Si	Datos asumidos para Presa de Ecuador
Refuerzo Anti-spalling	No	Si	
Resistencia del Hormigón	21 MPa	21 MPa	
Módulo de enrocado	50-60 MPa	150 MPa	Con este valor se realiza el análisis sísmico.
Relación $A/H^2$	2.57	1.93	
Máxima deflexión en la cara	55 cm.	45 cm.	Ver figura 8.

En la tabla 1 se presenta las características generales de la Presa Campos Nova de Brasil y Mazar. En el caso de Ecuador se han tomado mayores precauciones, como por ejemplo haber limitado la altura y una mejor calidad del material del enrocado, que se describe con más detalle en el siguiente apartado. Sin embargo no se debe perder de vista que la Peligrosidad Sísmica del Ecuador es una de las más altas del mundo, a diferencia de Brasil en que su sismicidad es muy baja. En Aguiar (2011) se hace ver que el mega sismo de Chile de 2010 tuvo

igual magnitud que el sismo de 1906 que afectó al Sur de Colombia y Norte de Ecuador pero fue sentido desde Quito hasta Bogotá.

En la figura 8 se presenta en el eje horizontal, el factor de forma  $A/H^2$  y en el eje vertical la relación  $D/H$ . Siendo  $D$  la deflexión normal en la Cara y  $H$  es la altura del embalse. Las Presas que se hallan sobre la línea continua son aquellas que han experimentado daño en la Cara de la Pantalla de HA.



**Figura 8** Deflexión normal en la Cara de la Pantalla en función de  $A/H^2$  INGETEC (2007)

Para la PM el Proyectista estructural, ha identificado con línea entrecortada el valor de  $D/H$  que es igual a 2.85. Luego al sustituir  $H = 158$  m., se encuentra que **la deflexión lateral máxima esperada en la Presa Mazar es 45 cm.**

Finalmente con relación al Módulo Vertical del Material de relleno, se debe indicar que la mayor parte de Presas que presentaron daño en la Pantalla de HA., tuvieron módulos de elasticidad bajos como se observa en la figura 9 (se a subrayado las Presas con daño). Nuevamente el módulo independiente de la relación  $A/H^2$ , depende de la resistencia del material.

Se destaca que el módulo de elasticidad del material de relleno encontrado en otras Presas por Plint y Filho (1998) es mayor al módulo de elasticidad vertical. Con un valor medio que está entre 3 y 4. Para la Presa Enrocada de Golillas de Colombia está relación vale 1.5.

#### 4. PROPIEDADES DE LOS MATERIALES

Interesa conocer cual es el módulo de Elasticidad y de Poisson de la pantalla y de los materiales utilizados en el enrocado en la PM, para realizar el análisis sísmico. Pero antes de ello es importante mencionar que INGETEC calibró los modelos numéricos de cálculo y determinó las Propiedades de los materiales de la Presa PM, mediante el estudio del

comportamiento de cinco presas, que consideraron similares las mismas que se indican en la tabla 2 y de casos teóricos de otras Presas.

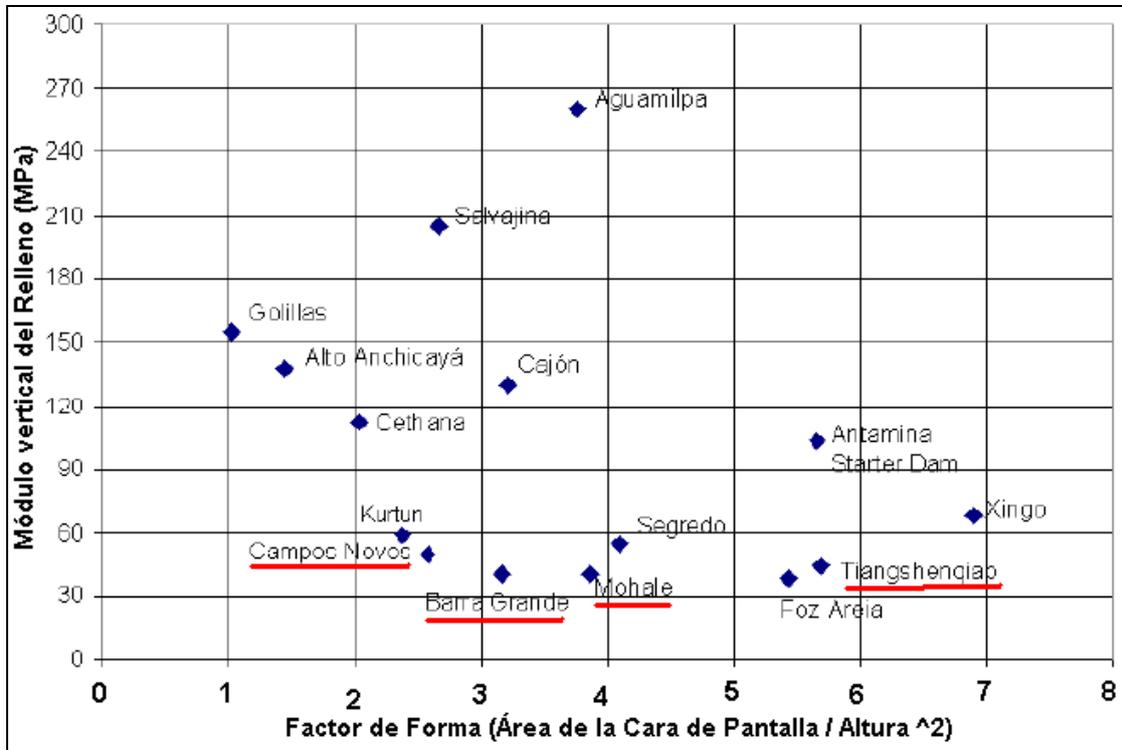


Figura 9 Módulo vertical del relleno en función de  $A/H^2$  INGETEC (2007)

Tabla 2 Características generales de Presas con las cuales INGETEC calibro los modelos

Presa	Relleno	H (m.)	A/H <sup>2</sup>	Observaciones
Antamina (Perú)	Enrocado	120	5.65	Cambio de uso de la Presa de embalse a retención de material de minería. <b>Falla Bordillo</b> en diciembre de 2004 (No se observa armadura horizontal en el daño de la Presa)
Golillas (Colombia)	Gravas	125	1.0	Estribos de la Presa con inclinaciones superiores a 60° similar a estribo derecho de Presa Mazar.
Cethana (Australia)		110	2.05	Utilizaron $e = 0.30 + 0.002H$ Construyeron primero todo el relleno y posteriormente la Pantalla. (Marengo, 2010)
Campos Novo (Brasil)	Basalto altamente compresible	202	2.57	En tabla 1 se describe con bastante detenimiento la Presa.
Cajón (México)	Módulo de relleno de 145 MPa.	190	3.1	Comportamiento excelente observado durante funcionamiento de la Presa <b>con filtraciones inferiores a 140 l/s.</b>

A más de ser similares es importante mencionar que se disponía de abundante información de las Presas de la Tabla 2, en cada una de las fases de su construcción y después

de terminada; gracias al monitoreo de las mismas. Vale la pena estudiarlas para entender más el comportamiento de este tipo de presas.

A más de ello INGETEC realizó ensayos de laboratorio de los materiales de la zona que iban a ser utilizados como material de relleno. Con toda esta información más los estudios de las cinco Presas indicadas en la tabla 2 y de los casos teóricos; realizaron simulaciones para encontrar los esfuerzos y deformaciones en la pantalla de HA, las mismas que se presentan en la tabla 3. (Ver figura 5 para Enrocados Tipo 1 y 2)

**Tabla 3** Resultados para distintos materiales de relleno. Construcción más llenado. INGETEC (2007)

Módulo Enrocado Tipo 1 (MPa)	Módulo Enrocado Tipo 2 (MPa)	$\sigma_v^*$ (MPa)	$\sigma_h^+$ (MPa)	$\delta$ (cm)
40	40	20.2	26.4	70.5
70	40	16.8	22.0	44.7
70	70	16.0	21.5	44.3
90	40	15.8	20.4	37.0
90	70	14.5	20.1	36.2
90	90	14.4	19.5	36.6
110	40	13.9	19.4	31.3
110	70	11.0	18.9	31.3
110	90	14.6	18.3	31.3
110	110	13.9	18.1	31.7
150	150	9.9	18.2	25.1

\* Esfuerzo máximo horizontal + Esfuerzo máximo en la dirección del talud  
 $\delta$  Desplazamiento máximo en cm., perpendicular al eje de la cara.

En base a los resultados que se han presentado en este apartado y a información encontrada en INGETEC (2007) **se consideró para el análisis sísmico, los valores que se indican en la Tabla 4**, en que se presenta el Módulo de Elasticidad  $E$ , de Poisson  $\nu$ , Peso específico  $\gamma$ .

**Tabla 4** Propiedades de los materiales con los cuales se realiza el análisis sísmico.

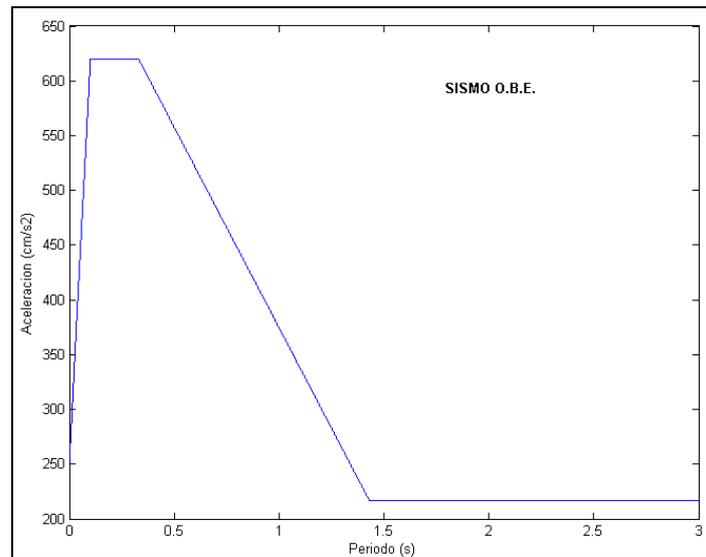
Material	$E$ (MPa)	$\nu$	$\gamma$ ( $T/m^3$ )
Pantalla de HA	20000	0.3	2.4
Enrocado Tipo 1	150	0.3	2.1
Enrocado Tipo 2	150	0.3	2.1
Roca de cimentación	50000	0.2	2.4

## 5. SISMO DE ANÁLISIS

En el diseño sísmico de Presas se consideran dos sismos denominados **OBE (Operating Basis Earthquake)** que tiene un período de retorno de 140 años y el sismo **MCE (Maximum Credible Earthquake)** con un período de retorno que está alrededor de los 970 años. USCOLD (1999). Los autores de este artículo no disponen de los espectros de diseño para la PM por lo que se decide trabajar con el espectro de diseño elástico OBE obtenido para una Presa que se encuentra cerca de Mazar. Aguiar (2010,1). Las aceleraciones espectrales están definidas por las siguientes ecuaciones.

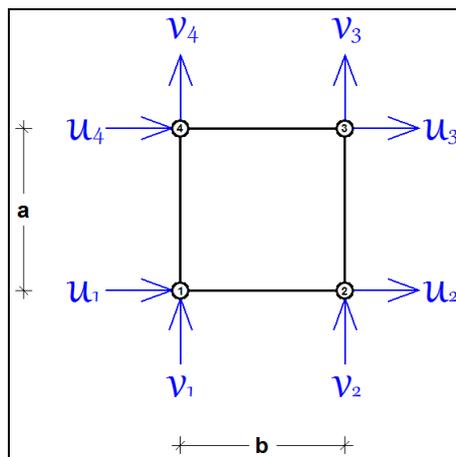
$$\begin{aligned}
 A_e &= 248 + 3720 T & T < 0.10 \\
 A_e &= 620 & 0.10 < T < 0.33 \\
 A_e &= 740.96 - 366.56 T & 0.33 < T < 1.43 \\
 A_e &= 216.78 & T > 1.43
 \end{aligned}
 \tag{3}$$

Donde  $A_e$  es la aceleración espectral elástica en gals;  $T$  es el período de la estructura. Se destaca que de acuerdo al modelo que se utilice en el análisis sísmico se tendrá “n” grados de libertad y por consiguiente “n” períodos. Para cada período se hallará la aceleración espectral  $A_e$ . En la figura 10 se muestra el espectro de análisis.



**Figura 10** Espectro considerado en este artículo. Para el sismo OBE.

Para el sismo OBE no se espera ningún daño en la estructura, razón por la cual se realiza un análisis sísmico elástico considerando el Método de Superposición Modal. No está por demás indicar que el factor de reducción de las fuerzas sísmicas  $R$ , para este caso vale 1.



**Figura 11** Grados de libertad de elemento finito considerado.

## 6. ELEMENTOS FINITOS

Se va a realizar el análisis sísmico, con un elemento finito rectangular Q4, considerando dos grados de libertad por nodo pero empleando dos formulaciones; uno derivado a partir del efecto de Membrana y el otro con el elemento Q4 suavizado por flexión. Oñate (1992). En la figura 11 se presentan los grados de libertad del elemento finito; donde  $u_i$  es la componente de desplazamiento en sentido horizontal y  $v_i$  es la componente de desplazamiento en sentido vertical; del nodo  $i$ .

La formulación del efecto de Membrana fue desarrollada por Guendelman (1978) y está recogida en Campbell *et al.* (2010); la matriz (triangular superior) para las coordenadas del elemento indicado en la figura 11, es la siguiente.

$$k = \rho \begin{bmatrix} A & -C & H & D & -A/2 & C & F & -D \\ & B & -D & E_0 & C & -B/2 & D & G_0 \\ & & A & C & F & D & -A/2 & -C \\ & & & B & -D & G_0 & -C & -B/2 \\ & & & & A & -C & H & D \\ & & & & & B & -D & E_0 \\ & & & & & & A & C \\ & & & & & & & B \end{bmatrix} \quad (4)$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{E t}{12(1-\nu^2)} & \beta &= \frac{b}{a} \\ A &= 4\beta + \frac{2(1-\nu)}{\beta} & E_0 &= \frac{2}{\beta} - 2\beta(1-\nu) \\ B &= \frac{4}{\beta} + 2\beta(1-\nu) & F &= 2\beta - \frac{2(1-\nu)}{\beta} \\ C &= \frac{3}{2}(1+\nu) & G_0 &= -\frac{4}{\beta} + \beta(1-\nu) \\ D &= \frac{3}{2}(1-3\nu) & H &= -4\beta + \frac{(1-\nu)}{\beta} \end{aligned} \quad (5)$$

Donde  $b, a$  son las dimensiones del elemento finito en sentido X,Y;  $E$  es el módulo de elasticidad del material;  $\nu$  es el módulo de Poisson;  $t$  es el espesor del elemento. A los resultados que se obtengan con esta matriz se denominará: Método 1.

Para el Método 2 se trabaja con el elemento finito Q4 suavizado por flexión, cuyas funciones de forma son las indicadas en la tabla 5 y en la figura 12 se presentan los grados de libertad con los cuales se obtiene la matriz de rigidez de 12 X 12 para luego condensar a los 8 grados de libertad indicados en la figura 11.

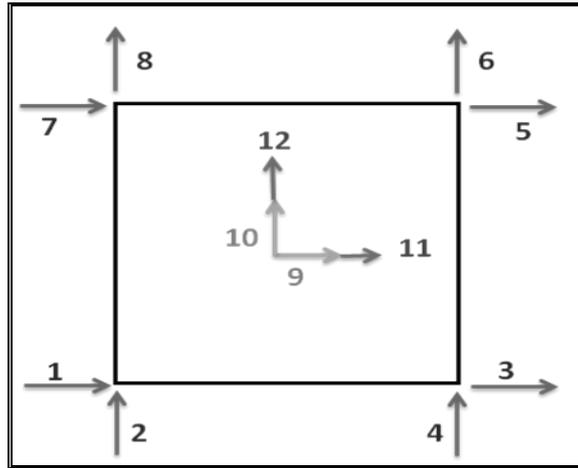


Figura 12 Grados de libertad de elemento finito.

Tabla 5 Funciones de forma de elemento finito cuadrilátero

Coordenada natural	Coordenada centroidal	Deformada elemental	Función de Forma
1		$u1$	$\phi_1 = 0.25(-s+1)(-t+1)$
		$v1$	$\phi_1 = 0.25(-s+1)(-t+1)$
2		$u2$	$\phi_2 = 0.25(s+1)(-t+1)$
		$v2$	$\phi_2 = 0.25(s+1)(-t+1)$
3		$u3$	$\phi_3 = 0.25(s+1)(t+1)$
		$v3$	$\phi_3 = 0.25(s+1)(t+1)$
4		$u4$	$\phi_4 = 0.25(-s+1)(t+1)$
		$v4$	$\phi_4 = 0.25(-s+1)(t+1)$
	5	$u5$	$\phi_5 = 1 - s^2$
		$v5$	$\phi_5 = 1 - s^2$
	6	$u6$	$\phi_6 = 1 - t^2$
		$v6$	$\phi_6 = 1 - t^2$

En Aguiar (2010,2) se presenta en forma muy detallada el cálculo de la matriz de rigidez del elemento finito Q4, desde la deducción de la ecuación (6)

$$K_e = \int_v B^T C_T B dV \tag{6}$$

Donde  $K_e$  es la matriz de rigidez del elemento finito;  $B$  es la matriz de compatibilidad de deformaciones que se obtiene con las funciones de forma;  $C_T$  es la matriz de elasticidad;  $dV$  es el diferencial de volumen. Al efectuar la integración en coordenadas naturales (normalizadas) la ecuación (6) se transforma en:

$$K_e = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 B^T C_T B e dA \tag{7}$$

Donde  $e$  es el espesor del elemento que se considera constante y  $dA$  es el diferencial de área. Para la integración, es suficiente considerar 4 puntos de la cuadratura de Gauss. Con lo que se tiene:

$$K_e = \sum_{i=1}^4 \mathbf{B}_i^t \mathbf{C}_T \mathbf{B}_i \det(\mathbf{J}) e P_i \quad (8)$$

Donde  $\det(\mathbf{J})$  es el determinante del Jacobiano que corresponde al área cooperante del punto que se está considerando en la Cuadratura de Gauss;  $P_i$  es el peso que está asociado a los puntos de la Cuadratura de Gauss. Para cuando se consideran dos puntos de integración (en cada dirección) el valor de  $P_i = 1$ .

El análisis sísmico se va a realizar aplicando el Método de Superposición Modal pero utilizando dos criterios de combinación modal, el primero es el de la Normativa de Perú (2003) para edificios que combina el 25% del Criterio del Valor Absoluto más el 75% del Criterio del Valor Máximo Probable y el segundo criterio es cuando se emplea únicamente el Criterio del Valor Máximo Probable. En Aguiar (2008) están detallados estos criterios y otros más.

## 7. ANÁLISIS SÍSMICO EN SENTIDO PARALELO AL RÍO

Se va a realizar un análisis sísmico en sentido paralelo al río Paute, para ello se considera la sección transversal que se indica en la figura 5 y un espesor de 1 m. La pantalla es de sección variable con un ancho en la base de 0.77 m., y en la corona es de 0.30 m.

En la figura 13 se presenta la malla de elementos finitos, se trabaja con 50 divisiones en sentido X y 21 divisiones en sentido Y, con lo que se tienen 1050 elementos finitos más 21 elementos del talón, dando un total de 1071 elementos. El ancho de la corona es de 10.20 m; el ancho de la base es de 468.40 m. (en la parte superior del talón); el ancho del talón en la parte inferior es de 40.0 m., y en la parte superior de 62 m.; la altura del talón es 20 m.; la altura sobre el talón es 158 m.

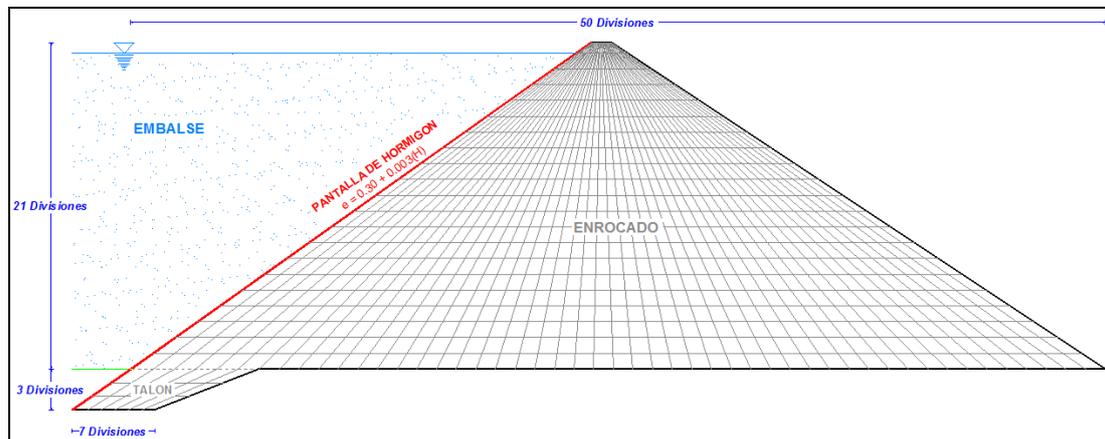


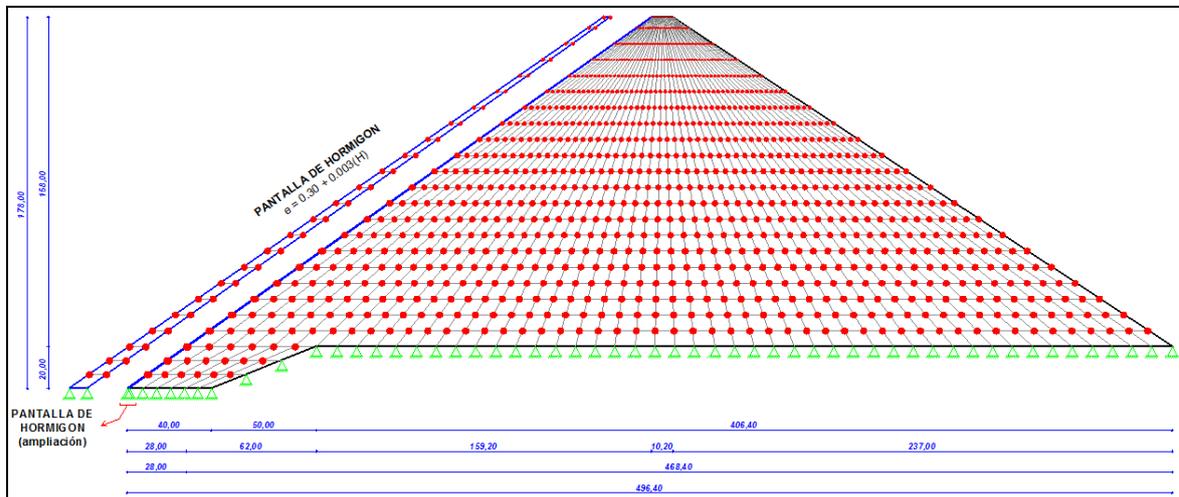
Figura 13 Malla de elementos finitos.

En la figura 14 se muestra la discretización de las masas, las mismas que se han concentrado en cada nodo y se considera que los apoyos en contacto con el suelo son fijos (no existe desplazamiento horizontal ni vertical).

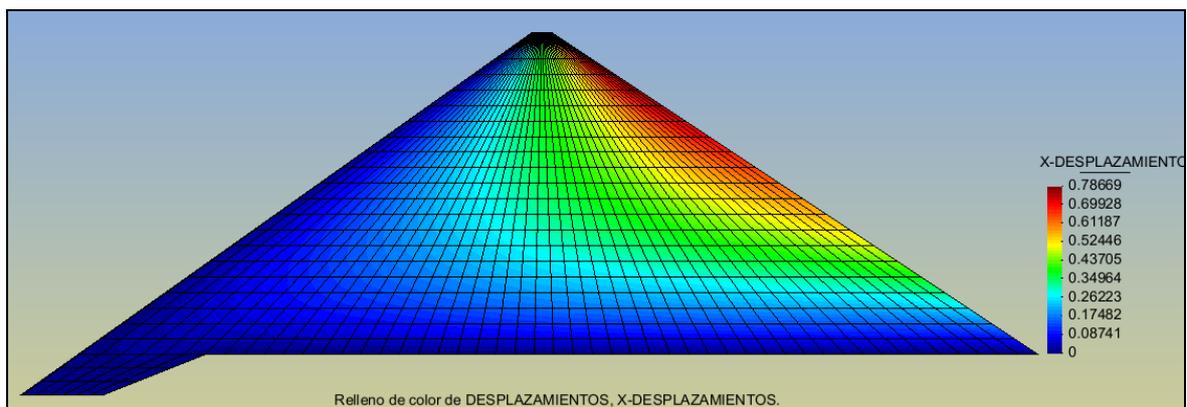
Se realizó un análisis sísmico modal, empleando el espectro indicado en la figura 10 que está muy bien detallado en Aguiar (2008) y se utilizó dos criterios de combinación modal el de la Norma Sísmica del Perú de 2003 y el del Valor Máximo Probable.

## 8. RESULTADOS

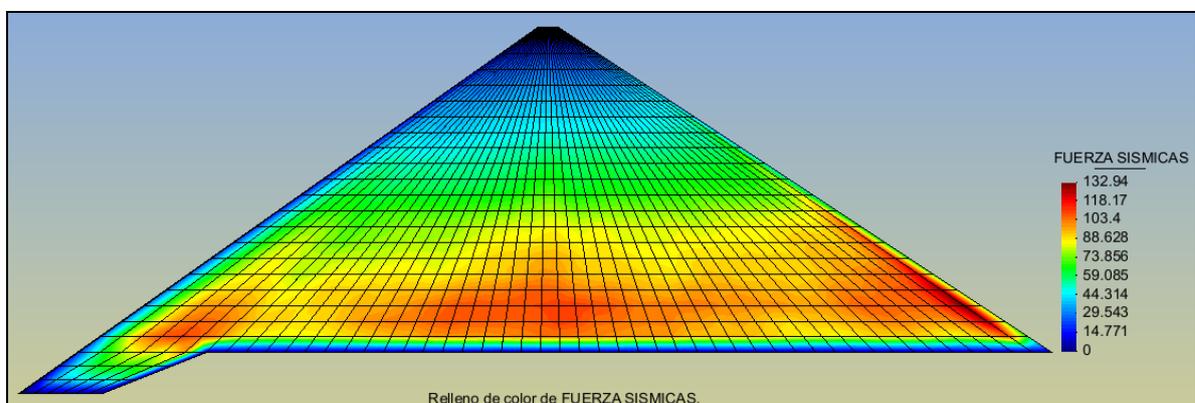
En las figuras 15 y 16 se presentan los resultados hallados con el Modelo 1 y en las figuras 17 y 18 los resultados encontrados con el Modelo 2. Las figuras 15 y 17 muestran los desplazamientos, mientras que las figuras 16 y 18 indican las fuerzas. En todos estos casos se ha utilizado el Criterio de Combinación modal de la Normativa Sísmica de Perú (2003) que es bastante conservador. (25% del Valor Absoluto + 75% del Valor Máximo Probable).



**Figura 14** Discretización de las masas y condiciones de apoyo.



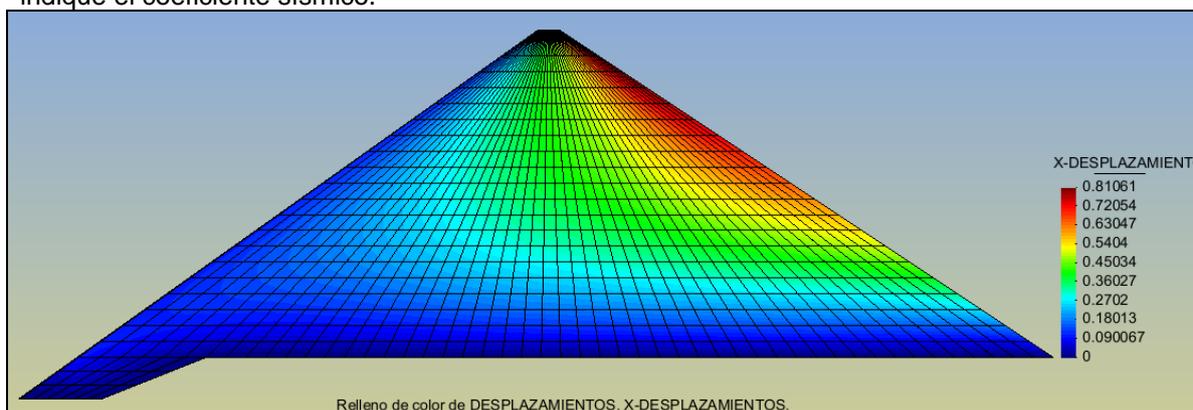
**Figura 15** Desplazamientos máximos probables encontrados con **Modelo 1**.  
Criterio de Combinación Modal de Normativa de Perú 2003.



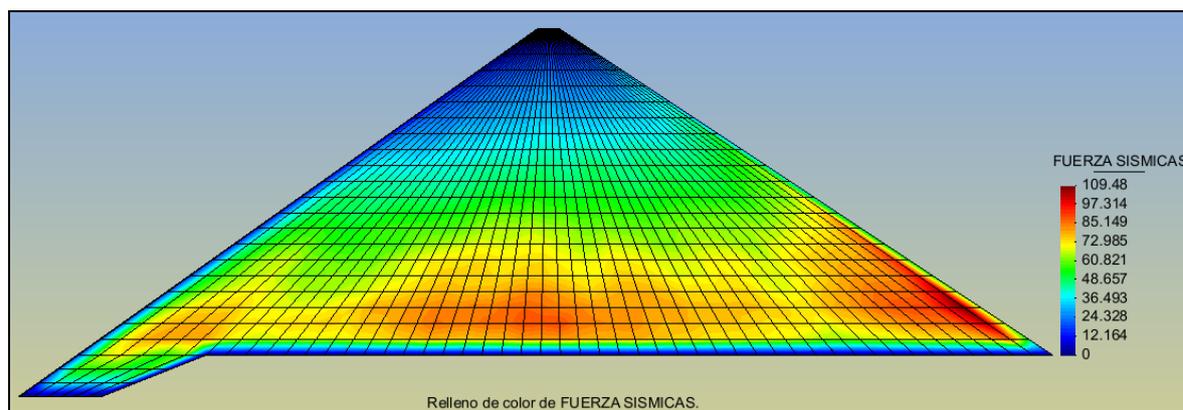
**Figura 16** Fuerzas máximas probables encontradas con **Modelo 1**.  
Criterio de Combinación Modal de Normativa de Perú 2003.

A nivel de desplazamientos los resultados encontrados con los dos modelos son bastante parecidos. El mayor desplazamiento encontrado con el modelo 1 es 0.79 m., y con el modelo 2 es 0.81 m. De tal manera que a nivel de desplazamientos máximos probables los dos modelos reportan resultados que pueden considerarse iguales.

Con el modelo 1 los desplazamientos son ligeramente menores a los que se hallan con el modelo 2. A nivel de fuerzas máximas en los nodos sucede lo contrario, es decir las fuerzas máximas halladas con el modelo 1 son mayores a las del modelo 2. A nivel de fuerzas ya existe una diferencia que es apreciable y se pondrá más en evidencia cuando al final del apartado se indique el coeficiente sísmico.



**Figura 17** Desplazamientos máximos encontrado con **Modelo 2**.  
Criterio de Combinación Modal de Normativa de Perú 2003.



**Figura 18** Fuerzas máximas probables con **Modelo 2**.  
Criterio de Combinación Modal de Normativa de Perú 2003.

Es importante destacar que los mayores desplazamientos laterales se presentan en el enrocado del material tipo 2.

Los desplazamientos laterales en la pantalla de HA son menores a los 25 cm. Por lo tanto es menor al máximo permitido indicado en la tabla 3.

En la tabla 6 se presentan los períodos de vibración encontrados con los dos modelos, para los 10 primeros modos de vibración. Los períodos de vibración son bastante altos debido a que la Presa enrocada es bastante flexible en comparación con las Presas de Hormigón. Pero por otra parte al tener períodos altos es beneficioso ya que se está trabajando en la zona del espectro que tiene aceleraciones bajas pero desplazamientos altos.

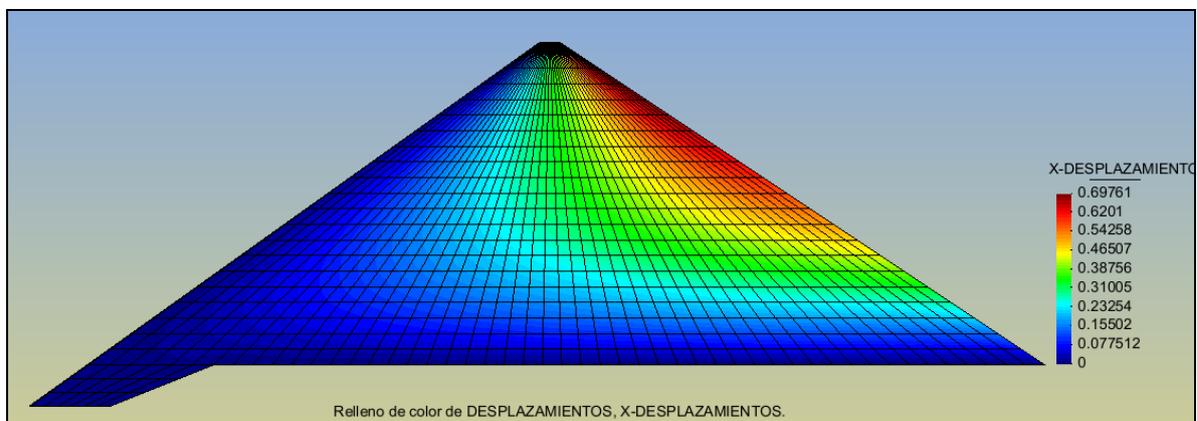
El peso total de la sección transversal analizada por metro de ancho es 81572.02 T. Los coeficientes sísmicos que se encontraron son: 0.778 para el modelo 1 y 0.608 para el modelo 2. Lo que demuestra que la diferencia es notable. A más de ello los coeficientes

sísmicos son bastante altos debido al Criterio de Combinación Modal que es bastante conservador.

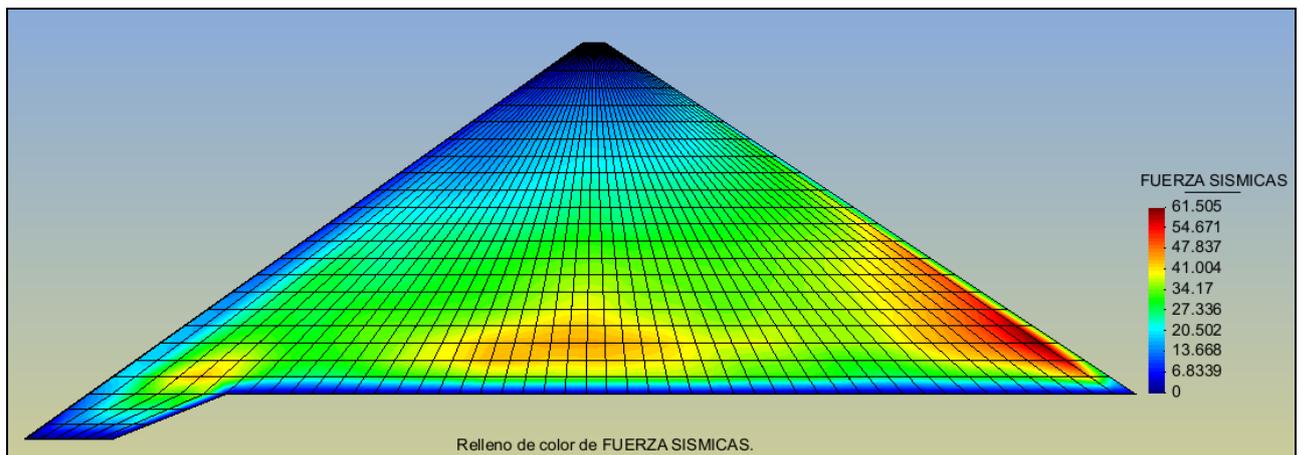
**Tabla 6** Períodos de vibración encontrados con los dos modelos.

Modo	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Período Modelo 1 (seg.)	2.486	1.558	1.056	0.950	0.830	0.783	0.760	0.663	0.621	0.570
Período Modelo 2 (seg.)	2.530	1.703	1.165	0.954	0.856	0.831	0.762	0.679	0.655	0.574

Cuando se aplica el Criterio del Valor Máximo Probable, los desplazamientos y fuerzas se reducen considerablemente, con relación a los obtenidos con el Criterio de la Norma Sísmica de Perú (2003), que es para edificios. Se lo utilizó en Presas ya que se quería ver que tanto difiere con el criterio del Valor Máximo Probable.



**Figura 19** Desplazamientos máximos probables encontrados con **Modelo 1**. Criterio de Combinación Modal del Valor Máximo Probable.

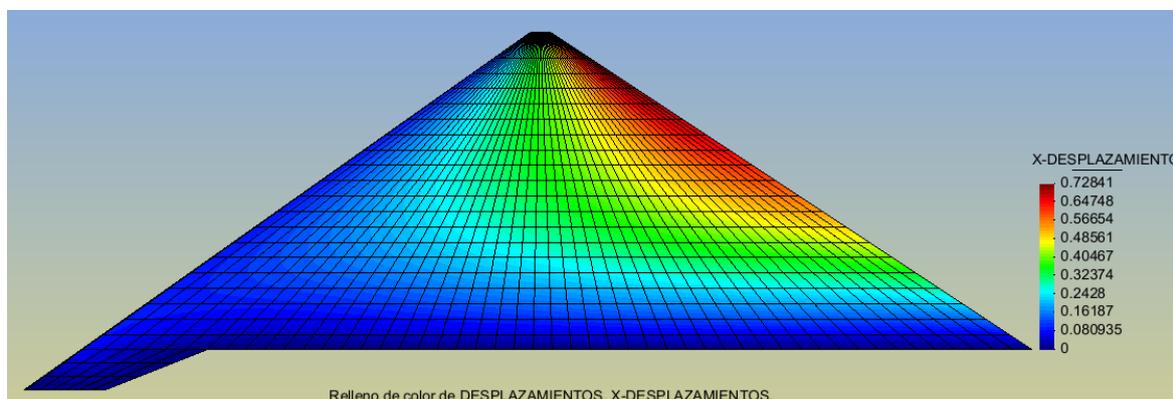


**Figura 20** Fuerzas máximas probables encontradas con **Modelo 1**. Criterio de Combinación Modal del Valor Máximo Probable.

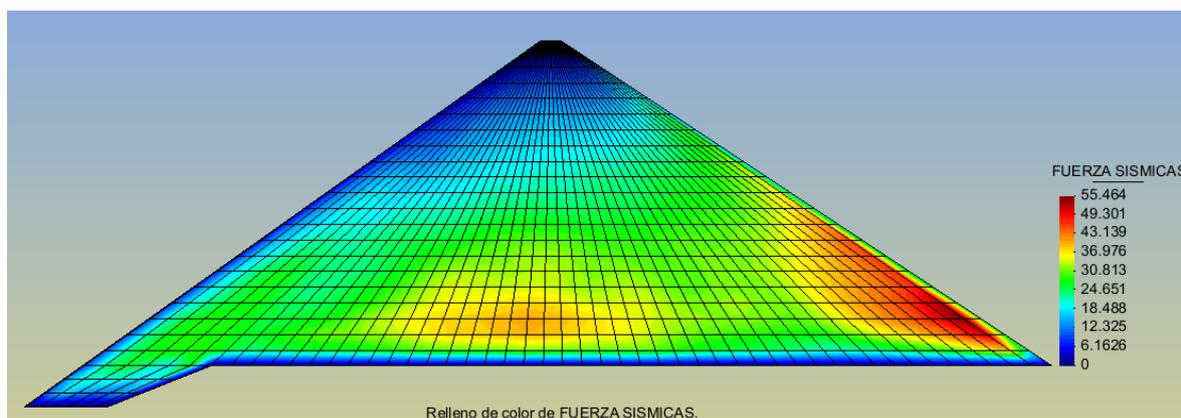
En las figuras 19 y 20 se muestran los resultados hallados con el Modelo 1 pero empleando el Criterio del Valor Máximo Probable. Ahora si se comparan las figuras 15 y 19 se aprecia que a nivel de desplazamientos existe una diferencia que está alrededor del 15%.

Al comparar las figuras 16 y 20 se nota que las fuerzas obtenidas con el Criterio del Valor Máximo Probable disminuyeron en un 50%, aproximadamente.

En las figuras 21 y 22 se presentan los desplazamientos y fuerzas, máximas probables, encontradas con el Modelo 2 y empleando el Criterio de Combinación Modal del Valor Máximo Probable. Nuevamente se aprecia que la reducción de los valores es notable con relación a los que se encuentran con el Criterio de la Normativa sísmica de Perú, 2003.



**Figura 21** Desplazamientos máximos probables encontrados con **Modelo 2**.  
Criterio de Combinación Modal del Valor Máximo Probable.



**Figura 22** Fuerzas máximas probables encontradas con **Modelo 2**.  
Criterio de Combinación Modal del Valor Máximo Probable.

En la tabla 7 se muestra el coeficiente sísmico hallado con los dos modelos y con los dos criterios de combinación modal. Se ve que el criterio de combinación modal que se utilice en el Método de Superposición Modal influye mucho más que la comparación entre modelos de elementos finitos que se utilicen.

En base a lo obtenido, definitivamente se debe descartar el criterio del 25 % del Valor Absoluto más el 75 % del Valor Máximo Probable, ya que es demasiado conservador y lo que se debe utilizar es simplemente el Criterio del Valor Máximo Probable.

Con este último criterio se aprecia que los resultados encontrados a nivel de fuerzas y desplazamientos, con los dos modelos son bastante parecidos.

**Tabla 7** Coeficientes sísmicos hallados con dos modelos y dos criterios de combinación modal.

CRITERIO DE COMBINACIÓN MODAL	MODELO 1	MODELO 2
NORMA TÉCNICA DE PERÚ	0.778	0.608
VALOR MÁXIMO PROBABLE	0.311	0.279

## 9. COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

Llamó mucho la atención la construcción de una Presa Enrocada por el ahorro considerable ahorro de dinero que se tiene en relación a una Presa de Hormigón Rodillado de similares características. Por este motivo es muy importante estudiar este nuevo sistema constructivo para el Ecuador y ver las experiencias que han tenido Presas similares en otras partes del mundo. Este es un primer artículo y se aspira continuar investigando siempre y cuando HIDROPAUTE Y CONELEC nos proporcionen la información sísmica que ha sido registrada en el Proyecto Mazar.

Se ha realizado el análisis sísmico elástico de la Presa Enrocada del Proyecto Mazar, para un sismo OBE, mediante el Método de Superposición Modal; utilizando dos tipos de elementos finitos y dos criterios de combinación modal, del estudio realizado se desprenden las siguientes conclusiones.

- El criterio de combinación modal que combina el 25% del Valor Máximo Absoluto más el 75% del Criterio Valor Máximo Probable, es demasiado conservador y no se lo puede utilizar en Presas. Este es un criterio adecuado para edificios. Para Presas lo mejor es utilizar el criterio del Valor Máximo Probable, con relación al anterior.
- A nivel de desplazamientos nodales el elemento Finito con efecto Membrana reporta resultados muy parecidos a los que se hallan con el elemento Finito Q4 de tal manera que no se debe descartar el uso del Modelo 1 en el análisis sísmico de Presas, al contrario al efecto Membrana se debe añadir el efecto de los giros y comparar los resultados que se hallen con el elemento Finito Q4.

## AGRADECIMIENTOS

Al Dr. Francisco Vergara, Director Ejecutivo Interino del Consejo Nacional de Electricidad, CONELEC y al Ing. Julio Robles de CELEC-HIDROPAUTE por la valiosa información que nos proporcionaron para realizar este primer trabajo. De igual manera hacemos extensivo nuestro agradecimiento a INGETEC S.A. por que ha mas ser una memoria de cálculo lo que presentaron es un texto didáctico.

## REFERENCIAS

1. Aguiar R., (2011), *El Mega sismo de Chile de 2010 y lecciones para el Ecuador*, Centro de Investigaciones Científicas de la ESPE. Instituto Panamericano de Geografía e Historia, 172 p., Quito.
2. Aguiar R., (2010,1), "Estudio de Peligrosidad sísmica y espectro de diseño de la Presa: Minas-La Unión-Pitahuiña", ASTEC, 32 p., Quito.
3. Aguiar R., (2010,2), *Análisis sísmico de Puentes con CEINCI-LAB*, Memorias del Segundo Encuentro Académico Puentes Siglo XXI. Escuela Politécnica del Ejército, 85 p., Quito.
4. Aguiar R., (2008), *Análisis Sísmico de Edificios*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 322 p., Quito.
5. Campbell J., Durán M., Ceura I., Guendelman T., (2010), "Análisis sísmico no lineal simplificado de muros de hormigón utilizando elementos finitos", *10 Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica. Universidad de Chile*, 19 p., Santiago de Chile.
6. INGETEC S.A. (2007), *Análisis numérico de Presa Mazar*, Hidropaute S.A, 82 p., Quito.

7. Marengo H., (2010), *Energía Hidráulica*, Presentación en Internet. CFE una empresa de clase mundial, 131 p.
8. Norma E.030, (2003), *Reglamento Nacional de Construcciones. Norma Técnica de Edificaciones. Diseño Sismo resistente*, Servicio Nacional de Normalización, Capacitación e Investigación para la Industria de la Construcción. SENCICO, 36 p., Lima.
9. Plinto N.L., y Filho P.L., (1998), "Estimating the maximum face deflection in CFRDs" *Hidropower and Damns*, Issue 6, 28-31.
10. Oñate E., (1992), *Cálculo de Estructuras por el Método de Elementos Finitos. Análisis estático lineal.*, Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, 838 p., Barcelona, España.
11. USCOLD (1999), *Updated Guidelines for Selecting Seismic Parameters for Dam Projects*, United States Committee on Large Dams, 63 p., USA.