

**ESCUELA POLITÉCNICA DEL EJÉRCITO**

**CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

**INTERACCIÓN FLUIDO-ESTRUCTURA EN EL  
ANÁLISIS SÍSMICO DE LA PRESA CHONTAL**

**PREVIA A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE:**

**INGENIERO CIVIL**

**ELABORADO POR:**

**JUAN PABLO TARAMBÍS RODRÍGUEZ**

**SANGOLQUÍ, MAYO DE 2011**

## **RESUMEN**

En este estudio se efectúa el Análisis Sísmico mediante elementos finitos de la Presa Chontal, la misma que conformará parte del Proyecto Hidroeléctrico Guayllabamba. Para esto se emplea el Método de Superposición Modal y se desarrollan subrutinas en base a Matlab para el programa CEINCI-LAB, las cuales se adaptan a las características geométricas de dicha Presa considerando su base fija y como principal objetivo se obtiene el coeficiente sísmico. Luego se realiza el cálculo de la Presión Hidrostática y se obtienen las fuerzas correspondientes a cada nudo de la malla de elementos finitos.

Posteriormente se analiza el comportamiento de la Presión Hidrodinámica mediante tres teorías en función del coeficiente sísmico y se obtienen también las fuerzas nodales que actúan en la malla adoptada para la sección de la Presa.

Finalmente se obtienen las fuerzas debidas a las tres acciones contempladas para este trabajo, se hallan los desplazamientos respectivos y se procede a encontrar las deformaciones y esfuerzos a los que la estructura se ve sometida.

## **ABSTRACT**

In this study the Seismic Analysis by means of finite elements is carried out for Chontal Dam, which will belong to Guayllabamba Hydroelectric Project. For this analysis the Modal Superposition Method is applied and subroutines based on Matlab are developed for the Program CEINCI-LAB, which are adapted to the geometrical features of the mentioned Dam considering its base fixed and the main goal is to obtain the seismic coefficient. Then the Hydrostatic Pressure is calculated and the forces corresponding to each node of the finite element mesh are found out.

Subsequently the behavior of the Hydrodynamic Pressure is analyzed by means of three theories as a function of the seismic coefficient and the nodal forces acting on the mesh adopted for the transversal section of the Dam are also obtained.

Finally the forces due to the three actions included in this work are found out, the corresponding displacements are calculated and the strains are obtained in order to calculate the stresses at which the structure is subjected.

## CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue realizado en su totalidad por el **SR. JUAN PABLO TARAMBÍS RODRÍGUEZ** como requerimiento parcial para la obtención del título de **INGENIERO CIVIL**.

Sangolquí, Mayo de 2011

---

Dr. Ing. Roberto Aguiar Falconí  
DIRECTOR

---

Ing. Washington Sandoval E., Ph.D.  
CODIRECTOR

REVISADO POR

---

Ing. Jorge Zúñiga

Director de la Carrera de Ingeniería Civil

## **DEDICATORIA**

Este trabajo está dedicado a las personas que desde pequeño con todo su amor me supieron encaminar por el rumbo correcto, quienes han estado a mi lado a lo largo de mi vida apoyándome y dándome su fuerza espiritual, a ellos quienes nunca perdieron la fe en mí, a los seres que me dieron la vida, mis queridos padres Juan y Esperanza.

A quienes siempre estuvieron ahí para brindarme su ayuda, su paciencia, sus consejos y su cariño. Ellos que siempre estuvieron pendientes de mis inquietudes y supieron hacer de mi tristeza y alegría las suyas, a mi hermana y mi cuñado, Paty y Marco.

A las mujeres que fueron como una segunda madre y una segunda hermana, quienes también estuvieron en los escenarios de mi vida desde la niñez y aunque ahora viven lejos, nunca se olvidan del gran cariño que nos tenemos, al contrario se sigue incrementando debido a la sangre que corre por nuestras venas, a mi tía Elizabeth y a mi prima Johanna.

A quienes han sido como hermanos y hemos compartido tantos buenos y malos momentos, con los que crecimos, sufrimos y triunfamos juntos en la adolescencia, a aquellos que ya no están entre nosotros pero siempre los recordaremos, a mis camaradas y buenos amigos de mi querido Colegio.

***Juan Pablo Tarambís Rodríguez***

## **AGRADECIMIENTOS**

Me permito hacer llegar un cordial y afectuoso agradecimiento a todos mis maestros quienes me supieron impartir sus conocimientos con la finalidad de que adquiriera los fundamentos necesarios para cimentar mi formación profesional, lo cual se ve reflejado en el desarrollo de este trabajo.

De manera especial quiero agradecerle a mi director de tesis Dr. Ing. Roberto Aguiar Falconí por su tiempo invertido en la asistencia para el desarrollo de este proyecto, y por su ejemplo de dedicación y esmero a la investigación que día a día fomenta los ánimos de los tesisistas en el CEINCI. Además mi sincero agradecimiento al Ing. Washington Sandoval E., Ph.D., cuya colaboración fue muy importante y permitió culminar con éxito el presente trabajo.

# ÍNDICE DE CONTENIDOS

## CAPÍTULO 1

### NORMATIVAS SÍSMICAS DE DISEÑO DE PRESAS

1.1.	GENERALIDADES .....	1
1.1.1.	Filosofía de Diseño .....	1
1.1.2.	Sismos considerados para el Diseño .....	2
1.1.3.	Criterios de Aceptación.....	3
1.1.4.	Espectros de Diseño.....	5
1.1.5.	Registros de Aceleración .....	6
1.1.6.	Casos de Carga por Sismo .....	8
1.1.7.	Análisis Dinámico mediante Superposición Modal .....	12
1.1.8.	Tipos de Espectros de Respuesta para el Diseño.....	14
1.1.9.	Espectros de Diseño Horizontal y Vertical .....	18
1.1.10.	Respuesta ante Eventos Sísmicos .....	20
1.2.	PROPIEDADES MATERIALES DEL HORMIGÓN RCC .....	22
1.2.1.	Semejanzas entre el hormigón RCC y el hormigón convencional .....	22
1.2.2.	Resistencia a la compresión .....	23
1.2.3.	Resistencia a la tracción .....	23
1.2.4.	Resistencia al corte .....	31
1.2.5.	Módulo de elasticidad .....	31
1.2.6.	Módulo de Poisson .....	32
1.2.7.	Relación esfuerzo a la tracción / deformación.....	32
1.2.8.	Resistencia a la tracción dinámica (DTS).....	34
1.2.9.	Esfuerzos admisibles a la tracción .....	35
1.3.	SISMOS DE DISEÑO .....	38
1.3.1.	SISMO BASE DE OPERACIÓN (OBE).....	38
1.3.2.	SISMO MÁXIMO CREÍBLE (MCE) .....	39
1.3.3.	NORMAS DE DISEÑO OBE .....	39
1.3.4.	NORMAS DE DISEÑO MCE.....	41
1.4.	INTERACCIÓN PRESA-CIMENTACIÓN .....	43
1.4.1.	EFFECTO DEL AMORTIGUAMIENTO .....	43
1.4.2.	EFFECTO DEL MÓDULO DE DEFORMACIÓN .....	46

## CAPÍTULO 2

### ANÁLISIS SÍSMICO DE LA PRESA CHONTAL MEDIANTE EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

2.1.	INTRODUCCIÓN.....	48
2.1.1.	Características de la Presa Chontal.....	48
2.1.2.	Espectro para la Presa Chontal .....	51
2.1.3.	Geometría De Una Sección De La Presa.....	53
2.2.	ANÁLISIS SÍSMICO.....	54
2.2.1.	Funciones de forma para el elemento finito .....	56
2.2.2.	Ordenadas de la Elástica.....	60
2.2.3.	Derivadas de las funciones de forma con respecto a "s" y "t" .....	61
2.2.4.	Relaciones entre deformaciones y desplazamientos, Matriz <i>B</i> .....	61
2.2.5.	Obtención de la Matriz Jacobiana .....	63
2.2.6.	Relación Esfuerzo – Deformación.....	65
2.2.7.	Obtención de la Matriz de Rigidez de un Elemento Finito .....	66
2.2.8.	Obtención de la matriz de rigidez de un elemento finito.....	67
2.2.9.	Matriz de Rigidez de la Estructura .....	67
2.2.10.	Grados de libertad de la Presa.....	68
2.2.11.	Vectores de Colocación .....	68
2.2.12.	Datos requeridos para obtener las matrices con VC, XE y YE .....	69
2.2.13.	Datos requeridos para la obtención de la matriz de rigidez de la estructura .....	70
2.2.14.	Matriz de Masas.....	72
2.2.15.	Obtención de períodos, frecuencias y modos de vibración.....	73
2.2.16.	Cálculo de las fuerzas horizontales .....	74
2.2.17.	Cálculo de desplazamientos horizontales.....	74
2.2.18.	Criterios de Combinación Modal.....	74
2.2.19.	Matriz de influencia estática .....	75
2.2.20.	Programa Chontal .....	76
2.3.	APLICACIÓN DEL ANÁLISIS SÍSMICO EN LA PRESA CHONTAL .....	80
2.4.	RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO.....	88

### **CAPÍTULO 3**

#### **ANÁLISIS DE LA PRESIÓN HIDRODINÁMICA MEDIANTE LA PROPUESTA DE ZANGAR APLICADO A LA PRESA CHONTAL**

3.1. CONCEPTOS.....	96
3.1.1. Generalidades .....	96
3.1.2. Análisis Sísmico Previo.....	97
3.1.3. Concepto de Presión Hidrostática.....	99
3.1.4. Concepto de Presión Hidrodinámica.....	99
3.2. DESCRIPCIÓN DEL CÁLCULO DE LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA .....	100
3.3. DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE ZANGAR Y CÁLCULO DE LA PRESIÓN HIDRODINÁMICA .....	108

### **CAPÍTULO 4**

#### **ANÁLISIS DE LA PRESIÓN HIDRODINÁMICA DE LA PRESA CHONTAL MEDIANTE EL MÉTODO DE HOUSNER**

4.1. INTRODUCCIÓN.....	123
4.1.1. Generalidades.....	123
4.1.2. Geometría Equivalente de una sección de la Presa .....	124
4.2. ANÁLISIS SÍSMICO.....	126
4.2.1. Breve Detalle del Proceso para el Análisis Sísmico.....	126
4.2.2. Resultados del Análisis Sísmico .....	135
4.3. PRESIONES HIDROSTÁTICAS .....	138
4.4. PRESIONES HIDRODINÁMICAS.....	142
4.4.1. Descripción del Método .....	142
4.4.2. Procedimiento de cálculo de la Presión Hidrodinámica .....	145
4.4.3. Ecuación Diferencial.....	146
4.4.4. Solución de la Ecuación Diferencial .....	147
4.4.5. Presión Hidrodinámica .....	149
4.4.6. Fuerzas Hidrodinámicas.....	151
4.5. COMPARACIÓN DE LOS MODELOS DE ZANGAR Y HOUSNER.....	156



## CAPÍTULO 5

### ANÁLISIS DE LA PRESIÓN HIDRODINÁMICA DE LA PRESA CHONTAL MODELANDO EL EMBALSE MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS

5.1.	INTRODUCCIÓN.....	158
5.1.1.	Generalidades .....	158
5.1.2.	Descripción del Modelo de Presa Rígida - Agua Incompresible .....	162
5.2.	OBTENCIÓN DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ PARA UN ELEMENTO FINITO DE AGUA.....	164
5.2.1.	Funciones de forma .....	165
5.2.2.	Obtención de la Matriz Jacobiana .....	167
5.2.3.	Obtención de la matriz de rigidez de un elemento finito de agua .....	168
5.3.	MATRIZ DE RIGIDEZ DEL AGUA EN EL EMBALSE .....	169
5.3.1.	Grados de libertad del subsistema del agua en el embalse .....	170
5.3.2.	Vectores de Colocación .....	170
5.3.3.	Datos requeridos para obtener las matrices VC, XE y YE.....	172
5.3.4.	Datos requeridos para la obtención de la matriz de rigidez del agua en el embalse .....	173
5.4.	OBTENCIÓN DEL VECTOR DE CARGAS.....	174
5.5.	CÁLCULO DE LA FRANJA DE AGUA.....	176
5.6.	CÁLCULO DE LA PRESIÓN HIDRODINÁMICA MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS PARA LA PRESA CHONTAL .....	177

## CAPÍTULO 6

### OBTENCIÓN DE LAS FUERZAS FINALES ACTUANTES SOBRE LA PRESA CHONTAL DEBIDO A LA COMBINACIÓN DE LAS ACCIONES SÍSMICA, HIDROSTÁTICA E HIDRODINÁMICA

6.1.	FUERZAS DEBIDAS A LA ACCIÓN SÍSMICA.....	187
6.2.	FUERZAS DEBIDAS A LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA.....	191
6.3.	FUERZAS DEBIDAS A LA PRESIÓN POR SEDIMENTOS.....	194
6.4.	FUERZAS DEBIDAS A LA PRESIÓN HIDRODINÁMICA .....	197
6.5.	FUERZAS FINALES .....	201
6.6.	DESPLAZAMIENTOS TOTALES.....	207

6.7.	OBTENCIÓN DE RESULTADOS MEDIANTE GID .....	212
6.8.	COMPARACIÓN DE LOS TRES MODELOS DE PRESIÓN HIDRODINÁMICA 213	
6.9.	CÁLCULO DEL EMPUJE Y LA SUBPRESIÓN.....	216
6.10.	CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DE LA PRESA .....	220

## **CAPÍTULO 7**

### **CÁLCULO DE ESFUERZOS EN LA SECCIÓN REAL Y EQUIVALENTE DE LA PRESA CHONTAL**

7.1.	DESCRIPCIÓN DEL CÁLCULO DE ESFUERZOS.....	225
7.2.	FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS FINALES .....	229
7.3.	ESFUERZOS RESULTANTES .....	230

## **CAPÍTULO 8**

### **COMENTARIOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

8.1.	COMENTARIOS.....	246
8.2.	CONCLUSIONES.....	246
8.3.	RECOMENDACIONES.....	251
	REFERENCIAS.....	253

## LISTADO DE TABLAS

### CAPÍTULO 1

Tabla 1. 1 Aceleración pico del suelo según la zonificación sísmica (EP 1110-2-12, 1995) .....	17
Tabla 1. 2 Resistencia a la tracción del Hormigón RCC para consistencia $\leq 30$ seg (EP 1110-2-12, 1995) .....	25
Tabla 1. 3 Resistencia a la tracción del Hormigón RCC para consistencia $\leq 30$ seg (EP 1110-2-12, 1995) .....	26
Tabla 1. 4 Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada (CEC-2000).	41

### CAPÍTULO 2

Tabla 2. 1 Condiciones de cálculo de $\phi_1(s)$ y $\phi_1(t)$ .....	57
Tabla 2. 2 Condiciones de cálculo de $\phi_2(s)$ y $\phi_2(t)$ .....	57
Tabla 2. 3 Condiciones de cálculo de $\phi_3(s)$ y $\phi_3(t)$ .....	58
Tabla 2. 4 Condiciones de cálculo de $\phi_4(s)$ y $\phi_4(t)$ .....	59
Tabla 2. 5 Condiciones de cálculo de $\phi_5(s)$ y $\phi_5(t)$ .....	59
Tabla 2. 6 Condiciones de cálculo de $\phi_6(s)$ y $\phi_6(t)$ .....	60
Tabla 2. 7 Derivadas de las funciones de forma con respecto a "s" y "t" .....	61
Tabla 2. 8 Vectores de Colocación para el ejemplo de la figura 2.11 .....	69
Tabla 2. 9 Coordenadas XE para cada elemento finito de la figura 2.11 .....	69
Tabla 2. 10 Coordenadas YE para cada elemento finito de la figura 2.11 .....	69
Tabla 2. 11 Modos de Vibración para el ejemplo de la figura 2.10 .....	79
Tabla 2. 12 Períodos, Frecuencias y Aceleraciones Espectrales para el ejemplo .....	79
Tabla 2. 13 Fuerzas laterales, desplazamientos elásticos e inelásticos para el ejemplo .....	79
Tabla 2. 14 Cortante Basal, Peso Total y Coeficiente Sísmico para el ejemplo.....	80
Tabla 2. 15 Períodos de vibración en los cinco primeros modos.....	85
Tabla 2. 16 Coeficientes Sísmicos obtenidos con el Criterio de la Norma Técnica de Perú 2003 .....	94
Tabla 2. 17 Coeficientes Sísmicos obtenidos con el Criterio del Máximo Valor Probable .....	94

### CAPÍTULO 4

Tabla 4. 1 Períodos de vibración en los cinco primeros modos.....	132
Tabla 4. 2 Fórmulas progresivas Ordinarias. Fuente: Aguiar y Sosa (2011).....	149

## **CAPÍTULO 5**

Tabla 5. 1 Coordenadas XE para cada elemento finito del ejemplo indicado en la figura 5.7.....	171
Tabla 5. 2 Coordenadas YE para cada elemento finito del ejemplo indicado en la figura 5.7.....	172

## **CAPÍTULO 6**

Tabla 6. 1 Coeficientes de Subpresión $\alpha_0$ y $\alpha_2$ . Fuente: Sandoval W. (2011).....	218
Tabla 6. 2 Coeficientes de Subpresión que dependen del tipo de presa $\alpha_1'$ y $\alpha_1''$ . Fuente: Sandoval W. (2011) .....	219
Tabla 6. 3 Coeficientes según el tipo de roca. Fuente Sandoval W. (2011).....	221

## **CAPÍTULO 7**

Tabla 7. 1 Módulos de Elasticidad para la sección real de la Presa Chontal .....	237
Tabla 7. 2 Módulos de Elasticidad para la sección equivalente de la Presa Chontal	238

## LISTADO DE FIGURAS

### CAPÍTULO 1

Figura 1. 1 Relación de PGA para la componente vertical con respecto a PGA para la componente horizontal como función de la distancia del sitio a la fuente y del período fundamental de vibración de la estructura (EP 1110-2-12, 1995).....	19
Figura 1. 2 Rango de resistencia a la tracción del RCC para tamaño máximo de agregado MSA $\leq 1.5$ pulgadas, consistencia $< 30$ seg de vibración, con mortero de recubrimiento (EP 1110-2-12, 1995). .....	28
Figura 1. 3 Rango de resistencia a la tracción del RCC para MSA $> 1.5$ pulgadas, ...	28
Figura 1. 4 Rango de resistencia a la tracción del RCC para MSA $\leq 1.5$ pulgadas, ...	29
Figura 1. 5 Rango de resistencia a la tracción del RCC para MSA $> 1.5$ pulgadas, ...	29
Figura 1. 6 Rango de resistencia a la tracción del RCC para MSA $\leq 1.5$ pulgadas, ...	30
Figura 1. 7 Rango de resistencia a la tracción del RCC para MSA $> 1.5$ pulgadas, ...	30
Figura 1. 8 Diagrama esfuerzo a tracción / deformación para el Hormigón RCC (EP 1110-2-12, 1995) .....	33
Figura 1. 9 Zonas sísmicas para propósitos de diseño para el Ecuador (CEC-2000). .....	41
Figura 1. 10 Valores para $\xi_f$ , el coeficiente de amortiguamiento añadido debido a la interacción presa-cimentación de roca (EP 1110-2-12, 1995).....	45

### CAPÍTULO 2

Figura 2. 1 Esquema de ubicación del Proyecto Guayllabamba. Fuente: Aguiar y Tarambís (2010). .....	50
Figura 2. 2 Espectros Elástico e Inelástico para el diseño de la Presa Chontal, Aguiar (2010,1). .....	53
Figura 2. 3 Sección sorda de la Presa Chontal. ....	54
Figura 2. 4 Elemento finito Q4 suavizado por flexión .....	56
Figura 2. 5 Función de forma asociada a los gdl 1 y 2. Fuente: Aguiar (2010,3). .....	57
Figura 2. 6 Función de forma asociada a los gdl 3 y 4. Fuente: Aguiar (2010,3). .....	58
Figura 2. 7 Función de forma asociada a los gdl 5 y 6. Fuente: Aguiar (2010,3). .....	58
Figura 2. 8 Función de forma para asociada a los gdl 7 y 8. Fuente: Aguiar(2010,3). .....	59
Figura 2. 9 Ordenadas de la Elástica .....	60
Figura 2. 10 Ejemplo de la discretización de la sección de una presa.....	67
Figura 2. 11 Grados de libertad de la sección de la presa.....	68
Figura 2. 12 Discretización de las masas para el ejemplo de la figura 2.11.....	72

Figura 2. 13 a	Coordenadas principales y secundarias en la malla de elementos finitos de la sección de la Presa Chontal.....	81
Figura 2. 13 b	Coordenadas principales y secundarias en la malla de elementos finitos de la sección de la Presa Chontal (zoom1 parte superior donde la cara aguas arriba es vertical).....	82
Figura 2. 13 c	Coordenadas principales y secundarias en la malla de elementos finitos de la sección de la Presa Chontal (zoom2 parte superior desde gdl 155 y zoom 3 para la coronación).....	83
Figura 2. 14	Distribución de las masas en los nudos de la malla de elementos finitos. ....	84
Figura 2. 15	Primer Modo de Vibración.....	86
Figura 2. 16	Segundo Modo de Vibración.....	86
Figura 2. 17	Tercer Modo de Vibración.....	87
Figura 2. 18	Cuarto Modo de Vibración.....	87
Figura 2. 19	Quinto Modo de Vibración.....	88
Figura 2. 20	Fuerzas Sísmicas aplicando el criterio de la Norma Técnica de Perú 2003 [T].....	89
Figura 2. 21	Fuerzas Sísmicas aplicando el criterio del Máximo Valor Probable [T]...	90
Figura 2. 22	Desplazamientos elásticos horizontales [m] (Norma Técnica de Perú 2003).....	91
Figura 2. 23	Desplazamientos elásticos verticales [m] (Norma Técnica de Perú 2003).....	92
Figura 2. 24	Desplazamientos elásticos horizontales [m] (Máximo Valor Probable)...	92
Figura 2. 25	Desplazamientos elásticos verticales [m] (Máximo Valor Probable).....	93
Figura 2. 26	Diagrama con los Coeficientes Sísmicos obtenidos mediante el Criterio de la Norma Técnica de Perú 2003 (Tabla 2.18).....	94
Figura 2. 27	Diagrama con los Coeficientes Sísmicos obtenidos mediante el Criterio del Máximo Valor Probable (Tabla 2.19).....	95

### **CAPÍTULO 3**

Figura 3. 1	Presión Hidrostática, actuando en la cara aguas arriba de la presa indicada en el ejemplo del Capítulo 2.....	102
Figura 3. 2	Descripción de la Presión Hidrostática para el ejemplo del Capítulo 2. ...	103
Figura 3. 3	Fuerzas debido a la Presión Hidrostática en la cara aguas arriba de la presa que se indica en el ejemplo del Capítulo 2. ....	104
Figura 3. 4	Fuerzas debido a la Presión Hidrostática en cada nudo de la presa que se indica en el ejemplo del Capítulo 2. ....	105

Figura 3. 5 Presión Hidrostática actuante sobre la cara aguas arriba de la Presa Chontal .....	106
Figura 3. 6 a Fuerzas Hidrostáticas resultantes sobre la Presa Chontal .....	107
Figura 3. 6 b Fuerzas debidas al peso del agua actuantes sobre las caras de la Presa Chontal .....	108
Figura 3. 7 Valores de $C_m$ para Presas cuya pared vertical es $h/4$ . Fuente: Aguiar y Tarambís (2010). .....	113
Figura 3. 8 Valores de $C_m$ para Presas con ángulo inclusivo de $15^\circ$ y tramo vertical variable. ....	114
Figura 3. 9 Valores de $C_m$ para Presas con ángulo inclusivo de $30^\circ$ y tramo vertical variable. ....	115
Figura 3. 10 Valores de $C_m$ para Presas con ángulo inclusivo de $60^\circ$ y tramo vertical variable. ....	115
Figura 3. 11 Valores de $C_m$ para Presas con ángulo inclusivo de $75^\circ$ y tramo vertical variable. ....	116
Figura 3. 12 Presión Hidrodinámica, actuando en la cara aguas arriba de la presa indicada en el ejemplo del Capítulo 2.....	117
Figura 3. 13 Descripción de la Presión Hidrodinámica para el ejemplo del Capítulo 2.....	118
Figura 3. 14 Fuerzas debido a la Presión Hidrodinámica en la cara aguas arriba de la presa que se indica en el ejemplo del Capítulo 2. ....	119
Figura 3. 15 Fuerzas debido a la Presión Hidrodinámica en cada nudo de la presa que se indica en el ejemplo del Capítulo 2.....	120
Figura 3. 16 Presión Hidrodinámica actuante sobre la cara aguas arriba de la Presa Chontal para un coeficiente sísmico $= 0.5955$ .....	122
Figura 3. 17 Fuerzas Hidrodinámicas resultantes sobre la estructura de la Presa Chontal utilizando un coeficiente sísmico $= 0.5955$ .....	124

## CAPÍTULO 4

Figura 4. 1 Obtención de la sección equivalente aplicable a la teoría de Housner. ...	124
Figura 4. 2 Geometría Equivalente de la Presa Chontal.....	125
Figura 4. 3 a Coordenadas Principales consideradas en el Análisis Sísmico de la Presa Chontal de sección equivalente .....	128
Figura 4. 3 b Coordenadas Principales consideradas en el Análisis Sísmico de la Presa Chontal de sección equivalente (zoom1 desde gdl 100).....	129
Figura 4. 3 c Coordenadas Principales consideradas en el Análisis Sísmico de la Presa Chontal de sección equivalente (zoom2 desde gdl 155 y zoom3 para la coronación).....	130

Figura 4. 4 Masas concentradas en todos los nudos de la malla considerada en la sección equivalente de la Presa Chontal. ....	131
Figura 4. 5 Primer Modo de Vibración (Sección Equivalente).....	133
Figura 4. 6 Segundo Modo de Vibración (Sección Equivalente).....	133
Figura 4. 7 Tercer Modo de Vibración (Sección Equivalente).....	134
Figura 4. 8 Cuarto Modo de Vibración (Sección Equivalente) .....	134
Figura 4. 9 Quinto Modo de Vibración (Sección Equivalente).....	135
Figura 4. 10 Fuerzas Sísmicas aplicando el criterio del Máximo Valor Probable [T].	136
Figura 4. 11 Desplazamientos elásticos horizontales en la sección equivalente [m]	137
Figura 4. 12 Desplazamientos elásticos verticales en la sección equivalente [m].....	138
Figura 4. 13 Disposición de las fuerzas debidas a la Presión Hidrostática. ....	139
Figura 4. 14 a Fuerzas debidas a la Presión Hidrostática en la Presa de sección equivalente. ....	141
Figura 4. 14 b Peso del agua en las caras de la Presa de sección equivalente. ....	141
Figura 4. 15 Descripción de variables para el modelo de Housner. Fuente: Aguiar y Sosa (2010) .....	142
Figura 4. 16 Comparación de los valores de $C_p$ obtenidos con la Solución Analítica y con Diferencias Finitas. Fuente: Aguiar y Sosa (2010).....	150
Figura 4. 17 Valores de $C_p$ obtenidos con: Zangar, Solución Exacta y Diferencias Finitas. Fuente: Aguiar y Sosa (2010).....	151
Figura 4. 18 Disposición de la Presión Hidrodinámica según Housner para $\alpha= 0.6148$ .....	152
Figura 4. 19 Fuerzas Hidrodinámicas para $\alpha= 0.6148$ (Housner – Solución Analítica) .....	153
Figura 4. 20 Fuerzas Hidrodinámicas para $\alpha= 0.6148$ (Housner – Diferencias Finitas) .....	154
Figura 4. 21 Comparación de resultados de la Presión Hidrodinámica calculada mediante Zangar y Housner a partir de $\alpha= 0.6148$ .....	156

## CAPÍTULO 5

Figura 5. 1 Dominio y nomenclatura del sistema presa-embalse y distribución de fuerzas hidrodinámicas .....	159
Figura 5. 2 Esquema general del elemento finito de agua. Fuente.....	165
Figura 5. 3 Función de forma para la fase líquida asociada a la Presión P1. Fuente: Aguiar, Sosa y Mroginski (2011). ....	166
Figura 5. 4 Función de forma para la fase líquida asociada a la Presión P2. Fuente: Aguiar, Sosa y Mroginski (2011). ....	166



Figura 5. 5 Función de forma para la fase líquida asociada a la Presión P3. Fuente: Aguiar, Sosa y Mroginski (2011). .....	166
Figura 5. 6 Función de forma para la fase líquida asociada a la Presión P4. Fuente: Aguiar, Sosa y Mroginski (2011). .....	167
Figura 5. 7 Discretización del subsistema del agua en el embalse.....	169
Figura 5. 8 Grados de libertad del dominio del agua en el embalse (represa).....	170
Figura 5. 9 Sección transversal real de la Presa Chontal. Fuente: Aguiar y Tarambís (2010). .....	177
Figura 5. 10 Malla de elementos finitos considerada para el Agua y para la sección real de la Presa Chontal.....	178
Figura 5. 11 Comparación de curvas de Presiones Hidrodinámicas encontradas mediante Zangar (1952) y Elementos Finitos ( $\alpha= 0.5955$ ) .....	179
Figura 5. 12 Sección transversal equivalente de la Presa Chontal.....	180
Figura 5. 13 Malla de elementos finitos considerada para el Agua y para la sección equivalente de la Presa Chontal .....	181
Figura 5. 14 Valores de $C_m$ para combinación de pendientes con ángulo inclusivo de $15^\circ$ .....	182
Figura 5. 15 Comparación de curvas de Presiones Hidrodinámicas ( $\alpha= 0.6148$ ).....	183
Figura 5. 16 Comparación de curvas de Presión Hidrodinámica ( $\alpha= 0.5955$ para la geometría real y $\alpha= 0.6148$ para la geometría equivalente).....	184
Figura 5. 17 Fuerzas Hidrodinámicas de acuerdo a la teoría de Elementos Finitos, empleando un coeficiente sísmico $\alpha= 0.5955$ .....	185

## CAPÍTULO 6

Figura 6. 1 Fuerzas Sísmicas en la Sección Real de la Presa Chontal [T] .....	188
Figura 6. 2 Fuerzas Sísmicas en la Sección Equivalente de la Presa Chontal [T]....	189
Figura 6. 3 Fuerzas debidas al peso propio en la sección real de la Presa Chontal .	190
Figura 6. 4 Fuerzas debidas al peso propio en la sección equivalente de la Presa Chontal .....	190
Figura 6. 5 Fuerzas Hidrostáticas actuando en la sección real de la Presa Chontal. 191	
Figura 6. 6 Fuerzas Hidrostáticas actuando en la sección equivalente de la Presa Chontal .....	192
Figura 6. 7 Fuerzas a causa del peso del agua en las caras de la sección real .....	193
Figura 6. 8 Fuerzas a causa del peso del agua en las caras de la sección equivalente .....	193

Figura 6. 9 Distribución de Presiones por Sedimentos en la Presa Chontal al final de su vida útil .....	195
Figura 6. 10 Fuerzas producidas por los sedimentos en la Presa Chontal al final de su vida útil .....	195
Figura 6. 11 Peso de sedimentos en la cara aguas arriba de la Presa Chontal.....	196
Figura 6. 12 Fuerzas producidas por los sedimentos en la sección equivalente de la Presa Chontal.....	196
Figura 6. 13 Peso por sedimentos en la sección equivalente de la Presa Chontal...	197
Figura 6. 14 Fuerzas Hidrodinámicas en la sección real a partir de la teoría de Zangar .....	198
Figura 6. 15 Fuerzas Hidrodinámicas en la sección real a partir del método de Elementos Finitos .....	199
Figura 6. 16 Fuerzas Hidrodinámicas en la sección equivalente a partir de la teoría de Housner (Solución Analítica).....	200
Figura 6. 17 Fuerzas Hidrodinámicas en la sección equivalente a partir de la teoría de Housner (Solución por Diferencias Finitas) .....	200
Figura 6. 18 Combinación de Cargas (1) en sentido X para la sección real de la Presa Chontal .....	203
Figura 6. 19 Combinación de Cargas (1) en sentido Y para la sección real de la Presa Chontal .....	203
Figura 6. 20 Combinación de Cargas (1) en sentido X para la sección equivalente .	204
Figura 6. 21 Combinación de Cargas (1) en sentido Y para la sección equivalente .	204
Figura 6. 22 Combinación de Cargas (2) en sentido X para la sección real de la Presa Chontal .....	205
Figura 6. 23 Combinación de Cargas (2) en sentido Y para la sección real de la Presa Chontal .....	205
Figura 6. 24 Combinación de Cargas (2) en sentido X para la sección equivalente .	206
Figura 6. 25 Combinación de Cargas (2) en sentido Y para la sección equivalente .	206
Figura 6. 26 Desplazamientos totales horizontales en la sección real de la Presa Chontal para la Combinación de Cargas (1) .....	207
Figura 6. 27 Desplazamientos totales verticales en la sección real de la Presa Chontal para la Combinación de Cargas (1) .....	208
Figura 6. 28 Desplazamientos totales horizontales en la sección equivalente de la Presa Chontal para la Combinación de Cargas (1) .....	208
Figura 6. 29 Desplazamientos totales verticales en la sección equivalente de la Presa Chontal para la Combinación de Cargas (1) .....	209

Figura 6. 30 Desplazamientos totales horizontales en la sección real de la Presa Chontal para la Combinación de Cargas (2) .....	209
Figura 6. 31 Desplazamientos totales verticales en la sección real de la Presa Chontal para la Combinación de Cargas (2) .....	210
Figura 6. 32 Desplazamientos totales horizontales en la sección equivalente de la Presa Chontal para la Combinación de Cargas (2) .....	210
Figura 6. 33 Desplazamientos totales verticales en la sección equivalente de la Presa Chontal para la Combinación de Cargas (2) .....	211
Figura 6. 34 Comparación de curvas de Presión Hidrodinámica ( $\alpha = 0.5955$ para la geometría real y $\alpha = 0.6148$ para la geometría equivalente).....	215
Figura 6. 35 Empuje en la sección real de la Presa Chontal .....	217
Figura 6. 36 Empuje en la sección equivalente de la Presa Chontal .....	217
Figura 6. 37 Esquema general de distribución de la subpresión cuando $H > 75$ m. Fuente: Sandoval W. (2011) .....	218
Figura 6. 38 Subpresión en la sección real de la Presa Chontal .....	219
Figura 6. 39 Subpresión en la sección equivalente de la Presa Chontal .....	220

## CAPÍTULO 7

Figura 7. 1 Elemento finito y puntos de integración de la Cuadratura de Gauss .....	228
Figura 7. 2 Esfuerzos horizontales $\sigma_x$ en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	230
Figura 7. 3 Esfuerzos verticales $\sigma_y$ en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	231
Figura 7. 4 Esfuerzos de corte $\tau_{xy}$ en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	231
Figura 7. 5 Esfuerzos horizontales $\sigma_x$ en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	232
Figura 7. 6 Esfuerzos verticales $\sigma_y$ en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	232
Figura 7. 7 Esfuerzos de corte $\tau_{xy}$ en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	233
Figura 7. 8 Esfuerzos horizontales $\sigma_x$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	233
Figura 7. 9 Esfuerzos verticales $\sigma_y$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	234

Figura 7. 10 Esfuerzos de corte $\tau_{xy}$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	234
Figura 7. 11 Esfuerzos horizontales $\sigma_x$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	235
Figura 7. 12 Esfuerzos verticales $\sigma_y$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	235
Figura 7. 13 Esfuerzos de corte $\tau_{xy}$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	236
Figura 7. 14 Esfuerzos horizontales $\sigma_x$ en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil.....	239
Figura 7. 15 Esfuerzos verticales $\sigma_y$ en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil.....	240
Figura 7. 16 Esfuerzos de corte $\tau_{xy}$ en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil.....	240
Figura 7. 17 Esfuerzos horizontales $\sigma_x$ en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil.....	241
Figura 7. 18 Esfuerzos verticales $\sigma_y$ en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil.....	241
Figura 7. 19 Esfuerzos de corte $\tau_{xy}$ en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil.....	242
Figura 7. 20 Esfuerzos horizontales $\sigma_x$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil .....	242
Figura 7. 21 Esfuerzos verticales $\sigma_y$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil.....	243
Figura 7. 22 Esfuerzos de corte $\tau_{xy}$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil.....	243
Figura 7. 23 Esfuerzos horizontales $\sigma_x$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil.....	244
Figura 7. 24 Esfuerzos verticales $\sigma_y$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil .....	244
Figura 7. 25 Esfuerzos de corte $\tau_{xy}$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil .....	245

## LISTADO DE ANEXOS

### OTROS MODELOS CONSIDERADOS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO, TABLAS DE RESULTADOS Y GRÁFICAS DE ESFUERZOS CON OTROS ESPECTROS

A.1. OTROS MODELOS CONSIDERADOS PARA LA REALIZACIÓN DEL ANÁLISIS SÍSMICO .....	A-1
A.2. TABLAS DE RESULTADOS .....	A-19
A.3. GRÁFICAS DE ESFUERZOS CONSIDERANDO OTROS ESPECTROS ...	A-40
Tabla A. 1 Períodos de Vibración para los 5 primeros modos y coeficiente sísmico para ambos modelos de interacción suelo estructura y para el modelo de base fija ....	A-17
Tabla A. 2 Resultados del Análisis Sísmico .....	A-19
Tabla A. 3 Resultados al inicio de la vida útil de la Presa Chontal (sección real)	A-22
Tabla A. 4 Resultados al inicio de la vida útil de la Presa Chontal (sección equivalente) .....	A-25
Tabla A. 5 Resultados al final de la vida útil de la Presa Chontal (sección real)..	A-28
Tabla A. 6 Resultados al final de la vida útil de la Presa Chontal (sección equivalente) .....	A-31
Tabla A. 7 Esfuerzos en la Presa Chontal trabajando con hormigón de $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-34
Tabla A. 8 Esfuerzos en la Presa Chontal trabajando con distintos $f'c$ de hormigón ...	A-37
Figura A. 1 Dimensiones de la presa en el modelo de presa con base móvil modelando la rigidez del suelo con resortes .....	A-3
Figura A. 2 Nudos y grados de libertad en el modelo de presa con base móvil ....	A-4
Figura A. 3 Distribución de las masas para el modelo de presa con base móvil ...	A-5
Figura A. 4 Dimensiones de la presa en el modelo de elementos finitos suelo-presas .	A-6
Figura A. 5 Nudos y grados de libertad en el modelo de elementos finitos suelo-presas .....	A-7
Figura A. 6 Distribución de las masas para el modelo de elementos finitos suelo-presas .....	A-7
Figura A. 7 Fuerzas Sísmicas, Presa con base móvil, rigidez del suelo modelada con resortes.....	A-8

Figura A. 8	Peso Propio, Presa con base móvil, rigidez del suelo modelada con resortes .....	A-9
Figura A. 9	Desplazamientos modales elásticos horizontales, Presa con base móvil, rigidez del suelo modelada con resortes.....	A-9
Figura A. 10	Desplazamientos modales elásticos verticales, Presa con base móvil, rigidez del suelo modelada con resortes.....	A-10
Figura A. 11	Primer modo de vibración para el modelo de presa con base móvil	A-10
Figura A. 12	Segundo modo de vibración para el modelo de presa con base móvil....	A-11
Figura A. 13	Tercer modo de vibración para el modelo de presa con base móvil	A-11
Figura A. 14	Cuarto modo de vibración para el modelo de presa con base móvil	A-12
Figura A. 15	Quinto modo de vibración para el modelo de presa con base móvil	A-12
Figura A. 16	Fuerzas Sísmicas, modelo Suelo-Presa con elementos finitos.....	A-13
Figura A. 17	Peso Propio, modelo Suelo-Presa con elementos finitos.....	A-13
Figura A. 18	Desplazamientos modales elásticos horizontales, modelo Suelo-Presa con elementos finitos .....	A-14
Figura A. 19	Desplazamientos modales elásticos verticales, modelo Suelo-Presa con elementos finitos .....	A-14
Figura A. 20	Primer modo de vibración para el modelo Suelo-Presa con elementos finitos .....	A-15
Figura A. 21	Segundo modo de vibración para el modelo Suelo-Presa con elementos finitos.....	A-15
Figura A. 22	Tercer modo de vibración para el modelo Suelo-Presa con elementos finitos .....	A-16
Figura A. 23	Cuarto modo de vibración para el modelo Suelo-Presa con elementos finitos .....	A-16
Figura A. 24	Quinto modo de vibración para el modelo Suelo-Presa con elementos finitos .....	A-17
Figura A. 25	Esfuerzos horizontales $\sigma_x$ en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil <i>Espectro Jubones</i> – $f c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-40
Figura A. 26	Esfuerzos verticales $\sigma_y$ en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil <i>Espectro Jubones</i> – $f c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-40
Figura A. 27	Esfuerzos de corte $\tau_{xy}$ en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil <i>Espectro Jubones</i> – $f c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-41
Figura A. 28	Esfuerzos horizontales $\sigma_x$ en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil <i>Espectro Jubones</i> – $f c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-41

Figura A. 29 Esfuerzos verticales $\sigma_y$ en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil <i>Espectro Jubones</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-42
Figura A. 30 Esfuerzos de corte $\tau_{xy}$ en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil <i>Espectro Jubones</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-42
Figura A. 31 Esfuerzos horizontales $\sigma_x$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil <i>Espectro Jubones</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-43
Figura A. 32 Esfuerzos verticales $\sigma_y$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil <i>Espectro Jubones</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-43
Figura A. 33 Esfuerzos de corte $\tau_{xy}$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil <i>Espectro Jubones</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-44
Figura A. 34 Esfuerzos horizontales $\sigma_x$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil <i>Espectro Jubones</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-44
Figura A. 35 Esfuerzos verticales $\sigma_y$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil <i>Espectro Jubones</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-45
Figura A. 36 Esfuerzos de corte $\tau_{xy}$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil <i>Espectro Jubones</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-45
Figura A. 37 Esfuerzos horizontales $\sigma_x$ en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil <i>Espectro CEC. 2000</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-46
Figura A. 38 Esfuerzos verticales $\sigma_y$ en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil <i>Espectro CEC. 2000</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-46
Figura A. 39 Esfuerzos de corte $\tau_{xy}$ en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil <i>Espectro CEC. 2000</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-47
Figura A. 40 Esfuerzos horizontales $\sigma_x$ en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil <i>Espectro CEC. 2000</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-47
Figura A. 41 Esfuerzos verticales $\sigma_y$ en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil <i>Espectro CEC. 2000</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-48
Figura A. 42 Esfuerzos de corte $\tau_{xy}$ en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil <i>Espectro CEC. 2000</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-48
Figura A. 43 Esfuerzos horizontales $\sigma_x$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil <i>Espectro CEC. 2000</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-49
Figura A. 44 Esfuerzos verticales $\sigma_y$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil <i>Espectro CEC. 2000</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-49
Figura A. 45 Esfuerzos de corte $\tau_{xy}$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil <i>Espectro CEC. 2000</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-50
Figura A. 46 Esfuerzos horizontales $\sigma_x$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil <i>Espectro CEC. 2000</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-50

Figura A. 47 Esfuerzos verticales $\sigma_y$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil <i>Espectro CEC. 2000</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-51
Figura A. 48 Esfuerzos de corte $\tau_{xy}$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil <i>Espectro CEC. 2000</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-51
Figura A. 49 Esfuerzos horizontales $\sigma_x$ en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil <i>Espectro C. Argentino</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-52
Figura A. 50 Esfuerzos verticales $\sigma_y$ en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil <i>Espectro C. Argentino</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-52
Figura A. 51 Esfuerzos de corte $\tau_{xy}$ en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil <i>Espectro C. Argentino</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-53
Figura A. 52 Esfuerzos horizontales $\sigma_x$ en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil <i>Espectro C. Argentino</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-53
Figura A. 53 Esfuerzos verticales $\sigma_y$ en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil <i>Espectro C. Argentino</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-54
Figura A. 54 Esfuerzos de corte $\tau_{xy}$ en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil <i>Espectro C. Argentino</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-54
Figura A. 55 Esfuerzos horizontales $\sigma_x$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil <i>Espectro C. Argentino</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-55
Figura A. 56 Esfuerzos verticales $\sigma_y$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil <i>Espectro C. Argentino</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-55
Figura A. 57 Esfuerzos de corte $\tau_{xy}$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil <i>Espectro C. Argentino</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-56
Figura A. 58 Esfuerzos horizontales $\sigma_x$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil <i>Espectro C. Argentino</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-56
Figura A. 59 Esfuerzos verticales $\sigma_y$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil <i>Espectro C. Argentino</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-57
Figura A. 60 Esfuerzos de corte $\tau_{xy}$ en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil <i>Espectro C. Argentino</i> – $f_c' = 210 \text{ Kg/cm}^2$ .....	A-57



# CAPÍTULO 1

## NORMATIVAS SÍSMICAS DE DISEÑO DE PRESAS

### 1.1. GENERALIDADES

Este capítulo se enfoca en las Normas para el Diseño Sísmico de Presas de Hormigón Compactado con Rodillo (RCC) en las que se rige el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, y se hace hincapié en los Sismos de Diseño que se indicarán en la sección 1.4 y los cuales representan un papel fundamental en la elaboración de este tipo de Normas.

Las proporciones del Hormigón Compactado con Rodillo (RCC) se derivan del análisis de estabilidad en idéntica forma que para presas a gravedad convencionales, y están en base a las fuerzas estáticas a ser resistidas por la estructura mas no a las fuerzas dinámicas, generadas durante la actividad sísmica. Después de haber determinado las proporciones geométricas en base a las cargas estáticas, se realiza un análisis dinámico. Se establecen las zonas que requieran mezclas superiores de RCC, también se determinan los métodos de compactación vibratoria y los métodos de preparación de juntas, los cuales afectan la resistencia a la tracción del RCC en base a los criterios analizados en este capítulo.

#### 1.1.1. Filosofía de Diseño

- a. *Análisis del espectro de respuesta.* Los casos no lineales asociados con el comportamiento del concreto bajo carga sísmica, son difíciles de evaluar. Los procedimientos que permiten el uso de análisis dinámico

del tipo lineal-elástico ajustados para proporcionar una aproximación razonable pero conservativa del comportamiento no lineal, son adecuados en casi todas las situaciones de diseño. En este capítulo se resumen los detalles y requerimientos para la realización del análisis del espectro de respuesta y los criterios de evaluación de los resultados.

- b. *Análisis refinados.* Para los nuevos casos donde esta aproximación no produce un diseño satisfactorio o donde una presa existente no satisface los criterios, el diseñador debe buscar métodos de análisis más refinados. Incluso pueden requerirse análisis no lineales más complejos, los mismos que deben realizarse bajo la supervisión de algún experto especializado en este campo.

### **1.1.2. Sismos considerados para el Diseño**

El método de análisis del espectro de respuesta elástico-lineal es el método de análisis dinámico más simple y proporciona resultados adecuados para la mayoría de diseños. El movimiento del suelo se define usualmente mediante espectros de respuesta ajustados a las aceleraciones del suelo (PGA) para los dos sismos de diseño que se describen a continuación:

- a. *Sismo base de operación.* El sismo base de operación (OBE) se define como el sismo que produce el mayor nivel de movimiento del suelo el cual podría ocurrir en el sitio durante el tiempo de vida útil de la presa.
- b. *Sismo máximo creíble.* El sismo máximo creíble (MCE) se define como el sismo que produce el mayor nivel de movimiento del suelo en el sitio como resultado del sismo de mayor magnitud que razonablemente podría ocurrir a lo largo de las fallas reconocidas o dentro de una fuente sísmica particular.

- c. *Tipos de espectros de diseño.* Los espectros de diseño para el sismo OBE son usualmente desarrollados utilizando una aproximación probabilística, y los espectros de diseño para el sismo MCE son desarrollados utilizando una aproximación determinística. Los espectros de diseño además se clasifican en dos tipos: (1) de sitio específico o (2) estándar. La ubicación de la zona sísmica del lugar, la altura de la presa, y la proximidad a las fallas activas son factores utilizados para determinar si es necesario desarrollar un espectro específico del sitio o si un espectro estándar puede utilizarse en el análisis dinámico. Cuando son aceptables los espectros de diseño estándar, la sección 1.4 proporciona los espectros adecuados junto con los valores de aceleración pico del suelo (PGA) a ser utilizados. Estos espectros de diseño estándar están basados en el nivel medio de los parámetros de movimiento sísmico para los registros seleccionados en el desarrollo de los espectros estándar.
- d. *Registros en el tiempo del movimiento sísmico.* Los métodos de análisis más refinados requieren una representación de registros en el tiempo de los sismos de diseño. Éstos pueden ser desarrollados utilizando los registros reales de movimiento del suelo en sismos pasados, sintéticamente, o modificando un registro actual. Los registros en el tiempo del movimiento sísmico son desarrollados de modo que coincidan bastante con el espectro de diseño específico del sitio.

### **1.1.3. Criterios de Aceptación**

- a. *Grietas del RCC.* El movimiento del suelo que se produce durante un evento sísmico puede causar fisuramiento en la presa de Hormigón

Compactado con Rodillo. A medida que el agrietamiento progresa, el tiempo de servicio se ve eventualmente afectado. Si el movimiento es extremadamente severo, o si el movimiento se combina con un desplazamiento de la cimentación, es concebible que la propagación del sistema de grietas eventualmente conlleve a la falla del mecanismo, donde la presa ya no sería capaz de contener el agua del embalse. En este capítulo se establecen los criterios de aceptación que mantienen el nivel de servicio de la presa durante un Sismo Base de Operación (OBE), del que se hablará más adelante, y proporciona un factor de seguridad razonable desarrollando un mecanismo de falla durante un Sismo Máximo Creíble (MCE), el cual será detallado posteriormente. Debido a la complejidad y al gran número de variables envueltas en el diseño sísmico, los criterios establecidos por cualquier Norma deben suplementarse con el juzgamiento de ingenieros estructurales experimentados en el campo del diseño sísmico.

- b. *Resistencia a la tracción directa.* La resistencia a la tracción directa del RCC es el parámetro de diseño utilizado para establecer los criterios de aceptación. A diferencia del concreto convencional, la resistencia a la tracción del RCC depende de la consistencia de la mezcla y de los métodos de colocación y compactación, así como de las proporciones de la mezcla. La resistencia a la tracción de las juntas de levantamiento y del concreto en sí, se determinarán a partir de los núcleos tomados en pruebas de colocación para diseño de presas nuevas y a partir del concreto RCC del lugar para presas existentes. Aunque pueden utilizarse ensayos de tracción indirecta, los resultados serán ajustados

para reflejar la resistencia a la tracción directa. A partir de la resistencia a la tracción directa, la resistencia a la tracción de diseño permisible se establecerá para las juntas de levantamiento y para el concreto aplicando factores de ajuste para explicar el alto índice de deformaciones, asociado con la carga dinámica y con ciertas características no lineales de la curva esfuerzo vs. deformación. Los factores de ajuste se seleccionarán para mantener el nivel de servicio durante un sismo OBE y para producir un factor de seguridad razonable para un sismo MCE.

#### **1.1.4. Espectros de Diseño**

En un análisis de espectro de respuesta elástico-lineal, éstos definen el campo libre de movimiento del suelo para el sismo de diseño. Un espectro proporciona la máxima respuesta amortiguada (expresada como desplazamiento, velocidad o aceleración) de todos los posibles sistemas lineales de un solo grado de libertad utilizando la frecuencia natural (o período) para describir el sistema. El amortiguamiento viscoso expresado como un porcentaje del amortiguamiento crítico se utiliza para desarrollar un espectro de respuesta. Un espectro de diseño a menudo está definido por un grupo de espectros de respuesta para varios coeficientes de amortiguamiento. Los espectros de respuesta producidos por eventos sísmicos registrados, están caracterizados por una forma irregular compuesta de picos y valles de variante magnitud; sin embargo, los espectros de diseño son suavizados de modo que no son sensibles a la frecuencia.

Para el desarrollo de los espectros de diseño es necesario tener en cuenta lo siguiente:

- a. *Aproximaciones determinísticas y probabilísticas.* Los espectros de diseño se desarrollan utilizando ya sea una aproximación determinística o una aproximación probabilística. La aproximación probabilística se basa en la metodología de análisis de peligrosidad sísmica probabilística, la cual en esencia utiliza los mismos elementos que la aproximación determinística, pero adiciona una evaluación de la probabilidad que el movimiento sísmico va a ocurrir durante un período de tiempo especificado.
- b. *Procedimientos.* Existen dos procedimientos básicos para desarrollar espectros de diseño utilizando ya sea la aproximación determinística o la aproximación probabilística. Ellos son: (1) sujetando la forma espectral a la aceleración pico del suelo; y (2) estimando el espectro directamente. Aunque el procedimiento (1) a menudo es más utilizado, la utilización del procedimiento (2) se está incrementando, y se prefiere para algunas situaciones porque incorpora factores además de solamente las condiciones locales del sitio.
- c. *Obtener los espectros de diseño.* La presentación de los procedimientos detallados para desarrollar los espectros de diseño o para pronosticar la aceleración pico del suelo para los sismos de diseño, va más allá del alcance de este trabajo. Por esta razón, en el siguiente capítulo se adoptará el espectro de diseño elástico para la Presa Chontal (Aguilar 2010,1), la misma que será analizada en el desarrollo de este trabajo.

#### **1.1.5. Registros de Aceleración**

- a. *Ajuste de espectro de diseño.* Los métodos más refinados de análisis son los del tipo de registros en el tiempo. Estos datos usualmente

expresan el movimiento sísmico como un registro de aceleración con respecto al tiempo. Los registros de aceleración en el tiempo deben desarrollarse de modo que su espectro de respuesta sea consistente con el espectro de diseño específico del sitio establecido previamente. Los registros en el tiempo también deben tener una apropiada duración de movimiento fuerte para el sismo de diseño particular.

*b. Procedimientos.* Existen dos procedimientos básicos para desarrollar registros en el tiempo de aceleración: (1) seleccionando un grupo de registros de movimientos sísmicos, y (2) desarrollando o modificando sintéticamente uno o más movimientos sísmicos.

(1) Cuando se selecciona un grupo de registros en el tiempo para el primer procedimiento, el propósito es cubrir los valles del espectro producido por un registro, los cuales caen significativamente bajo el espectro de diseño específico del sitio, con mejores valores de ajuste espectral en estas frecuencias como los producidos por otros registros en el grupo. Es también necesario que los espectros producidos por el grupo de registros no excedan significativamente al espectro de diseño específico del sitio. La principal ventaja de este procedimiento es que la estructura es analizada por movimientos sísmicos reales naturales que son representativos de lo que la estructura podría experimentar.

(2) Cuando se utiliza el segundo procedimiento, es posible ya sea sintetizar completamente un acelerograma, o modificar un acelerograma de registros sísmicos reales de manera que el espectro de respuesta del acelerograma resultante se ajuste o

coincida bastante con el espectro de diseño específico del sitio. La ventaja principal de este procedimiento es que puede conseguirse un buen ajuste para el espectro de respuesta con un solo acelerograma, por tal razón se requiere un solo análisis dinámico.

#### **1.1.6. Casos de Carga por Sismo**

La naturaleza cíclica y oscilatoria de la respuesta vibratoria puede causar que ocurran críticos esfuerzos de tracción ya sea en la cara aguas arriba o aguas abajo de la presa. Por lo tanto, los casos de carga por sismo deben considerar combinaciones de carga sísmica de diseño con otras cargas que conducen a la tracción crítica en ambas caras de la presa. Usualmente se deben evaluar dos o más casos de carga por sismo OBE y dos o más casos de carga por sismo MCE. Existen cargas dinámicas y estáticas que se deben considerar en los distintos casos.

- a. *Cargas Dinámicas a considerarse.* El sismo de diseño impone varios tipos de cargas dinámicas sobre la presa. La mayor carga dinámica es la carga inercial causada por la respuesta de la masa de hormigón a las aceleraciones del suelo. La siguiente es la carga hidrodinámica creada por las condiciones del almacenamiento del agua aguas arriba y aguas abajo. Las cargas hidrodinámicas se imponen sobre la estructura debido a los movimientos de la presa que reacciona con el agua del embalse, y a los movimientos del fondo. Finalmente, el relleno o los depósitos de sedimentos en contra de las caras de la presa van a interactuar con la masa de la estructura en forma similar a la carga hidrodinámica.
- b. *Cargas Estáticas a considerarse.* Los efectos sobre la estructura de la presa debido a cargas estáticas como se discuten a continuación, son



determinados por métodos convencionales de análisis estático. Los resultados de los análisis dinámico y estático se combinan mediante superposición modal para determinar los esfuerzos totales para el caso de carga por sismo.

- *Aguas arriba y aguas abajo.* Los casos de carga serán incluidos para cubrir ambas elevaciones, la más alta y la más baja del embalse que en base a estadística pueden juzgarse tener una razonable probabilidad de ocurrencia al momento de un sismo de diseño.
  - Los datos de frecuencia de crecidas del caudal del proyecto y los estudios de enrutamiento de inundaciones proporcionan una base para establecer altas elevaciones del agua. Cada presa debe evaluarse en base a su propio conjunto de condiciones únicas.
  - La conservación del nivel del agua para el proyecto se utilizará para los casos de carga por sismo que envuelven condiciones de bajo nivel de agua. Si no se establece el nivel del agua, se utiliza el nivel promedio que mejor se juzgue para un período de 30 días en un ciclo normal de flujo anual.
  - Cuando se considere el nivel aguas abajo para un caso de carga por sismo, la altura del agua que incrementa la respuesta será seleccionada siempre que sea consistente con las condiciones del embalse.

- *Carga de relleno.* La tierra o roca de relleno colocada en contra de cualquiera de las caras de la presa, tiene efectos de carga estática y dinámica durante un sismo. Estas cargas se incluirán en todos los casos de carga por sismo. La carga estática se basará en presiones en reposo. El efecto dinámico para análisis mediante elementos finitos puede aproximarse por el efecto de masa añadida.
- *Carga de sedimentos.* Durante el tiempo de servicio de la presa, se pueden acumular depósitos de sedimentos en contra de la cara aguas arriba de la presa hasta una profundidad que podría causar un incremento moderado en los esfuerzos a la tracción en los casos de carga donde la tensión es crítica en la cara aguas arriba. Para estos casos de carga, se deberá considerar la carga por sedimentos en base a la profundidad llena esperada durante la vida de la presa. En los casos de carga donde la tensión es crítica en la cara aguas abajo de la presa, la carga por sedimentos disminuirá los esfuerzos a la tracción. Para el caso de este estudio se asumirá un depósito de sedimentos con profundidad cero. Cuando se incluyan los sedimentos, los efectos de carga estática y dinámica deben incorporarse utilizando el mismo método que se indicó para cargas de relleno.
- *Cargas por gravedad.* Las cargas por gravedad incluirán el peso de la masa de hormigón RCC, el peso del relleno o el peso de sedimento sobre las caras maltratadas de la presa, y el peso del equipo en caso de ser significativo.

c. *Cargas Estáticas que no se deben considerar.* Existen varios tipos de carga donde la magnitud y comportamiento que podrían darse al momento de un sismo de diseño no pueden definirse en base a un criterio lógico o a ningún grado de precisión. Sin embargo, en base a la naturaleza general y al rango de la magnitud normalmente asociados con cargas de este tipo, y en comparación de las mismas con las cargas estáticas y dinámicas ya discutidas, este tipo no contribuye de manera significativa a los resultados de análisis para casos de carga por sismo. Sin embargo, el diseñador deberá realizar al menos una evaluación rápida de estas cargas para estar seguro de que no exista ninguna condición inusual y poder garantizar si es o no necesario incluir una o más de ellas en los casos de carga por sismo. Por esta razón, se incluye una breve discusión de estas cargas:

- *Presión de poros.* Cuando se evalúa la estabilidad de la presa utilizando el método del coeficiente sísmico, se considera que sobre el área de la interfaz completa ocurre un levantamiento hidráulico. Bajo el sismo MCE, ninguna grieta podría presentarse más allá del nivel de micro-fisuramiento. Estas finas fisuras están abiertas y sujetas a la acumulación de la presión del agua interna por un corto período de tiempo debido a la naturaleza oscilatoria de la respuesta dinámica. Por lo tanto, el levantamiento hidráulico o la presión interna del agua serían muy pequeñas y podrían ignorarse en la fase de análisis dinámico de diseño.

- *Esfuerzos por temperatura.* No es necesario incluir los esfuerzos por temperatura como parte de los casos de carga por sismo, excepto cuando se tengan condiciones extremas de temperatura.
- *Carga por viento.* La carga por viento no se considera en el desarrollo del presente trabajo.
- *Carga por hielo.* No es necesario incluir la carga por hielo como parte de un caso de carga por sismo, excepto en lugares cuyas condiciones climáticas inusuales pudieran causar que exista una gran profundidad de hielo por un período de tiempo extendido.

#### **1.1.7. Análisis Dinámico mediante Superposición Modal**

- a. *Frecuencias y formas modales.* El método del espectro de respuesta elástico-lineal utiliza análisis dinámico por superposición modal para determinar la respuesta estructural.
- b. *Análisis de Registros en el tiempo.* Una vez que los modos son derivados, la respuesta del sistema complejo de múltiples grados de libertad se reduce a la solución del sistema simple, la ecuación básica del movimiento para un sistema de un solo grado de libertad. Para el análisis de registros en el tiempo, la respuesta se obtiene fácilmente utilizando integración paso a paso en la ecuación de movimiento para el sistema de un solo grado de libertad para cada modo significativo en base a la frecuencia (valor propio) del modo. En esencia la contribución de la respuesta de cada modo se determina para una serie de instantes de tiempo utilizando un intervalo de tiempo recomendado, y la respuesta en cada instante de tiempo es simplemente la superposición o adición de las formas modales características ajustadas por coeficientes

obtenidos a partir del procedimiento de integración. Normalmente se ha encontrado que solo unas pocas formas modales contribuyen significativamente a la respuesta, de manera que el método de superposición modal produce una respuesta precisa con recurso computacional mínimo.

c. *Análisis del espectro de respuesta.* En el análisis de un espectro de respuesta, la integración paso a paso parte del análisis dinámico, descrita anteriormente para el análisis de registros en el tiempo, se realiza en el procedimiento de desarrollo del espectro de respuesta. El espectro de respuesta puede visualizarse como una pantalla de los resultados de esta parte del análisis modal, y se presenta en la forma de respuesta máxima versus frecuencia (o período). En el análisis modal del espectro de respuesta, los valores propios, los vectores propios y los factores de participación modal se calculan y se utilizan en el procedimiento de análisis tal y como se lo hace en el análisis modal de registros en el tiempo. Las máximas respuestas modales precisas se calculan fácilmente a partir de una simple ecuación que relaciona estos parámetros con el valor espectral adecuado que corresponde a la frecuencia modal.

d. *Combinación de respuestas modales.* El paso final en el análisis de un espectro de respuesta consiste en la correcta superposición de las respuestas modales máximas; sin embargo, no existe una solución única para este paso final en el método del espectro de respuesta. Esto se debe a que las contribuciones modales exactas en el punto crítico en tiempo cuando la respuesta alcanza el pico, no están disponibles a partir

de una representación del espectro de respuesta de un movimiento sísmico particular. Una ventaja de un espectro de diseño suavizado es que corresponde a una representación estadística, o a un contenedor de muchos movimientos sísmicos posibles que ocurrirían en el sitio, en lugar de un solo movimiento sísmico. La superposición de las respuestas modales máximas se consigue mediante el uso de uno de varios métodos estadísticos.

#### **1.1.8. Tipos de Espectros de Respuesta para el Diseño**

- a. *Nivel de Probabilidad.* Los espectros de respuesta usualmente se basan estadísticamente en la media, mediana (nivel de probabilidad del percentil 50), o en la mediana más una desviación estándar (nivel de probabilidad del percentil 84), de los parámetros de movimiento sísmico de los registros seleccionados. Los espectros de respuesta que se utilizan para diseñar presas nuevas de RCC o para evaluar la seguridad y servicialidad de presas existentes, se basarán en el nivel medio de los parámetros de movimiento sísmico.
- b. *Tipo de espectros requeridos.* Ya sea los espectros de respuesta específicos o los espectros estándar de un sitio específico, se utilizarán para describir los sismos de diseño. El tipo requerido estará basado en la zona sísmica, la proximidad de la fuente sísmica y la altura máxima de la presa.
- c. *Espectros de Respuesta específicos del sitio.* Los espectros de respuesta específicos del sitio (para el diseño) deben desarrollarse en base a las condiciones de la fuente sísmica, las propiedades de la vía de propagación y las características locales de la cimentación asociadas

con el sitio específico. Este tipo de espectros de diseño puede establecerse ajustando una forma espectral de respuesta seleccionada para el sitio a la aceleración pico del suelo estimada, o estimando el espectro de diseño directamente mediante el uso de relaciones de atenuación espectral de respuesta, realizando análisis estadísticos de los registros de fuertes movimientos, o aplicando un modelo de movimiento del suelo teórico (numérico). En los requerimientos que se indicarán más adelante, un sitio se clasifica como “sitio de alta peligrosidad sísmica” cuando está ubicado dentro de 20 km. de una falla activa o dentro de un área fuente que tenga una magnitud local de 6.0 o mayor. Los espectros de diseño específicos del sitio se requieren para:

- (1) Presas mayores a 30 metros en altura ubicadas en un sitio clasificado como zona de alta peligrosidad sísmica.
- (2) Presas mayores a 30 metros en altura ubicadas en las zonas sísmicas II, III y IV aun cuando el sitio no esté clasificado como zona de alta peligrosidad sísmica.
- (3) Presas no mayores a 30 metros en altura ubicadas en las zonas sísmicas II, III y IV cuando el sitio esté clasificado como zona de alta peligrosidad sísmica.

d. *Espectros de respuesta estándar.* Los espectros de respuesta estándar para el diseño están basados en formas espectrales fijas establecidas para clasificaciones del sitio muy generales tales como lugares con roca o suelo. Estas ignoran los efectos de la magnitud sísmica y la distancia, y las características específicas de la cimentación en el sitio. Los espectros de respuesta estándar están sujetos a la aceleración pico del

suelo estimada que se establece para el sismo de diseño. La forma espectral fija usualmente se presenta de tal manera que se normalice al valor de 1.0 g de la aceleración máxima del suelo. Este valor normalizado puede ser chequeado fácilmente observando el valor de la aceleración espectral a partir del espectro trazado para frecuencias sobre 50 cps donde coinciden la respuesta y la aceleración máxima del suelo. Los espectros de respuesta estándar para el diseño se adaptan a la severidad del movimiento sísmico asociado con el sismo OBE o con el sismo MCE mediante la utilización de la aceleración pico del suelo como factor de escala. Los espectros de respuesta estándar pueden usarse para:

- (1) Presas mayores a 30 metros en altura ubicadas en zonas sísmicas I o II cuando el sitio no esté clasificado como zona de alta peligrosidad sísmica.
- (2) Presas no mayores a 30 metros en altura ubicadas en zonas sísmicas I o II.
- (3) Presas no mayores a 30 metros en altura ubicadas en zonas sísmicas II, III y IV cuando el sitio no esté clasificado como zona de alta peligrosidad sísmica.

e. *Espectro de diseño requerido.* Cuando sea aceptable utilizar un espectro de respuesta estándar para definir los sismos de diseño, se utilizará un espectro correspondiente a las normativas o códigos vigentes, siempre que se considere conservador pero razonable para estructuras importantes como es el caso de presas. De no ser así, se deberán realizar estudios complejos para encontrar un espectro de diseño que



permita llevar a cabo un análisis óptimo y seguro. Estos espectros deben estar completamente descritos por puntos de control en un gráfico que contenga un número definido de partes o tramos. Una vez definido el espectro de diseño, se lo debe expresar mediante una tabla en formato de ecuación de modo que se lo pueda desarrollar fácilmente para cualquier valor de amortiguamiento. En general los espectros de diseño estándar están normalizados para un valor de aceleración pico del suelo igual a 1.0 g. El espectro estándar será ajustado a la aceleración pico del suelo (PGA) para los sismos OBE y MCE, utilizando factores de escala apropiados, los mismos que se indican en la tabla 1.1. Los factores de escala correctos se seleccionan en base a la ubicación del sitio de acuerdo al mapa de zonificación sísmica que se muestra en la figura 1.9.

**Tabla 1. 1** Aceleración pico del suelo según la zonificación sísmica (EP 1110-2-12, 1995)

ZONA SÍSMICA	PGA	
	Sismo Base de Operación (OBE)	Sismo Máximo Creíble (MCE)
I	0.050	0.210
II	0.115	0.430
III	0.210	0.550
IV	0.270	0.610

En la tabla 1.1 es necesario tener en cuenta las siguientes consideraciones:

- a. Seleccionar el valor adecuado en referencia a la figura 1.9.
- b. La aceleración pico del suelo se expresa como la razón decimal de la aceleración debida a la gravedad (g).
- c. Los valores mostrados en esta tabla están en base a los valores más críticos de la tabla de aceleración pico del suelo para uso en espectros

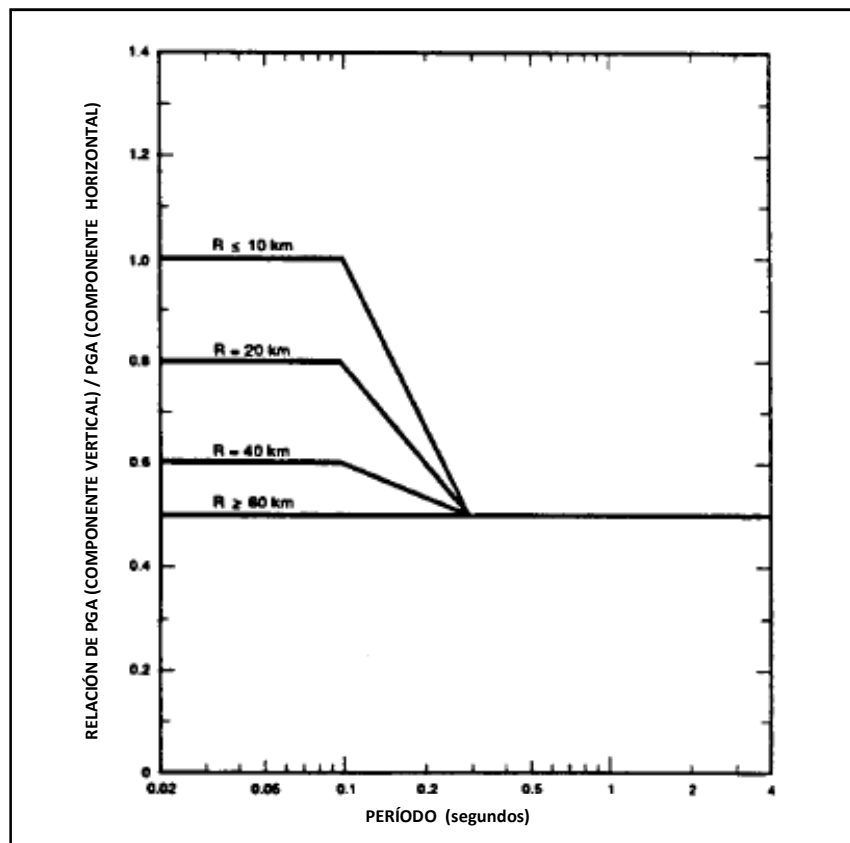
de diseño estándar, la cual se muestra en la Normativa de Diseño Sísmico para Presas de Hormigón RCC del Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos.

- d. La aceleración pico del suelo para el sismo OBE se basa en el 50% de probabilidad de excedencia en 100 años.
- e. Se considera al sismo MCE como el evento con un período de retorno de 5000 años (riesgo de excedencia anual = 0.0002 posibilidades/año).

#### **1.1.9. Espectros de Diseño Horizontal y Vertical**

- a. *Espectros de diseño del sitio específico.* Cuando se requieran espectros de diseño del sitio específico, se desarrollarán dos espectros de diseño independientes, uno para definir la componente horizontal del movimiento sísmico, y el otro para definir la componente vertical. La componente vertical del movimiento sísmico usualmente contiene un contenido de frecuencia mucho más alto que la componente horizontal, por lo tanto la forma espectral es bastante diferente de la forma de la componente horizontal. La aceleración pico del suelo asociada con la componente vertical también será diferente de la aceleración pico del suelo correspondiente a la componente horizontal. Ambos valores de aceleración pico del suelo dependen de la distancia desde la fuente, pero para distancias cortas, la aceleración pico del suelo de la componente vertical podría realmente exceder la aceleración pico del suelo de la componente horizontal.
- b. *Espectros de Diseño Estándar.* Cuando sean aceptables espectros de diseño estándar para definir los sismos de diseño, la componente horizontal del movimiento sísmico se definirá ajustando los espectros de

diseño estándar para el factor de amortiguamiento apropiado, desarrollado a partir de la tabla en formato de ecuación que se elabora para el espectro con el factor de escala obtenido de la tabla 1.1. La componente vertical del movimiento sísmico utilizará el mismo espectro de diseño estándar utilizado para la componente horizontal, pero será escalado utilizando la proporción adecuada de la aceleración pico del suelo para la componente vertical con respecto a la aceleración pico del suelo para la componente horizontal como indica la figura 1.1. Esta relación se basa en la distancia (R) desde el sitio a la fuente y en el período natural fundamental de vibración de la estructura.



**Figura 1. 1** Relación de PGA para la componente vertical con respecto a PGA para la componente horizontal como función de la distancia del sitio a la fuente y del período fundamental de vibración de la estructura (EP 1110-2-12, 1995)

### **1.1.10. Respuesta ante Eventos Sísmicos**

Las presas de Hormigón Compactado con Rodillo deberán ser capaces de resistir fuertes movimientos de suelo asociados con los sismos de diseño dentro de los criterios de diseño por resistencia a la tracción. Los métodos y procedimientos de análisis dinámico de esfuerzos se indicarán más adelante. Los análisis dinámicos incorporarán las características dinámicas de la presa, de la cimentación, del embalse, del relleno, y de los sedimentos cuando sea aplicable.

- a. *Definir el movimiento del suelo.* Los movimientos libres del suelo se utilizan para definir el movimiento que podría sentirse en el sitio debido a dos sismos de diseño. Estos movimientos asociados entre ellos estarán representados por espectros de diseño y, cuando se requiera, por registros en tiempo de aceleración de diseño. Los sismos de diseño son el sismo base de operación (OBE), y el sismo máximo creíble (MCE). Ambos se discutirán más adelante.
- b. *Propagación de grietas en el hormigón RCC.* La mayoría de las presas con normas sismo resistentes probablemente sobrevivirán la mayoría de terremotos severos posibles en el sitio con poco o ningún daño, aunque las presas altas ubicadas cerca de las fallas principales han experimentado agrietamiento extensivo durante terremotos importantes (Chopra y Chakrabarti 1973). El agrietamiento del concreto debido al movimiento del suelo combinado con agrietamiento debido al desplazamiento de la cimentación podría propagarse hasta un punto en el que se forme el mecanismo de falla afectando así la capacidad de la presa para contener el agua del embalse. Los criterios que definen una

respuesta aceptable de la presa ante los sismos de diseño, están basados en la iniciación y propagación del agrietamiento por tracción dentro del RCC.

- c. *Analizar la respuesta ante el movimiento del suelo.* El proceso de agrietamiento y propagación de las fisuras resulta de un comportamiento no lineal de la presa. Existen también casos no lineales asociados con la interacción presa-cimentación y con la interacción presa-embalse las cuales son difíciles de evaluar. Las relaciones lineales aproximadas constituyen una parte del comportamiento dinámico no lineal y permiten que la respuesta de la presa ante el movimiento del suelo debido a los sismos de diseño, se determine utilizando un método de análisis elástico-lineal. Los esfuerzos de tracción entonces pueden evaluarse en base a parámetros de resistencia a la tracción ajustados para ser compatibles con los métodos de análisis elástico-lineal.
- d. *Métodos de análisis.* El método elástico-lineal más simple utiliza un espectro de respuesta para definir el movimiento del suelo. La mayoría de presas de RCC serán adecuadas para utilizar este método. Para pocas excepciones, el siguiente nivel más refinado para determinar la respuesta dinámica es el método de registros en el tiempo elástico-lineal, y en raros casos puede requerirse un análisis por elementos finitos.
- e. *Esfuerzos admisibles a la tracción.* La resistencia a la tracción del RCC es la propiedad del hormigón simple utilizado para evaluar el agrietamiento, y para establecer la respuesta aceptable. Los esfuerzos a

la tracción permisibles se definirán más adelante en el apartado de sismos de diseño.

- f. *Evaluar la respuesta en el tiempo.* Cuando la respuesta dinámica se determina mediante el método de registros en el tiempo elástico-lineal, el esfuerzo permisible a la tracción es el criterio principal para evaluar la respuesta aceptable, pero también se requerirán criterios adicionales para calificar otras características tales como el número de ciclos de esfuerzo que se aproximan o exceden el esfuerzo permisible, y la magnitud y modelo de estas desviaciones más allá de los límites especificados.
- g. *Evaluar análisis no lineales.* Cuando la respuesta dinámica se determina mediante el método de registros en el tiempo no lineal, los criterios para evaluar la respuesta aceptable se basan en la teoría de fractura. Este tipo de análisis solamente debe estar a cargo de un proceso de consultoría con las aprobaciones necesarias.

## **1.2. PROPIEDADES MATERIALES DEL HORMIGÓN RCC**

### **1.2.1. Semejanzas entre el hormigón RCC y el hormigón convencional**

La resistencia y las propiedades elásticas del RCC varían dependiendo bastante de los componentes de la mezcla y de las proporciones de la mezcla de la misma manera que en el concreto convencional. La calidad del agregado y la relación agua-cemento son los factores principales que afectan a la resistencia y a las propiedades elásticas. Las propiedades importantes para el análisis sísmico de presas de RCC, incluyen la resistencia a la compresión, el

módulo de Poisson, y el peso específico. A excepción del peso específico, todas estas propiedades son sensibles al índice de deformación, y los índices de deformación que ocurren durante fuertes terremotos están en el orden de 1000 veces más que los estándares que se utilizan en ensayos de laboratorio.

### **1.2.2. Resistencia a la compresión**

La relación entre la proporción agua-cemento y la resistencia a la compresión es la misma para el hormigón RCC que para el hormigón convencional. Normalmente, por razones de durabilidad, la mezcla de RCC estará diseñada para proporcionar una resistencia mínima de 2000 psi; sin embargo, por razones sísmicas a menudo se requieren resistencias a la compresión más altas para conseguir las resistencias deseadas a la tracción y al corte. La resistencia a la compresión ante índices de deformación será del 15 al 20% mayor que ante los índices cuasi estáticos utilizados durante ensayos de laboratorio (ACI Committee-439 1969); sin embargo, la resistencia a la compresión nunca es el factor que gobierna el diseño sísmico.

### **1.2.3. Resistencia a la tracción**

La resistencia a la tracción del RCC estará basada en ensayos de resistencia a la tracción directa de probetas. Para el diseño final de presas nuevas, las muestras serán tomadas a partir de ensayos de colocación realizados con las mezclas de diseño propuestas, y colocados con los métodos de consolidación y tratamiento de juntas propuestos. Cuando una presa existente se evalúa en conformidad con los requerimientos indicados en este capítulo, las muestras serán tomadas directamente de la estructura. Las muestras deben ser tomadas verticalmente de manera que puedan realizarse los ensayos, los cuales reflejan debilidad inherente en las superficies de las juntas de levantamiento además

de los ensayos para determinar la resistencia a la tracción del hormigón interno.

a. *Ubicación del esfuerzo a la tracción crítico.* Los esfuerzos a la tracción críticos se localizan en las caras aguas arriba y aguas abajo de la presa. La distribución del esfuerzo a la tracción dentro de la masa de la presa ayuda a establecer los límites de la zona superior para mezclas de RCC con resistencia más alta que pueden requerirse para controlar el agrietamiento cerca de las caras.

(1) Usualmente el esfuerzo a la tracción en las juntas de levantamiento en la dirección normal a la superficie de la junta, es crítica cerca de la cara aguas arriba de la presa. Esto se debe a que la dirección del esfuerzo a la tracción principal cerca de la cara aguas arriba es casi normal a la superficie de la junta, por eso existe poca diferencia entre el esfuerzo de la junta y el máximo esfuerzo principal en el concreto en sí. Ya que la resistencia a la tracción de la junta de levantamiento es notablemente menor que la del hormigón RCC, ésta controlará el diseño cerca de la cara aguas arriba.

(2) Cerca de la cara aguas abajo, la dirección del esfuerzo a la tracción principal es casi paralelo a la cara, lo que resulta en esfuerzos a la tracción principales más elevados en el concreto en comparación con los esfuerzos a la tracción en las juntas de levantamiento normales a la superficie de la junta. La relación de la resistencia a la tracción del concreto en sí con respecto a la resistencia a la tracción de las juntas de levantamiento varía de



acuerdo a diversos parámetros incluyendo la trabajabilidad de la mezcla, la preparación de juntas, y el tamaño máximo del agregado. Así, se vuelve necesario investigar tanto el esfuerzo a la tracción principal como el esfuerzo a la tracción componente de las juntas de levantamiento para determinar cuál es crítico cerca de la cara aguas abajo.

*b. Diseño preliminar.* Para el Diseño preliminar, la resistencia a la tracción del RCC puede obtenerse a partir de las figuras 1.2 a 1.7 para la resistencia propuesta a la compresión del hormigón ( $f'_c$ ). Estas figuras muestran la resistencia a la tracción de la masa de concreto y la resistencia a la tracción de la junta de levantamiento en base a la consolidación propuesta y al método de tratamiento de juntas. Estas figuras fueron desarrolladas a partir de las tablas 1.2 y 1.3 que se indican a continuación:

**Tabla 1.2** Resistencia a la tracción del Hormigón RCC para consistencia  $\leq 30$  seg (EP 1110-2-12, 1995)

<b>Hormigón RCC, consistencia <math>\leq 30</math> segundos de vibración</b>								
MSA(plg)	Mortero		Máx / Mín	Resistencia a la Tracción Indirecta <sup>a</sup>		Factor de Conversión <sup>b</sup>	Resistencia a la tracción de diseño <sup>c</sup>	
	Sí	No		$\leq 3.5$ ksi	$> 3.5$ ksi		$\leq 3.5$ ksi	$> 3.5$ ksi
$\leq 1.5$	-	-	Máx	$0.17 f'_c$	$8.5 (f'_c)^{1/2}$	0.53	$0.090 f'_c$	$4.5 (f'_c)^{1/2}$
			Mín	$0.08 f'_c$	$5.5 (f'_c)^{1/2}$	0.53	$0.040 f'_c$	$2.9 (f'_c)^{1/2}$
$> 1.5$	S		Máx	$0.17 f'_c$	$8.5 (f'_c)^{1/2}$	0.47	$0.080 f'_c$	$4.0 (f'_c)^{1/2}$
	S		Mín	$0.08 f'_c$	$5.5 (f'_c)^{1/2}$	0.47	$0.040 f'_c$	$2.6 (f'_c)^{1/2}$

<sup>a</sup> Resistencia a la tracción indirecta del material interno  
<sup>b</sup> Incluye conversión para tracción directa, resistencia de la junta y porcentaje probable de junta de conexión  
<sup>c</sup> Resistencia a la tracción directa de juntas de construcción

**Tabla 1.3** Resistencia a la tracción del Hormigón RCC para consistencia  $\leq 30$  seg (EP 1110-2-12, 1995)

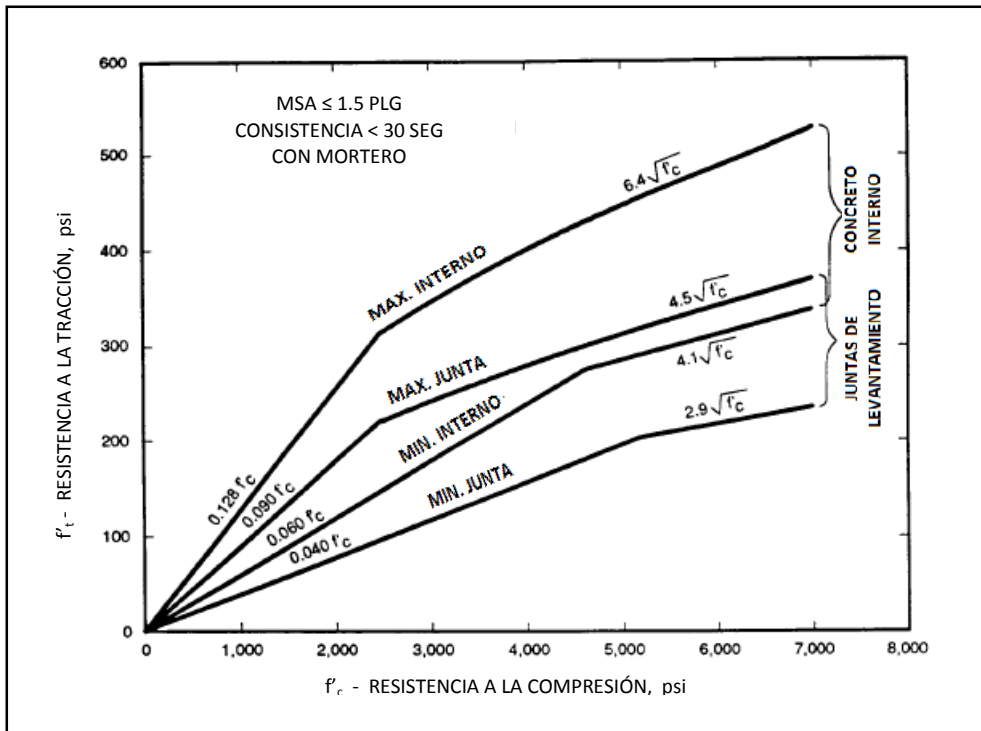
<b>Hormigón RCC, consistencia &gt; 30 segundos de vibración</b>								
MSA( plg)	Mortero		Máx / Mín	Resistencia a la Tracción Indirecta <sup>a</sup>		Factor de Conversión <sup>b</sup>	Resistencia a la tracción de diseño <sup>c</sup>	
	Sí	No		$\leq 3.5$ ksi	$> 3.5$ ksi		$\leq 3.5$ ksi	$> 3.5$ ksi
$\leq 1.5$	S		Máx	$0.17 f'_c$	$8.5 (f'_c)^{1/2}$	0.35	$0.060 f'_c$	$3.0 (f'_c)^{1/2}$
			Mín	$0.08 f'_c$	$5.5 (f'_c)^{1/2}$		$0.030 f'_c$	$1.9 (f'_c)^{1/2}$
$> 1.5$	S		Máx	$0.17 f'_c$	$8.5 (f'_c)^{1/2}$	0.32	$0.055 f'_c$	$2.7 (f'_c)^{1/2}$
			Mín	$0.08 f'_c$	$5.5 (f'_c)^{1/2}$		$0.025 f'_c$	$1.7 (f'_c)^{1/2}$
$\leq 1.5$		N	Máx	$0.17 f'_c$	$8.5 (f'_c)^{1/2}$	0.18	$0.030 f'_c$	$1.5 (f'_c)^{1/2}$
			Mín	$0.08 f'_c$	$5.5 (f'_c)^{1/2}$		$0.015 f'_c$	$1.0 (f'_c)^{1/2}$
$> 1.5$		N	Máx	$0.17 f'_c$	$8.5 (f'_c)^{1/2}$	0.16	$0.025 f'_c$	$1.4 (f'_c)^{1/2}$
			Mín	$0.08 f'_c$	$5.5 (f'_c)^{1/2}$		$0.015 f'_c$	$0.9 (f'_c)^{1/2}$

<sup>a</sup> Resistencia a la tracción indirecta del material interno  
<sup>b</sup> Incluye conversión para tracción directa, resistencia de la junta y porcentaje probable de junta de conexión  
<sup>c</sup> Resistencia a la tracción directa de juntas de construcción

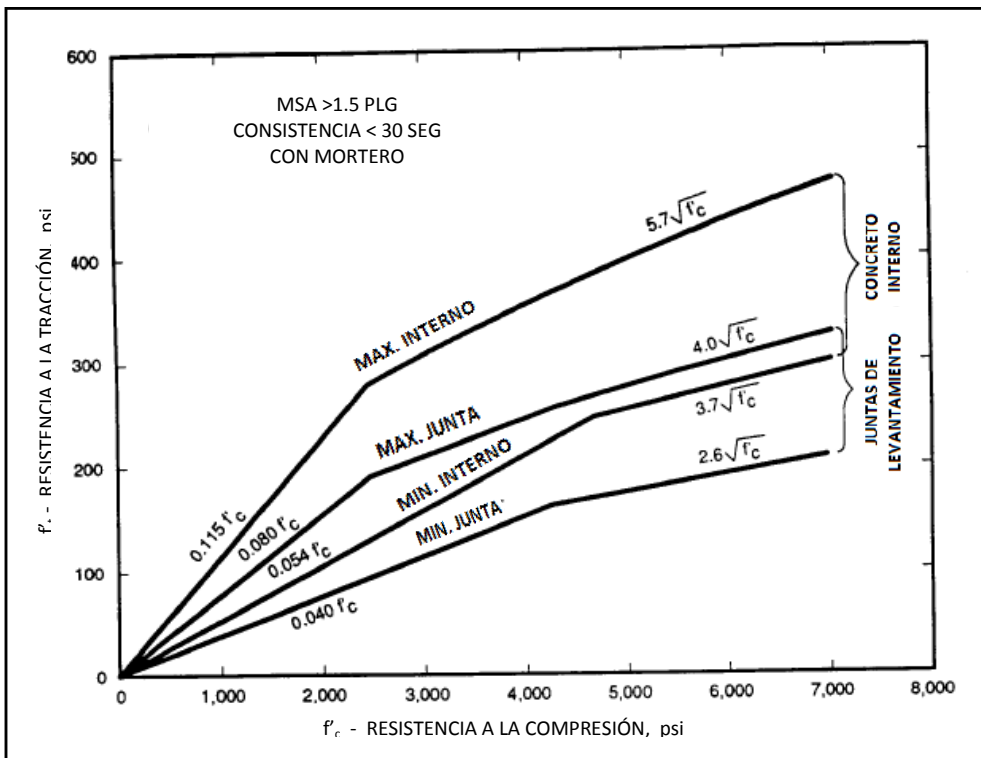
c. *Ensayos de resistencia a la tracción.* Los ensayos de tracción indirecta son fáciles de realizar y proporcionan resultados más consistentes que los ensayos a la tracción directa. Sin embargo, los resultados de ensayos a la tracción indirecta tienden a sobredimensionar las resistencias a la tracción reales, y deben ser ajustados por un factor de reducción de resistencia para reflejar los resultados que podrían obtenerse a partir de ensayos a la tracción directa. Cuando se utiliza en ensayos a la tracción indirecta como la base para determinar la resistencia a la tracción del RCC, los resultados deberán disminuirse mediante un factor de reducción del 75%.

d. *Factores que afectan la resistencia a la tracción.* La resistencia a la tracción del RCC, así como del hormigón convencional, depende de muchas variables incluyendo la resistencia de la pasta y del agregado, del tamaño del agregado, de las combinaciones de carga, y de los índices de deformación por carga.

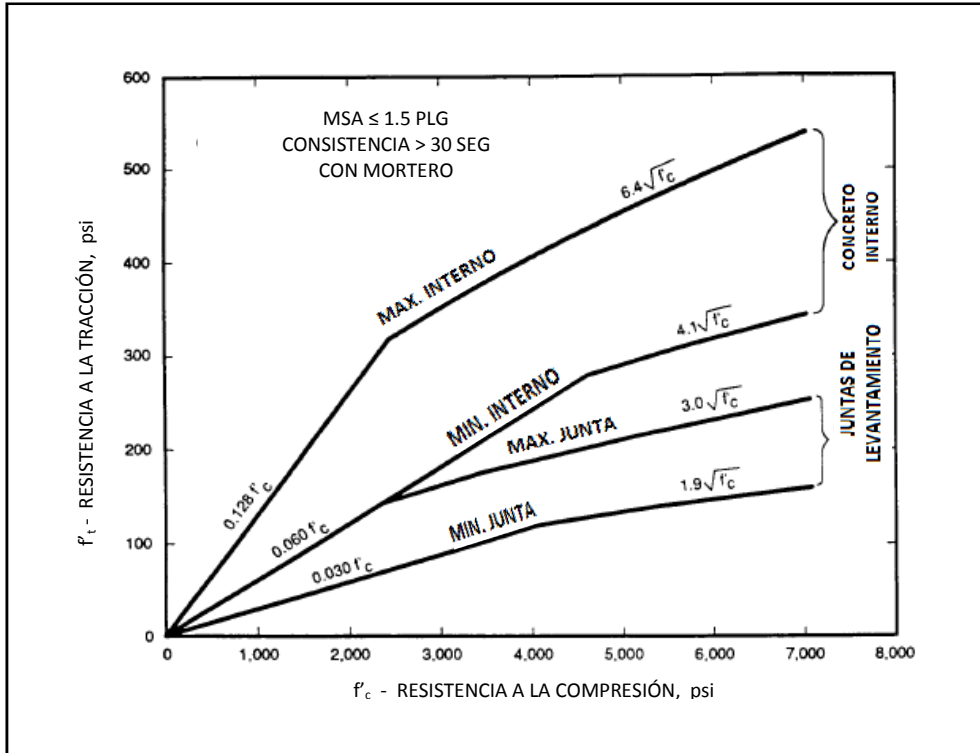
- (1) El RCC difiere del hormigón convencional debido a los múltiples planos horizontales de debilidad (juntas de construcción) que se crean durante la colocación. El RCC se coloca y se compacta en capas en un rango de 6 a 24 pulgadas por capa creando una junta con resistencia a la tracción inferior al hormigón interior. La resistencia de la junta puede mejorarse colocando una capa de mortero de excelentes características en cada junta; sin embargo, la resistencia resultante de la junta es siempre algo menor que la del hormigón interno. La consistencia del RCC puede también afectar a la resistencia a la tracción con valores más bajos para mezclas con bajo contenido de pasta.
- (2) Lo básico en algunas mezclas de RCC son ciertas propiedades anisotrópicas del material. En el proceso de compactación del RCC, las partículas más planas de agregado grueso en estas mezclas tienen una tendencia a alinearse por sí solas en la dirección horizontal. Cuando esto ocurre, la resistencia de las fibras verticales será menor, y la resistencia de las fibras horizontales será mayor que la resistencia a la tracción promedio. La variación a partir del promedio podría ser tan alta como el 20%, aunque en general estos efectos serán pequeños. Si la forma de la partícula de agregado grueso indica la posibilidad de una significativa anisotropía, se deben obtener muestras para ensayos de laboratorio tanto de fibras verticales como horizontales.



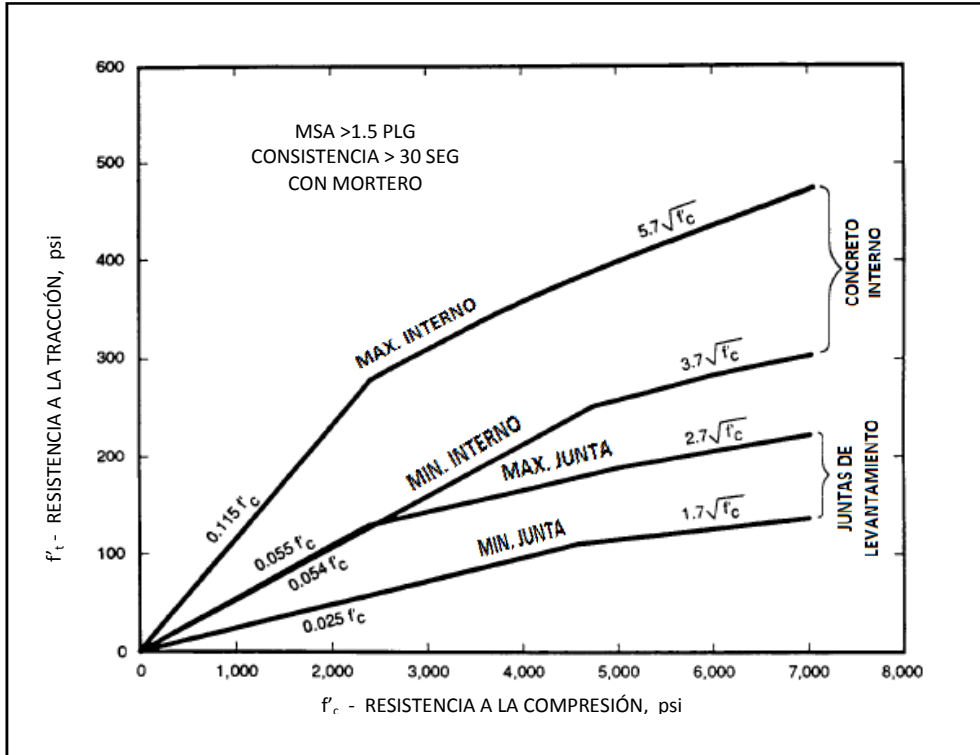
**Figura 1. 2** Rango de resistencia a la tracción del RCC para tamaño máximo de agregado MSA ≤ 1.5 pulgadas, consistencia < 30 seg de vibración, con mortero de recubrimiento (EP 1110-2-12, 1995).



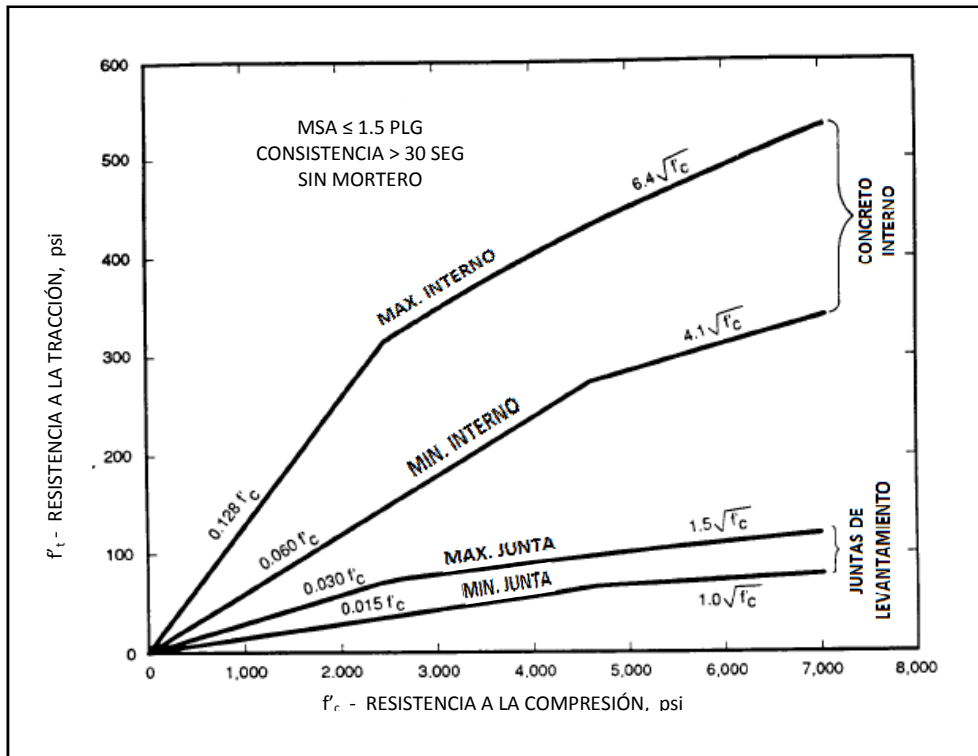
**Figura 1. 3** Rango de resistencia a la tracción del RCC para MSA > 1.5 pulgadas, Consistencia < 30 seg de vibración, con mortero de recubrimiento (EP1110-2-12, 1995)



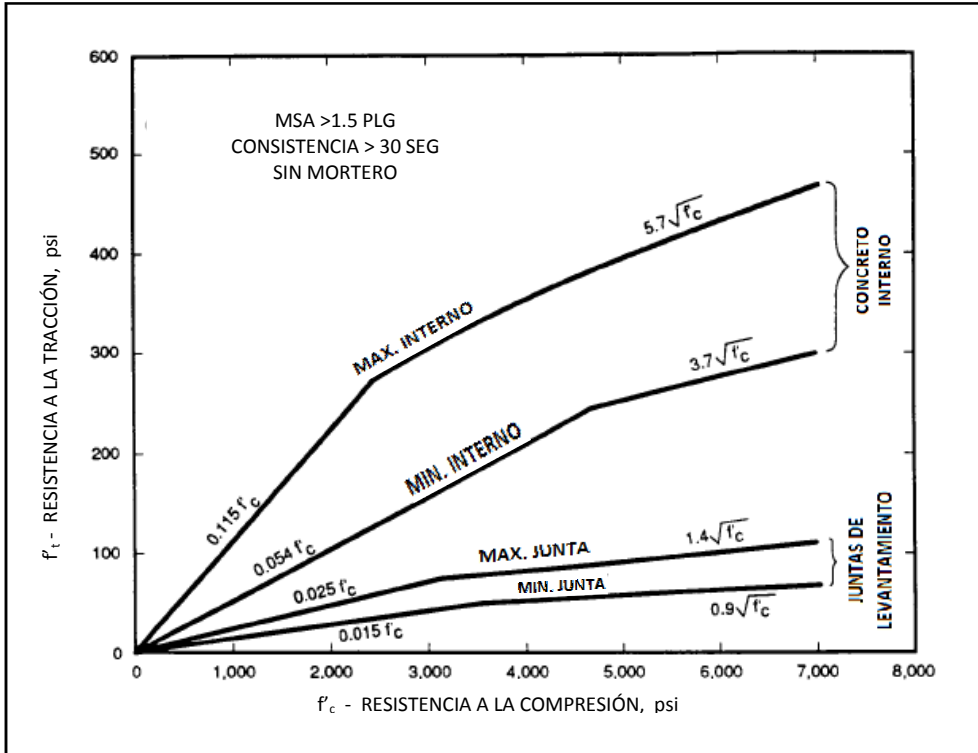
**Figura 1. 4** Rango de resistencia a la tracción del RCC para MSA ≤ 1.5 pulgadas, consistencia > 30 seg de vibración, con mortero de recubrimiento (EP 1110-2-12, 1995)



**Figura 1. 5** Rango de resistencia a la tracción del RCC para MSA > 1.5 pulgadas, consistencia > 30 seg de vibración, con mortero de recubrimiento (EP 1110-2-12, 1995)



**Figura 1. 6** Rango de resistencia a la tracción del RCC para MSA ≤ 1.5 pulgadas, consistencia > 30 seg de vibración, sin mortero de recubrimiento (EP 1110-2-12, 1995)



**Figura 1. 7** Rango de resistencia a la tracción del RCC para MSA > 1.5 pulgadas, consistencia > 30 seg de vibración, sin mortero de recubrimiento (EP 1110-2-12, 1995)

#### 1.2.4. Resistencia al corte

La resistencia al corte a lo largo de la superficie de la junta de levantamiento es siempre menor que la del hormigón interno; por lo tanto, la determinación de la resistencia al corte final deberá basarse en ensayos de muestras representativas. La fuerza de adhesión y la tangente del ángulo de fricción interna pueden incrementarse en un 10% para explicar las aparentes resistencias más altas asociadas con índices sísmicos de deformación.

#### 1.2.5. Módulo de elasticidad

El hormigón RCC usualmente proporciona un módulo de elasticidad igual o mayor que el del hormigón convencional de igual resistencia a la compresión. El módulo del RCC en tracción es igual al de compresión. El módulo estático de elasticidad, en ausencia de ensayos, puede asumirse igual a (ACI Committee-207 1973):

$$E = 57000\sqrt{f'_c} \quad (1.1)$$

Donde:  $E$  = módulo estático de elasticidad

$f'_c$  = resistencia estática a la compresión del RCC

La relación entre el índice de deformaciones y el módulo de elasticidad es la siguiente (Bruhwieler 1990):

$$E' = E(E_r)^{0.020} \quad (1.2)$$

Donde:  $E$  = módulo estático de elasticidad

$E'$  = módulo sísmico de elasticidad en el índice cuasi estático

$$E_r = \frac{\text{alto índice de esfuerzo sísmico}}{\text{índice cuasi estático}}$$

Para un índice de esfuerzo sísmico igual a 10 veces el índice cuasi estático, el módulo sísmico de elasticidad es 1.15 veces el módulo estático de elasticidad. Para cargas a largo plazo donde los efectos de fluencia son importantes, el módulo efectivo de elasticidad puede ser solamente  $2/3$  del módulo estático de elasticidad calculado mediante la fórmula mostrada anteriormente (Dunstan 1978). El módulo de elasticidad puede exhibir algo de comportamiento anisotrópico debido al alineamiento de las partículas de agregado grueso; sin embargo, los efectos en el módulo serán pequeños y pueden despreciarse cuando se realice un análisis dinámico de esfuerzos.

#### **1.2.6. Módulo de Poisson**

El módulo de Poisson para el RCC es el mismo que para el hormigón convencional. Para cargas estáticas, se recomiendan rangos de valores entre 0.17 y 0.22, y 0.20 cuando no se hayan realizado ensayos. El módulo de Poisson es también sensible al índice de deformaciones, y el valor estático debe reducirse en 30% cuando se evalúan los esfuerzos debido a cargas sísmicas (Bruhwieler 1990).

#### **1.2.7. Relación esfuerzo a la tracción / deformación**

El agrietamiento del concreto, la propagación de fisuras, y la energía disipada en el proceso son complejos y no lineales. Para un análisis elástico-lineal simplificado, se requiere un módulo de elasticidad constante. Así, se utiliza una relación esfuerzo / deformación lineal para el análisis con un módulo para tracción igual al módulo de elasticidad para el hormigón a compresión.

- a. *Diferencias entre compresión y tracción.* Aunque se asume una relación lineal para el análisis, en realidad la relación esfuerzo / deformación se





(1984). El comportamiento real no lineal del hormigón a tracción consiste en una región lineal desde esfuerzo cero hasta 60% del esfuerzo pico, una región ascendente no lineal desde 60% del esfuerzo pico hasta el esfuerzo pico (este punto de la curva corresponde al valor obtenido en el ensayo a la tracción directa descrito anteriormente), y una región no lineal descendente desde el esfuerzo pico nuevamente hasta esfuerzo cero. La última región se denomina "zona de ablandamiento por tracción". En esta región, donde la deformación se incrementa a medida que el esfuerzo disminuye, se requieren procedimientos estables de ensayo controlado de deformación para chequear el comportamiento esfuerzo / deformación (Bruhwieler 1990), donde los procedimientos de ensayo convencionales provocarían que el esfuerzo caiga abruptamente hasta cero en un punto de la curva justo después del punto de esfuerzo pico. El área bajo la región de ablandamiento de tracción de la curva esfuerzo / deformación representa la energía adicional absorbida por la estructura de RCC durante el proceso de formación de fisuras. Como tal, esta región es fundamental en la disipación de la energía transmitida a la presa debido al evento sísmico. La transición lineal a no lineal en la región ascendente de la curva esfuerzo / deformación, representa el desarrollo del micro agrietamiento dentro del hormigón. Estas micro fisuras con el tiempo se unen formando macro fisuras a medida que la zona de ablandamiento por tracción es alcanzada.

#### **1.2.8. Resistencia a la tracción dinámica (DTS)**

La resistencia a la tracción del hormigón es sensible al índice de deformaciones. Durante los eventos sísmicos, los índices de deformaciones se

relacionan con el período fundamental de vibración de la presa, con el esfuerzo pico alcanzado durante un cuarto de ciclo de vibración. Los altos índices de deformación asociados con la respuesta de la presa ante el movimiento del suelo, producen resistencia a la tracción del 50 al 80% mayor que las producidas durante ensayos de resistencia a la tracción directa donde el índice de deformaciones es muy bajo. Por esta razón, la resistencia a la tracción dinámica (DTS) del hormigón RCC será equivalente a la resistencia a la tracción directa multiplicada por un factor de 1.50 (Cannon 1991, Raphael 1984). Este factor se aplica tanto para la resistencia a la tracción del material interno como para la resistencia a la tracción de las juntas de levantamiento.

#### **1.2.9. Esfuerzos admisibles a la tracción**

Cuando la respuesta ante movimientos sísmicos se incrementa más allá del límite elástico, la energía disipada a través del desarrollo de fisuras y de la propagación de las mismas de acuerdo con la relación esfuerzo / deformación indicada en la figura 1.8. Para explicar toda la respuesta no lineal se incluye que en la zona de ablandamiento por tracción de la curva esfuerzo / deformación se requiere un complejo análisis no lineal. Puede utilizarse el análisis elástico-lineal simple para explicar la respuesta en la región lineal y en la región previa al esfuerzo pico.

- a. *Comparación de las curvas lineal y no lineal.* Ya que un análisis elástico-lineal convierte las deformaciones en esfuerzos utilizando un módulo de elasticidad constante, los esfuerzos a partir del análisis serán más altos que los esfuerzos reales en las regiones no lineales previa y posterior al esfuerzo pico. Esto puede compensarse estableciendo un esfuerzo a la tracción admisible el cual será mayor que el esfuerzo a la tracción real

como se muestra en la figura 1.8. En esta figura, la línea entrecortada representa la relación esfuerzo a la tracción / deformación asumiendo un comportamiento elástico-lineal en comparación con la relación real esfuerzo no lineal / deformación, la cual se muestra como una línea continua gruesa. El valor del esfuerzo a la tracción admisible se incrementa dependiendo de la extensión de las fisuras por tracción que pueden tolerarse, las cuales a su vez se basan en los requerimientos de rendimiento para el sismo de diseño en consideración. La economía del diseño se convierte también en un factor importante en las zonas de alta peligrosidad sísmica. En estas zonas, una cantidad algo mayor de fisuras puede justificarse económicamente debido a que existe un punto donde el costo de producción de la mezcla RCC con las altas resistencias a la tracción para soportar el agrietamiento, excederá el costo de reparación de las fisuras, pero siempre y cuando el agrietamiento no sea muy extensivo.

- b. *Puntos clave en la curva esfuerzo / deformación.* Varios puntos en la curva esfuerzo / deformación son de interés cuando se establecen los esfuerzos permisibles a la tracción a ser utilizados en análisis elástico-lineales. En base a  $f'_t$ =esfuerzo real a la tracción pico (esfuerzo a la tracción que corresponde al que sería alcanzado mediante un ensayo de resistencia a la tracción directa), y  $f_t$ = nivel de esfuerzo en base al comportamiento lineal-elástico (línea entrecortada en la figura 1.8), los siguientes valores claves de  $f_t$  son de interés:

$$(1) f_t = 0.60 f'_t \text{ el final del rango elástico y comienzo del agrietamiento.} \quad (1.2)$$

(2)  $f_t = 0.90 f'_t$  este punto fue escogido porque la línea entrecortada esfuerzo / deformación para comportamiento elástico-lineal apenas está empezando a separarse significativamente de la curva real esfuerzo / deformación. Si los esfuerzos a la tracción para un análisis elástico-lineal se mantienen dentro del nivel de esfuerzos para este punto, la respuesta todavía puede ser evaluada linealmente. (1.3)

(3)  $f_t = 1.25 f'_t$  el área bajo la línea entrecortada para comportamiento elástico-lineal hasta este nivel de esfuerzos es aproximadamente igual al área bajo la línea continua para la curva real esfuerzo / deformación hasta el punto pico de esfuerzo a la tracción (Este es el final del micro agrietamiento y el comienzo del macro agrietamiento). Es así que la energía absorbida en un análisis elástico-lineal hasta este punto de esfuerzo es igual a la energía real absorbida a través del micro agrietamiento en la región previa al esfuerzo pico. (1.4)

(4)  $f_t = 1.33 f'_t$  la deformación correspondiente a este punto de esfuerzo en base a un comportamiento lineal-elástico, es igual a la deformación correspondiente al esfuerzo pico real a la tracción. Este punto de deformación significa el final del micro agrietamiento y el comienzo del macro agrietamiento. Este punto también representa un límite práctico para el análisis del espectro de respuesta elástico-lineal. Más allá de este punto, en la zona de ablandamiento por tracción, la relación esfuerzo / deformación en base al comportamiento lineal-elástico diverge rápidamente de la

curva real esfuerzo / deformación, de modo que un análisis elástico-lineal ya no proporcionará una aproximación aceptable de la energía absorbida por el sistema presa-cimentación, ni del sistema esfuerzo-deformación. El agrietamiento podría ser lo suficientemente extensivo para cambiar las propiedades dinámicas de la estructura de la presa. (1.5)

### **1.3. SISMOS DE DISEÑO**

El término “sismo de diseño” se refiere a la especificación del movimiento libre del suelo que puede sentirse en el sitio de la presa debido a un evento sísmico particular, el cual se usa como base para el diseño sísmico resistente de nuevas presas de Hormigón Compactado con Rodillo (RCC), o para evaluar la respuesta de presas existentes de RCC.

#### **1.3.1. SISMO BASE DE OPERACIÓN (OBE)**

El OBE se define como el sismo que produce el más grande nivel de movimiento del suelo que está propenso a ocurrir en el sitio durante el tiempo de vida útil de la presa. El tiempo de vida útil se tomará como 100 años para ambos casos, las nuevas presas y las existentes. El riesgo sísmico o las consecuencias adversas de falla de una presa existente no se reduce tanto como la presa en operación; por lo tanto, el “tiempo de vida útil restante” de una presa existente no será substituido por el tiempo de vida útil de 100 años especificado anteriormente. El sismo OBE se determina utilizando métodos probabilísticos y, como tal, se define como el sismo con 50% de probabilidad de excedencia en el tiempo de vida útil de la presa.

### **1.3.2. SISMO MÁXIMO CREÍBLE (MCE)**

EL sismo MCE se define como el mayor sismo posible que pueda ocurrir razonablemente a lo largo de las fallas reconocidas o dentro de una fuente sísmica particular. A menudo deben investigarse varias fuentes de falla para determinar cuál va a producir el movimiento crítico del suelo en el sitio. Por definición el MCE tiene una probabilidad de ocurrencia muy baja. El movimiento del suelo asociado con el sismo MCE se establece utilizando la aproximación determinística.

### **1.3.3. NORMAS DE DISEÑO OBE**

- a. Requerimientos generales de rendimiento.* Todo el equipo estructural, mecánico y de control utilizado para regular el embalse será capaz de mantenerse totalmente operativo durante y después de un sismo OBE. Las nuevas presas de RCC ubicadas en regiones de baja intensidad sísmica se diseñarán para prevenir la iniciación del agrietamiento en la estructura de concreto. Se permite el agrietamiento por tensión en nuevas presas de RCC ubicadas en todas las regiones sísmicas; sin embargo, se limitará a solamente agrietamiento menor que requiera pequeñas reparaciones o ninguna.
- b. Criterios estructurales.* Los siguientes criterios estructurales serán la base para satisfacer los requerimientos de rendimiento ante el agrietamiento del concreto y que se citaron anteriormente.
  - (1) La iniciación del agrietamiento del concreto se previene cuando los esfuerzos de tracción son menores que  $0.60 f'_t$  como se muestra en la figura 1.8.

(2) El nivel de agrietamiento se considera menor cuando los esfuerzos de tracción son menores que  $1.25 f'_t$  como se muestra en la figura 1.8.

c. *Esfuerzos permisibles de tracción.* Los esfuerzos permisibles de tracción  $f_{t adm}$  para el sismo OBE se indican abajo. Las fórmulas se aplican al cálculo del esfuerzo permisible de tracción del material de origen y al esfuerzo de tracción de las juntas de elevación. DTS = Resistencia a la Tracción Dinámica, y  $f'_t$  = resistencia a la tracción directa.

(1) Presas existentes:

$$f_{t adm} = 1.25 * DTS = 1.875 * f'_t \quad (1.6)$$

(2) Nuevas presas en zonas sísmicas I y II:

$$f_{t adm} = 0.60 * DTS = 0.90 * f'_t \quad (1.7)$$

(3) Nuevas presas en zonas sísmicas III y IV:

$$f_{t adm} = 0.90 * DTS = 1.35 * f'_t \quad (1.8)$$

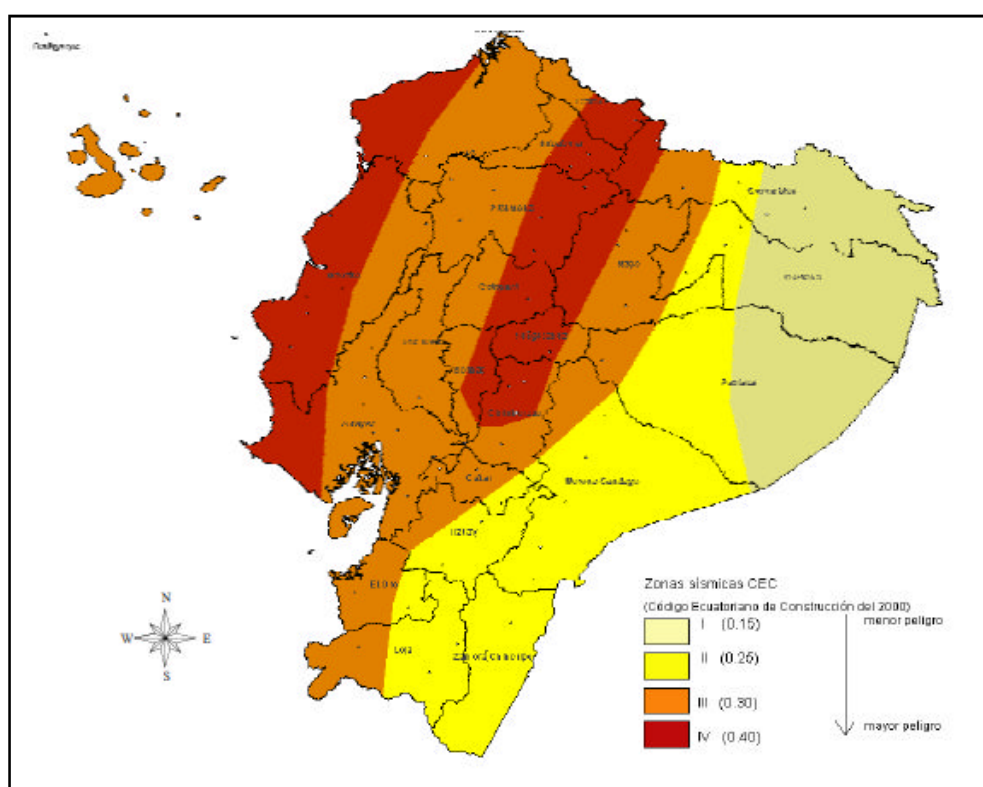
d. *Amortiguamiento.* Los estudios en presas bajo movimiento severo del suelo el cual causa esfuerzos en la parte superior alcanzando el rango elástico indican una respuesta atenuada la cual corresponde a un factor de amortiguamiento de alrededor de 5 % del valor crítico. En base a esto se analizará el sismo OBE utilizando un coeficiente de amortiguamiento igual al 5.0 % del amortiguamiento crítico para solamente la estructura de la presa de hormigón. Este factor debe



ser modificado considerando el efecto de amortiguamiento de la cimentación que se detallará más adelante.

**Tabla 1. 4** Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada (CEC-2000).

ZONA SÍSMICA	I	II	III	IV
VALOR FACTOR Z	0.15	0.25	0.30	0.40



**Figura 1. 9** Zonas sísmicas para propósitos de diseño para el Ecuador (CEC-2000).

#### 1.3.4. NORMAS DE DISEÑO MCE

- a. *Requerimientos generales de rendimiento.* Tanto las nuevas presas como aquellas existentes serán capaces de soportar el sismo MCE sin ninguna falla de un tipo que pueda resultar en pérdidas humanas o daño significativo a las propiedades aguas abajo causada por una liberación descontrolada del agua del embalse. El comportamiento no lineal con daño asociado es permisible, pero la condición de daño de la presa

posterior al sismo tendrá en cuenta una disminución controlada del agua para facilitar reparaciones.

- b. *Criterios estructurales.* Se considera que el límite superior del análisis elástico-lineal es aquel punto en la línea recta esfuerzo/deformación correspondiente a un nivel de esfuerzo lineal de  $1.33 f'_t$  como se indica en la figura 1.8.
- c. Cuando las deformaciones por tracción exceden la deformación asociada con este esfuerzo lineal límite, ocurre un macro-agrietamiento, y el hormigón compactado estará sujeto a algunos grados de daño estructural. A medida que el nivel de deformaciones se incrementa dentro de la zona de amortiguamiento de tracción, la respuesta se volverá marcadamente no lineal y está claro que un análisis elástico-lineal ya no se aproxima a la respuesta. A pesar de que el daño por agrietamiento se incrementa en esta zona, se pueden satisfacer los requerimientos de rendimiento. De esta manera, los criterios estructurales para sismo MCE, cuando se utiliza análisis estático lineal, están establecidos por las limitaciones del método de análisis más que en los criterios que se relacionan con un nivel aceptable de daño del concreto estructural.
- d. *Esfuerzos permisibles de tracción.* El esfuerzo permisible de tracción  $f_{t adm}$  para el sismo MCE se detalla abajo. DTS = Resistencia a la Tracción Dinámica, y  $f'_t$  = resistencia a la tracción directa.

$$f_{t adm} = 1.33 * DTS = 2.000 * f'_t \quad (1.9)$$

- e. *Amortiguamiento.* El análisis elástico-lineal para el sismo MCE utilizará un coeficiente de amortiguamiento igual a 7.0 % del amortiguamiento

crítico para solamente la estructura de la presa de concreto. El incremento en el coeficiente de amortiguamiento a partir del 5 % para el sismo OBE, hasta 7 % para el sismo MCE ayuda a describir algún comportamiento no lineal adicional mientras se utiliza una aproximación elástica-lineal.

#### **1.4. INTERACCIÓN PRESA-CIMENTACIÓN**

Es necesario indicar que para el modelo que se analizará en este trabajo a partir del siguiente capítulo, la sección transversal de la Presa Chontal se modelará con base fija, razón por la cual no se considerará la interacción presa-cimentación. Pero por ser de importancia en otros modelos donde sí interviene dicha interacción y para complementar el tema de normativas para los sismos de diseño indicados anteriormente, en este capítulo se indican a continuación los criterios fundamentales para considerar el efecto del amortiguamiento y del módulo de deformación.

##### **1.4.1. EFECTO DEL AMORTIGUAMIENTO**

- a. *Propiedades de la cimentación.* Las dos propiedades de la cimentación de roca que tienen influencia significativa en la respuesta dinámica son el coeficiente de amortiguamiento y el módulo de deformación. Las características de amortiguamiento de la cimentación contribuyen significativamente al amortiguamiento del sistema combinado presa-cimentación y deben ser consideradas en análisis donde intervenga la interacción del sistema mencionado. Cuando el módulo de deformación de la cimentación es bajo, el coeficiente de amortiguamiento del sistema combinado es considerablemente más alto que el coeficiente de amortiguamiento de solamente la presa de RCC.

b. *Coefficiente de amortiguamiento efectivo*. Existen dos fuentes de amortiguamiento para la cimentación de roca: (1) el material (histerético) y (2) la energía. En contraste con este tipo de amortiguamiento está el amortiguamiento de tipo viscoso (directamente proporcional a la velocidad) utilizado para elaborar espectros de diseño. Por lo tanto es necesario desarrollar un coeficiente de amortiguamiento viscoso para representar el sistema combinado presa-cimentación en un análisis de espectro de respuesta. Esto se lo hace empleando las curvas que se indican en la figura 1.10, y la siguiente ecuación es para una condición de embalse vacío la cual permite que los efectos de amortiguamiento de la cimentación estén aislados. Este método, desarrollado por A. K. Chopra, se basa en el modo de vibración fundamental, y es bastante cercano a los otros modos de vibración. En la figura 1.10, el amortiguamiento para la cimentación de roca está expresado por el factor histerético constante de amortiguamiento.

$$\bar{\xi}_1 = \frac{1}{(R_f)^3} \xi_1 + \xi_f \quad (1.10)$$

Donde:

$\bar{\xi}_1$  = coeficiente de amortiguamiento viscoso efectivo para la condición de embalse vacío

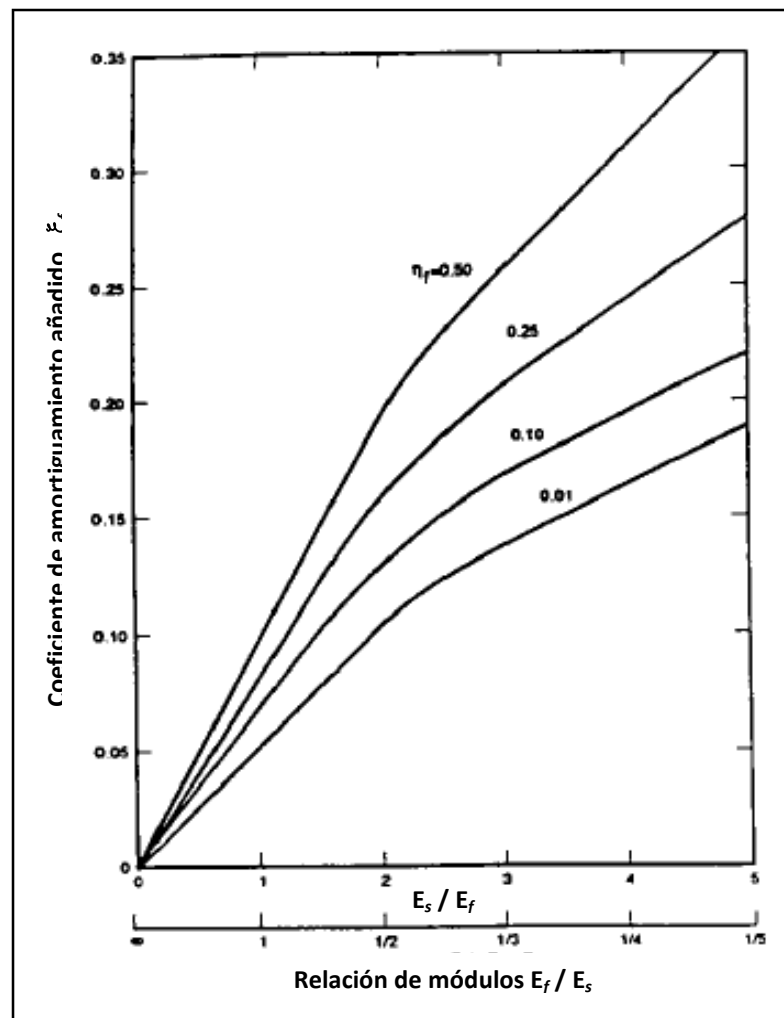
$\xi_1$  = coeficiente de amortiguamiento viscoso solamente para la estructura de la presa de RCC.

$$\xi_1 = 5.0 \% \text{ para el sismo OBE}$$

$$\xi_1 = 7.0 \% \text{ para el sismo MCE}$$

$R_f$  = relación del período fundamental de la presa sobre una cimentación rígida con respecto al período fundamental de la presa sobre una cimentación con módulo de deformación  $E_f$

$\xi_f$  = coeficiente de amortiguamiento añadido debido a la interacción presa-cimentación de roca, tomado de la figura 1.10



**Figura 1. 10** Valores para  $\xi_f$ , el coeficiente de amortiguamiento añadido debido a la interacción presa-cimentación de roca (EP 1110-2-12, 1995)

- c. *Efecto del amortiguamiento en la respuesta.* Para determinar el efecto que el amortiguamiento tiene en la respuesta de una presa, debe determinarse la frecuencia fundamental del elemento finito compuesto

del modelo presa-cimentación. Se nota que para el método del espectro de respuesta, los efectos del amortiguamiento están contenidos solamente en el mismo espectro de respuesta. Es así que la relación de la respuesta de un sistema presa-cimentación que responde a un factor de amortiguamiento con respecto al mismo sistema que responde a un segundo factor de amortiguamiento, es igual a la relación de las ordenadas espectrales tomadas a partir de los dos espectros evaluados a la frecuencia fundamental del sistema.

Las características del amortiguamiento de la cimentación pueden tener una gran influencia en la respuesta dinámica. Esto indica la necesidad de determinar cuidadosamente el valor del factor histerético constante de amortiguamiento para la cimentación de roca. Este factor puede determinarse a partir de pruebas experimentales en muestras adecuadas de roca sujetas a esfuerzos y deformaciones harmónicamente variables. A partir de dichas pruebas, se determinan la energía inelástica perdida y la energía de deformación almacenada por ciclo, y se calcula el factor histerético de amortiguamiento.

#### **1.4.2. EFECTO DEL MÓDULO DE DEFORMACIÓN**

a. *Módulo de deformación.* La flexibilidad de la cimentación de roca articulada se caracteriza por el módulo de deformación, el cual representa la relación entre la carga aplicada y la deformación resultante elástica más la inelástica. Este módulo se determina de mejor manera mediante pruebas in-situ, pero puede estimarse a partir del módulo elástico de la roca aplicando un factor de reducción apropiado. En un

análisis elástico-lineal, el módulo de deformación es sinónimo de módulo de elasticidad de Young ( $E_f$ ).

b. *Características dinámicas afectadas.* El módulo elástico de la cimentación influye en la respuesta porque afecta directamente a las siguientes características dinámicas del sistema presa-cimentación:

(1) Frecuencias modales. A medida que el módulo de deformación disminuye, las frecuencias modales del sistema combinado presa-cimentación también disminuyen.

(2) Formas Modales. A medida que el módulo de deformación disminuye, las formas modales son afectadas por los corrimientos y giro de la presa sobre la cimentación elástica.

(3) Coeficiente de amortiguamiento efectivo. A medida que el módulo de deformación disminuye, el coeficiente de amortiguamiento efectivo del sistema presa-cimentación aumenta.

c. *Efecto del módulo de cimentación en la respuesta.* Para determinar el efecto del módulo de cimentación en la respuesta dinámica, se analizó un modelo típico de presa sobre cimentaciones que abarcan un amplio rango de rigidez de la cimentación, desde infinitamente rígido ( $E_s/E_f = 0.0$ ), hasta relativamente flexible ( $E_s/E_f = 2.5$ ). La respuesta estaba expresada como la carga inercial lateral distribuida que actúa sobre la altura llena de la presa. A medida que la cimentación se vuelve más flexible, la mayor carga inercial se desplaza desde la parte superior de la presa hasta la parte inferior. Esto estaría acompañado de un considerable cambio en los esfuerzos del hormigón.

## **CAPÍTULO 2**

### **ANÁLISIS SÍSMICO DE LA PRESA CHONTAL MEDIANTE EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS**

#### **2.1. INTRODUCCIÓN**

##### **2.1.1. Características de la Presa Chontal**

Para el diseño de Presas de Hormigón Compactado con Rodillo (RCC), cuya finalidad recae en contener o almacenar agua que luego será utilizada tanto en regadío como para consumo masivo de los habitantes de las comunidades conectadas al sistema, y en algunos casos para producir electricidad como es el caso de los proyectos hidroeléctricos, se deben tener en cuenta ciertas leyes físicas y geológicas para el buen desempeño y construcción de este tipo de estructuras. Dichas leyes que regirán este diseño se basan en la presión hidrostática, la gravedad, empujes producidos por el agua almacenada así como ciertos riesgos a tomar en cuenta en lo que se refiere a movimientos de tierra debido a sismos, entre otros. Las normas establecidas en el capítulo anterior para el Diseño de Presas, deben cumplirse de manera tal que proporcionen a la estructura la resistencia sobre las fuerzas que se ejerzan sobre ella, la construcción de la Presa debe a su vez proveer a la misma impermeabilización, es decir evitar filtraciones en su cuerpo y consecuentemente prevenir su destrucción.

Los factores geológicos se hacen responsables del desprendimiento de tierra, sobre todo del debilitamiento de las paredes de roca, la cual se vuelve inestable en el agua estancada. La elevación de la Presa está dada por el



relieve en el que se encuentre ubicada la instalación y si es requerida como hidroeléctrica es primordial la altura puesto que a mayor tamaño aumentará la energía potencial del agua almacenada. El sobrante de agua almacenada en los embalses debe liberarse por lo que son necesarios los aliviaderos, los cuales aseguran que el agua no sobrepase los niveles establecidos en condiciones normales. Ciertas presas constan de excesos de agua tan grandes que se colocan aliviaderos en toda la extensión de la presa, de forma que la estructura es una sucesión de pilares que sujetan compuertas levadizas. Existen distintos tipos de aliviaderos, los de derrames, de salto de agua dependiendo de su altura, por ejemplo en una presa bastante inclinada y en un relieve donde predominan las rocas se requiere de aliviaderos de salto de agua en vez de los de derrames.

Este estudio estará enfocado principalmente en la geometría de la Presa Chontal y se va a definir la manera como la acción de un sismo influye en su comportamiento estructural de acuerdo a los distintos modelos que se puedan plantear, ya sea asumiendo una forma aproximada de la presa para el uso de los programas disponibles o la forma real para lo cual será necesario modificar los programas, lo que a su vez conllevará a obtener mejores resultados.

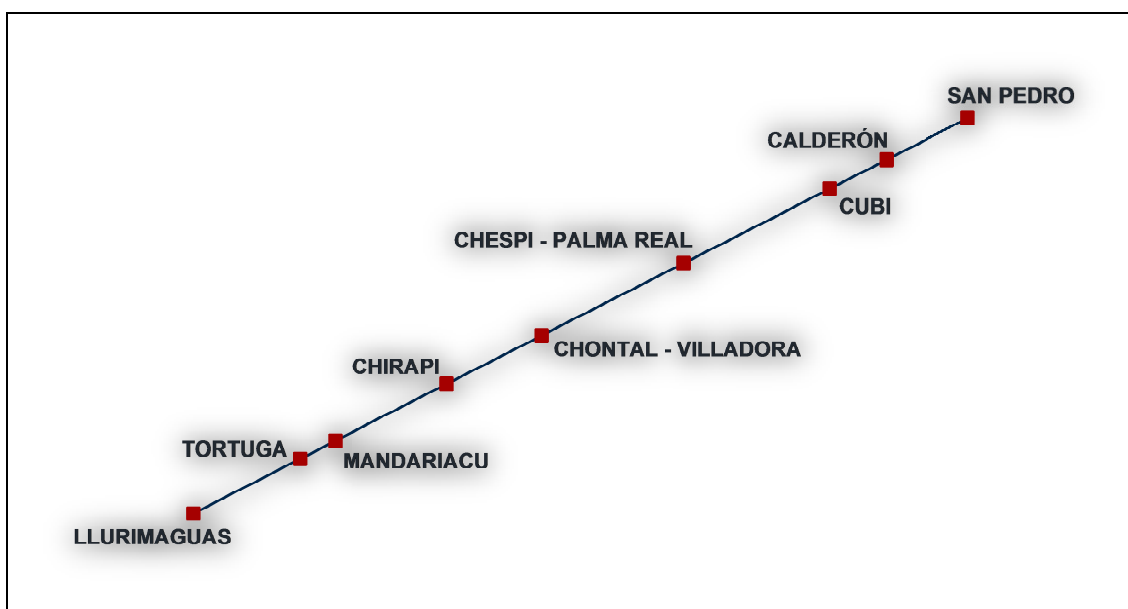
La ubicación geográfica donde se situará la Presa Chontal está definida por las coordenadas  $78^{\circ} 43' 8''$  de Longitud Oeste y  $0^{\circ} 13' 12''$  de Latitud Norte.

Todo el análisis que se va a detallar dentro de este capítulo se efectúa sobre una sección transversal real de la Presa Chontal, la misma forma parte del Sistema Hidroeléctrico del Río Guayllabamba, el mismo que se compone de nueve presas en total que en conjunto generarán 1468 MW, lo que significa

que este proyecto va a representar aproximadamente un 50% de la energía de que dispone hoy en día nuestro País, la cual es de 2933 MW.

En este sistema, el agua del Río Guayllabamba es recibida por la primera Central Hidroeléctrica para generar cierta cantidad de energía, luego el agua es expulsada río abajo para en su transcurso ser receptada por la siguiente Central, y así sucesivamente dentro de un proceso de reutilización del agua y sacando el máximo provecho de las condiciones hidrográficas.

Las 9 centrales del Sistema Integrado Guayllabamba y el potencial energético de cada una de ellas, son: San Pedro (86 MW); Calderón (147 MW); Cubí (52 MW); Chespi- Palma Real (440 MW); Villadora Chontal (190 MW); Chirapi (90 MW); Manduriacu (176 MW); Tortugo (161 MW); Llumiraguas (120 MW). Hidroequinoccio (2010), un esquema didáctico de la ubicación de las mismas se indica en la figura 2.1 (Aguiar y Tarambís, 2010).



**Figura 2. 1** Esquema de ubicación del Proyecto Guayllabamba. Fuente: Aguiar y Tarambís (2010).

Uno de los métodos para efectuar el Análisis de la Interacción Fluido-Estructura de una Presa, es mediante el estudio independiente de las Fuerzas Sísmicas y el estudio de las Fuerzas Hidrostáticas e Hidrodinámicas.

En este capítulo se realizará el análisis de las fuerzas que actúan en la Presa Chontal debido a la Acción Sísmica, para lo cual se emplea el método de elementos finitos, asumiendo una malla de 10 divisiones en el sentido X y 18 divisiones en el sentido Y, es decir un cuerpo de 180 elementos finitos, con el fin de que los resultados puedan ser visualizados con facilidad.

Los cálculos a efectuarse serán obtenidos empleando las subrutinas del programa CEINCI-LAB del Doctor Roberto Aguiar para el Análisis Sísmico de Presas. Para el caso de la Presa Chontal y debido a que su geometría presenta doble pendiente en la cara aguas arriba, será necesario modificar los subprogramas, de modo que se adapten tales condiciones geométricas.

El criterio que consideramos en este estudio es el de concentrar las masas en todos los nudos de modo que todas las fuerzas puedan ser posteriormente consideradas en cada nudo. Además es importante mencionar que los nudos de la base se consideran fijos y se modelan de esa manera para la realización de los cálculos.

### **2.1.2. Espectro para la Presa Chontal**

Para llevar a cabo el Análisis Sísmico de la Presa Chontal y debido a su gran importancia, un estudio de Peligrosidad Sísmica fue realizado por el Doctor Roberto Aguiar (2010,1,2) quien fue partícipe de este proyecto y determinó el espectro de diseño para la Presa objeto de este trabajo.

El período de retorno para el cual se obtuvo el espectro de diseño, fue de 970 años, es decir nos referimos a un Sismo Muy Raro que a la vez se constituye en un sismo MCE (Sismo Máximo Creíble). A continuación se detallan las ecuaciones que definen dicho espectro:

$$\begin{aligned}
 T < 0.10 & \quad A_d = \frac{514}{R} + \frac{1028}{0.10 R} * T \\
 0.10 < T < 0.31 & \quad A_d = \frac{1542}{R} \\
 0.31 < T < 1.98 & \quad A_d = \frac{1767.9 - 728.79 T}{R} \\
 T > 1.98 & \quad A_d = \frac{324.49}{R}
 \end{aligned} \tag{2.1}$$

Donde:

$T$  = período de la estructura

$A_d$  = aceleración espectral en gals

$R$  = factor de reducción de las fuerzas sísmicas

$$R = R_\mu R_\Omega R_R \tag{2.2}$$

Donde:

$R_\mu$  = factor de reducción por ductilidad

$R_\Omega$  = factor de reducción por sobre resistencia

$R_R$  = factor de reducción por redundancia

Ambos valores de  $R_\mu$  y  $R_R$  son de 1 para que la presa trabaje dentro del rango elástico y el valor que le corresponde a  $R_\Omega$  es de 2 de manera tal que al reemplazarlos en la ecuación (2.2),  $R$  resulta ser igual a 2 lo que implica que se tenga un buen factor de seguridad. Aguiar (2007,1).

En la figura 2.2 se indica el Espectro Elástico para el diseño de la Presa Chontal en línea roja y además en línea azul se muestra el Espectro Inelástico para un factor de reducción  $R = 2$ .

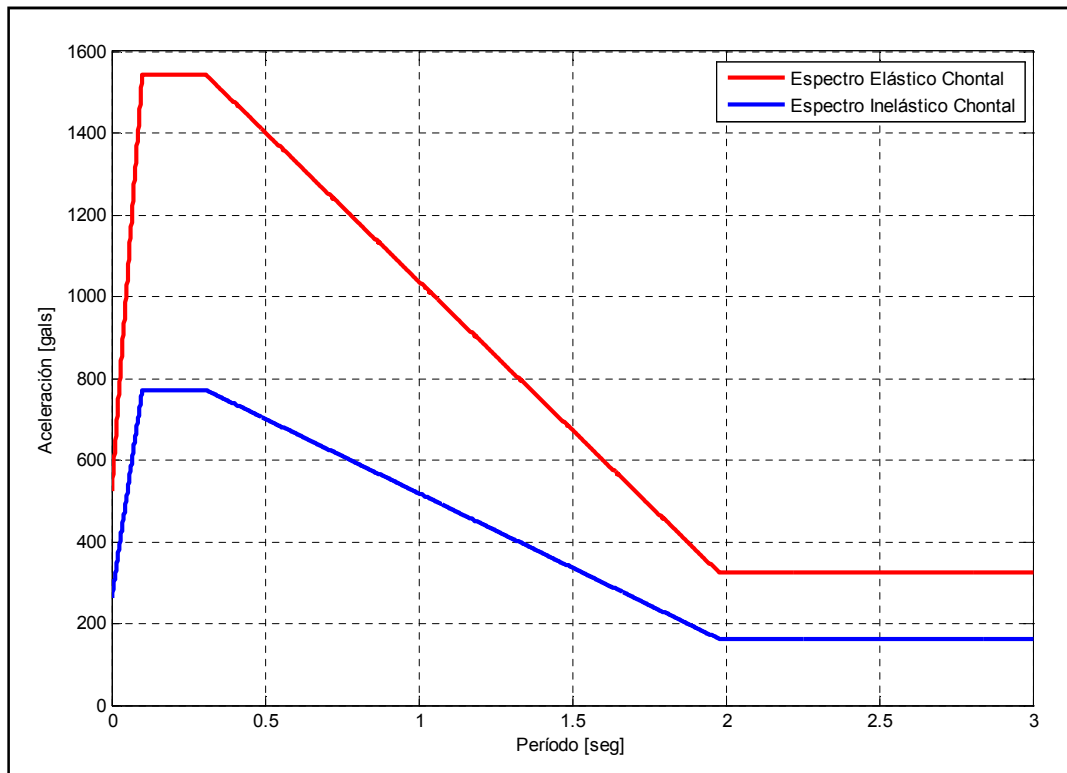


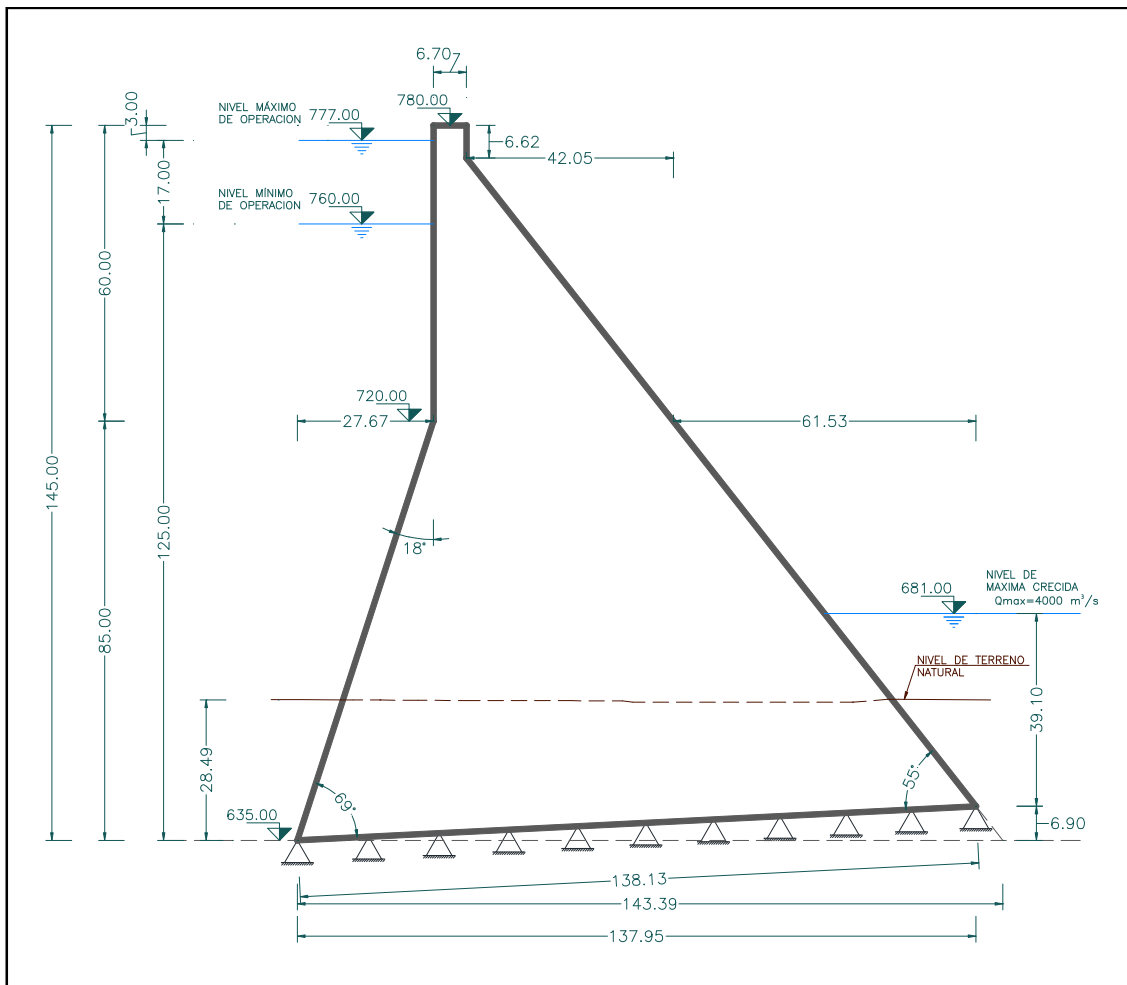
Figura 2. 2 Espectros Elástico e Inelástico para el diseño de la Presa Chontal, Aguiar (2010,1).

### 2.1.3. Geometría De Una Sección De La Presa

En los siguientes tres capítulos, se presentará el cálculo de las Presiones Hidrostática e Hidrodinámica, esta última se realiza en base a las teorías de Zangar (1952), Housner (1978) y Elementos Finitos (Tiliouine & Seghir, 1998), para lo cual es importante conocer la forma y dimensiones de la Presa, el nivel del agua y en especial el coeficiente sísmico, el cual será fundamental en las fórmulas de tales propuestas.

Ante lo que se expresa en el párrafo anterior y previamente a la realización del análisis sísmico, a continuación se presenta la Figura 2.3 donde se indican las dimensiones de la sección estudiada para un metro de espesor, y donde

podemos apreciar que su base está restringida tanto en la dirección horizontal como en la dirección vertical.



**Figura 2.3** Sección sorda de la Presa Chontal.

En la figura anterior se aprecia la sección sorda de la Presa Chontal, estructura que se destacará por ser una de las más grandes del Proyecto Hidroeléctrico Guayllabamba.

## 2.2. ANÁLISIS SÍSMICO

Para comenzar con la realización del análisis sísmico primeramente se debe indicar sistema de ecuaciones diferenciales que gobiernan los problemas sísmicos:

$$M \ddot{q} + C \dot{q} + K q = Q \quad (2.3)$$

Donde:

$M =$  matriz de masas

$C =$  matriz de amortiguamiento

$K =$  matriz de rigidez

$\ddot{q} =$  vector de aceleraciones

$\dot{q} =$  vector de velocidades

$q =$  vector de desplazamientos

$Q =$  vector de cargas generalizadas

Se sabe que el vector de cargas está dado por:  $Q = -M b \ddot{U}_g$

Donde:

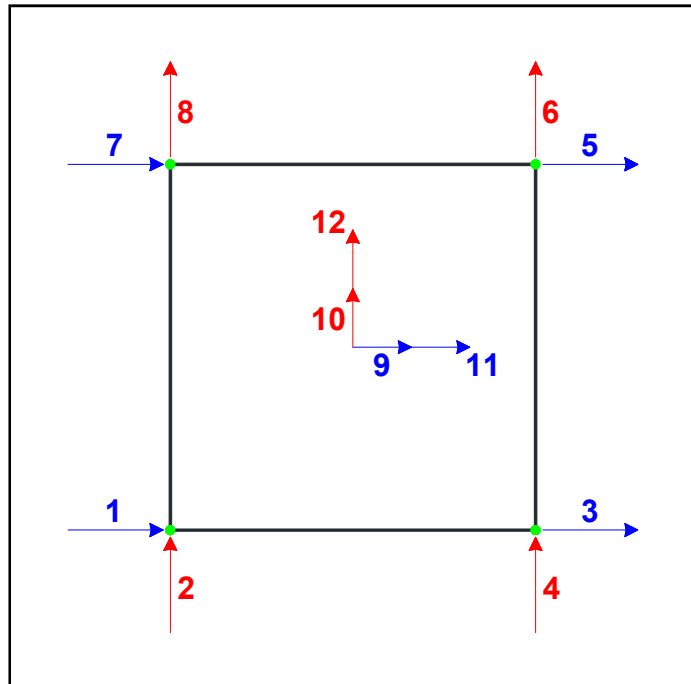
$b =$  vector de incidencia de los grados de libertad del suelo

$\ddot{U}_g =$  aceleración del suelo debido al sismo

Cuando un espectro es el que define la aceleración del suelo  $\ddot{U}_g$ , una alternativa es la aplicación del Método de Superposición Modal, el cual se describe en Aguiar (2008) y se indicará brevemente más adelante.

En este trabajo el análisis sísmico se realiza empleando elementos finitos para lo cual se trabajará con un elemento finito cuadrilátero (cuatro lados y cuatro nudos), el mismo que considera dos grados de libertad por nudo, los mismos que representan los desplazamientos horizontal y vertical.

El elemento finito considerado para el análisis es el Q4 pero suavizado por el efecto de flexión. Aguiar (2010,3), Oñate (1992). En la figura 2.4 se presenta un esquema de este tipo de elemento finito con sus respectivos grados de libertad.



**Figura 2. 4** Elemento finito Q4 suavizado por flexión

La teoría del elemento finito Q4 suavizado por el efecto de flexión ha sido desarrollada en Aguiar (2010,3) y se detalla a continuación para su completo entendimiento.

Los desplazamientos unitarios correspondientes a cada grado de libertad se representan por comodidad de la siguiente manera:

$$p^t = [u1 \ v1 \ u2 \ v2 \ u3 \ v3 \ u4 \ v4 \ u5 \ v5 \ u6 \ v6]$$

### 2.2.1. Funciones de forma para el elemento finito

Las funciones de forma para el elemento finito Q4 se pueden obtener mediante el interpolador de LaGrange, las mismas que se detallan en Aguiar (2010, 1).



**Tabla 2. 1** Condiciones de cálculo de  $\phi_1(s)$  y  $\phi_1(t)$

$s_j$	$u(s)$
-1	$u_1$
1	0
$t_i$	$v(t)$
-1	$v_1$
1	0

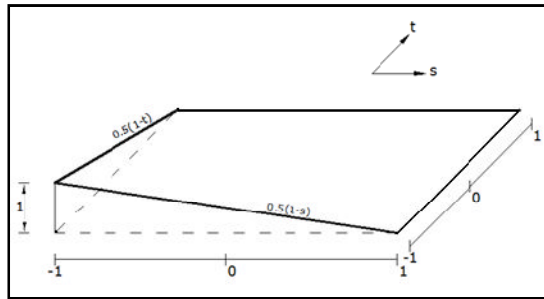
$$L_1(s) = \frac{s - 1}{-1 - 1} = \frac{1 - s}{2}$$

$$\phi_1(s) = \frac{1 - s}{2}$$

$$L_1(t) = \frac{t - 1}{-1 - 1} = \frac{1 - t}{2}$$

$$\phi_1(t) = \frac{1 - t}{2}$$

$$\phi_1(s, t) = \phi_1(s) * \phi_1(t) = 0.25(1 - s)(1 - t) \quad (2.4)$$



**Figura 2. 5** Función de forma asociada a los gdl 1 y 2. Fuente: Aguiar (2010,3).

**Tabla 2. 2** Condiciones de cálculo de  $\phi_2(s)$  y  $\phi_2(t)$

$s_j$	$u(s)$
-1	0
1	$u_2$
$t_i$	$v(t)$
-1	$v_2$
1	0

$$L_1(s) = \frac{s + 1}{1 + 1} = \frac{1 + s}{2}$$

$$\phi_2(s) = \frac{1 + s}{2}$$

$$L_1(t) = \frac{t - 1}{-1 - 1} = \frac{1 - t}{2}$$

$$\phi_2(t) = \frac{1-t}{2}$$

$$\phi_2(s, t) = \phi_2(s) * \phi_2(t) = 0.25(1+s)(1-t) \quad (2.5)$$

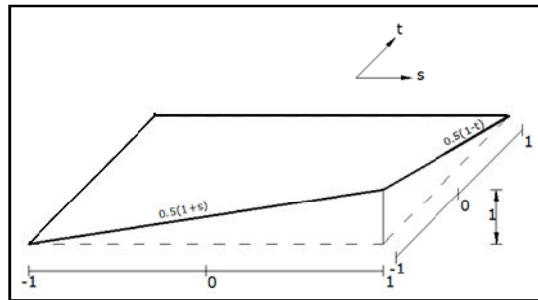


Figura 2. 6 Función de forma asociada a los gdl 3 y 4. Fuente: Aguiar (2010,3).

Tabla 2. 3 Condiciones de cálculo de  $\phi_3(s)$  y  $\phi_3(t)$

$s_j$	$u(s)$
-1	0
1	$u_3$
$t_i$	$v(t)$
-1	0
1	$v_3$

$$L_1(s) = \frac{s+1}{1+1} = \frac{1+s}{2}$$

$$\phi_3(s) = \frac{1+s}{2}$$

$$L_1(t) = \frac{t+1}{1+1} = \frac{1+t}{2}$$

$$\phi_3(t) = \frac{1+t}{2}$$

$$\phi_3(s, t) = \phi_3(s) * \phi_3(t) = 0.25(1+s)(1+t) \quad (2.6)$$

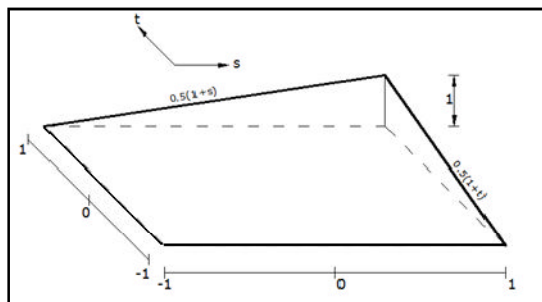


Figura 2. 7 Función de forma asociada a los gdl 5 y 6. Fuente: Aguiar (2010,3).

**Tabla 2. 4** Condiciones de cálculo de  $\phi_4(s)$  y  $\phi_4(t)$

$s_i$	$u(s)$
-1	$u_4$
1	0
$t_i$	$v(t)$
-1	0
1	$v_4$

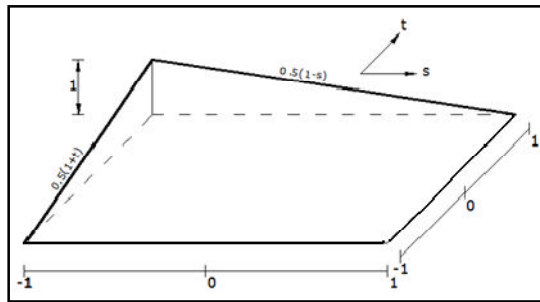
$$L_1(s) = \frac{s - 1}{-1 - 1} = \frac{1 - s}{2}$$

$$\phi_4(s) = \frac{1 - s}{2}$$

$$L_1(t) = \frac{t + 1}{1 + 1} = \frac{1 + t}{2}$$

$$\phi_4(t) = \frac{1 + t}{2}$$

$$\phi_4(s, t) = \phi_4(s) * \phi_4(t) = 0.25(1 - s)(1 + t) \quad (2.7)$$



**Figura 2. 8** Función de forma para asociada a los gdl 7 y 8. Fuente: Aguiar (2010,3).

**Tabla 2. 5** Condiciones de cálculo de  $\phi_5(s)$  y  $\phi_5(t)$

$s_i$	$u(s)$
-1	0
0	$u_5$
1	0
$t_i$	$v(t)$
-1	0
0	0
1	0

$$L_2(s) = \frac{(s + 1)(s - 1)}{(0 + 1)(0 - 1)} = \frac{(s^2 - 1)}{-1}$$

$$\phi_5(s) = (1 - s^2)$$

$$\phi_5(s, t) = (1 - s^2) \quad (2.8)$$

**Tabla 2. 6** Condiciones de cálculo de  $\phi_6(s)$  y  $\phi_6(t)$

$s_i$	$u(s)$
-1	0
0	0
1	0
$t_i$	$v(t)$
-1	0
0	$v_6$
1	0

$$L_2(t) = \frac{(t+1)(t-1)}{(0+1)(0-1)} = \frac{(t^2-1)}{-1}$$

$$\phi_6(t) = (1-t^2)$$

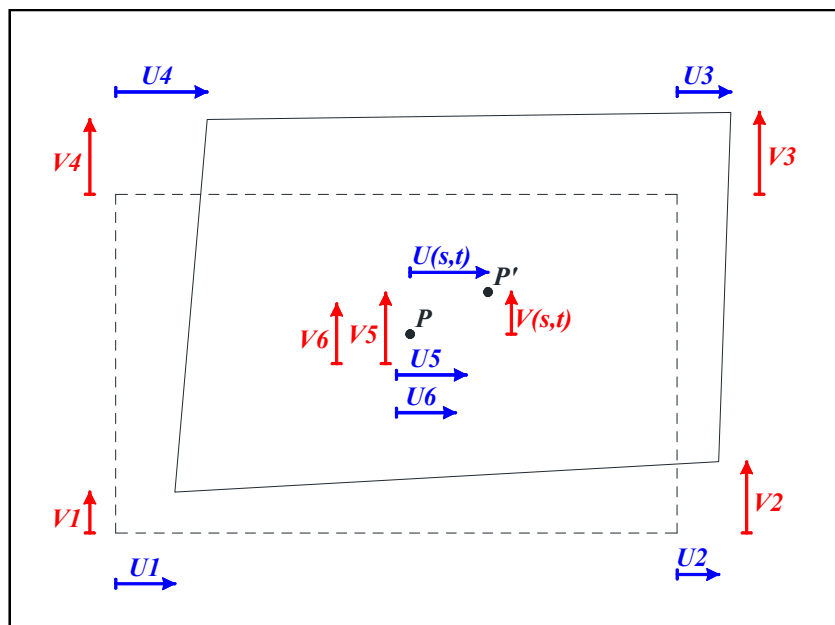
$$\phi_6(s, t) = (1-t^2) \tag{2.9}$$

### 2.2.2. Ordenadas de la Elástica

Las ordenadas de la elástica están definidas por las siguientes expresiones:

$$u(s, t) = u_1 \phi_1 + u_2 \phi_2 + u_3 \phi_3 + u_4 \phi_4 + u_5 \phi_5 + u_6 \phi_6 \tag{2.10}$$

$$v(s, t) = v_1 \phi_1 + v_2 \phi_2 + v_3 \phi_3 + v_4 \phi_4 + v_5 \phi_5 + v_6 \phi_6$$



**Figura 2. 9** Ordenadas de la Elástica

### 2.2.3. Derivadas de las funciones de forma con respecto a "s" y "t"

Es importante hallar las derivadas de las funciones de forma, debido a que son de utilidad para la obtención de la matriz de compatibilidad **B** que se indica más adelante:

**Tabla 2.7** Derivadas de las funciones de forma con respecto a "s" y "t"

<b>Derivadas con respecto a "s"</b>	<b>Derivadas con respecto a "t"</b>
$\frac{\partial \phi_1(s, t)}{\partial s} = -0.25(1 - t)$	$\frac{\partial \phi_1(s, t)}{\partial t} = -0.25(1 - s)$
$\frac{\partial \phi_2(s, t)}{\partial s} = 0.25(1 - t)$	$\frac{\partial \phi_2(s, t)}{\partial t} = -0.25(1 + s)$
$\frac{\partial \phi_3(s, t)}{\partial s} = 0.25(1 + t)$	$\frac{\partial \phi_3(s, t)}{\partial t} = 0.25(1 + s)$
$\frac{\partial \phi_4(s, t)}{\partial s} = -0.25(1 + t)$	$\frac{\partial \phi_4(s, t)}{\partial t} = 0.25(1 - s)$
$\frac{\partial \phi_5(s, t)}{\partial s} = -2s$	$\frac{\partial \phi_5(s, t)}{\partial t} = 0$
$\frac{\partial \phi_6(s, t)}{\partial s} = 0$	$\frac{\partial \phi_6(s, t)}{\partial t} = -2t$

### 2.2.4. Relaciones entre deformaciones y desplazamientos

A partir de la teoría de elasticidad se conoce que las deformaciones unitarias en sentido X, Y, y la distorsión angular tienen los siguientes valores:

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \\ \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \\ \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (2.11)$$

Reemplazando (2.14) en (2.15) y efectuando las respectivas derivadas, se llega a lo siguiente:

$$\begin{aligned}
\varepsilon_x &= u1 \frac{\partial \phi_1}{\partial x} + u2 \frac{\partial \phi_2}{\partial x} + u3 \frac{\partial \phi_3}{\partial x} + u4 \frac{\partial \phi_4}{\partial x} + u5 \frac{\partial \phi_5}{\partial x} + u6 \frac{\partial \phi_6}{\partial x} \\
\varepsilon_y &= v1 \frac{\partial \phi_1}{\partial y} + v2 \frac{\partial \phi_2}{\partial y} + v3 \frac{\partial \phi_3}{\partial y} + v4 \frac{\partial \phi_4}{\partial y} + v5 \frac{\partial \phi_5}{\partial y} + v6 \frac{\partial \phi_6}{\partial y} \\
\gamma_{xy} &= u1 \frac{\partial \phi_1}{\partial y} + u2 \frac{\partial \phi_2}{\partial y} + u3 \frac{\partial \phi_3}{\partial y} + u4 \frac{\partial \phi_4}{\partial y} + u5 \frac{\partial \phi_5}{\partial y} + u6 \frac{\partial \phi_6}{\partial y} + v1 \frac{\partial \phi_1}{\partial x} + \\
&v2 \frac{\partial \phi_2}{\partial x} + v3 \frac{\partial \phi_3}{\partial x} + v4 \frac{\partial \phi_4}{\partial x} + v5 \frac{\partial \phi_5}{\partial x} + v6 \frac{\partial \phi_6}{\partial x}
\end{aligned} \tag{2.12}$$

- **Matriz de Compatibilidad  $B$**

La matriz de compatibilidad  $B$  consta de 3 filas por 12 columnas, pero puede expresarse en forma compacta como se muestra a continuación:

$$B = \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i(s, t)}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial \phi_i(s, t)}{\partial y} \\ \frac{\partial \phi_i(s, t)}{\partial y} & \frac{\partial \phi_i(s, t)}{\partial x} \end{bmatrix} \tag{2.13}$$

Donde el subíndice  $i$  varía de 1 a 6.

En consecuencia la relación entre las deformaciones  $\varepsilon$  y los desplazamientos  $p$  en función de la matriz de compatibilidad  $B$  queda representada de la siguiente manera:

$$\varepsilon = \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_1}{\partial x} & 0 & \frac{\partial \phi_2}{\partial x} & 0 & \frac{\partial \phi_3}{\partial x} & 0 & \frac{\partial \phi_4}{\partial x} & 0 & \frac{\partial \phi_5}{\partial x} & 0 & \frac{\partial \phi_6}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial \phi_1}{\partial y} & 0 & \frac{\partial \phi_2}{\partial y} & 0 & \frac{\partial \phi_3}{\partial y} & 0 & \frac{\partial \phi_4}{\partial y} & 0 & \frac{\partial \phi_5}{\partial y} & 0 & \frac{\partial \phi_6}{\partial y} \\ \frac{\partial \phi_1}{\partial y} & \frac{\partial \phi_1}{\partial x} & \frac{\partial \phi_2}{\partial y} & \frac{\partial \phi_2}{\partial x} & \frac{\partial \phi_3}{\partial y} & \frac{\partial \phi_3}{\partial x} & \frac{\partial \phi_4}{\partial y} & \frac{\partial \phi_4}{\partial x} & \frac{\partial \phi_5}{\partial y} & \frac{\partial \phi_5}{\partial x} & \frac{\partial \phi_6}{\partial y} & \frac{\partial \phi_6}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u1 \\ v1 \\ u2 \\ v2 \\ u3 \\ v3 \\ u4 \\ v4 \\ u5 \\ v5 \\ u6 \\ v6 \end{bmatrix}$$

$$\varepsilon = [B1 \ B2 \ B3 \ B4 \ B5 \ B6] p$$

$$\varepsilon = B p \quad (2.14)$$

### 2.2.5. Obtención de la Matriz Jacobiana

Las funciones de forma indicadas anteriormente están expresadas en coordenadas naturales (s,t), de modo que para su transformación a coordenadas reales (x,y), es necesario utilizar las ecuaciones que se indican a continuación:

$$\begin{aligned} x &= 0.25[(1-s)(1-t)x_1 + (1+s)(1-t)x_2 + (1+s)(1+t)x_3 + (1-s)(1+t)x_4] \\ y &= 0.25[(1-s)(1-t)y_1 + (1+s)(1-t)y_2 + (1+s)(1+t)y_3 + (1-s)(1+t)y_4] \end{aligned} \quad (2.15)$$

En las ecuaciones (2.15), las coordenadas de los vértices del elemento finito están expresadas por (x1, y1), (x2, y2), (x3, y3) y (x4, y4).

La matriz Jacobiana queda definida de la siguiente manera:

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial x(s,t)}{\partial s} & \frac{\partial y(s,t)}{\partial s} \\ \frac{\partial x(s,t)}{\partial t} & \frac{\partial y(s,t)}{\partial t} \end{bmatrix} \quad (2.16)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial x(s,t)}{\partial s} &= 0.25[-(1-t)x_1 + (1-t)x_2 + (1+t)x_3 - (1+t)x_4] \\ \frac{\partial y(s,t)}{\partial s} &= 0.25[-(1-t)y_1 + (1-t)y_2 + (1+t)y_3 - (1+t)y_4] \\ \frac{\partial x(s,t)}{\partial t} &= 0.25[-(1-s)x_1 - (1+s)x_2 + (1+s)x_3 + (1-s)x_4] \\ \frac{\partial y(s,t)}{\partial t} &= 0.25[-(1-s)y_1 - (1+s)y_2 + (1+s)y_3 + (1-s)y_4] \end{aligned} \quad (2.17)$$

Al reemplazar los puntos auxiliares  $s = 0$  y  $t = 0$  en las expresiones anteriores, se obtiene:

$$\begin{aligned}\frac{\partial x(s, t)}{\partial s} &= 0.25[-x_1 + x_2 + x_3 - x_4] \\ \frac{\partial y(s, t)}{\partial s} &= 0.25[-y_1 + y_2 + y_3 - y_4] \\ \frac{\partial x(s, t)}{\partial t} &= 0.25[-x_1 - x_2 + x_3 + x_4] \\ \frac{\partial y(s, t)}{\partial t} &= 0.25[-y_1 - y_2 + y_3 + y_4]\end{aligned}\tag{2.18}$$

$$\begin{aligned}\frac{\partial \phi_i}{\partial s} &= \frac{\partial \phi_i}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial s} + \frac{\partial \phi_i}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial s} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial t} &= \frac{\partial \phi_i}{\partial x} \frac{\partial x}{\partial t} + \frac{\partial \phi_i}{\partial y} \frac{\partial y}{\partial t}\end{aligned}\tag{2.19}$$

La expresión anterior también puede representarse matricialmente de la siguiente manera:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i}{\partial s} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial t} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial s} & \frac{\partial y}{\partial s} \\ \frac{\partial x}{\partial t} & \frac{\partial y}{\partial t} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial y} \end{bmatrix}$$

Se puede observar que en la expresión matricial anterior está inmersa la matriz Jacobiana con lo que también puede escribirse en la siguiente forma:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i}{\partial s} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial t} \end{bmatrix} = J \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial y} \end{bmatrix}$$

Del mismo modo puede obtenerse también la siguiente expresión para llegar a la matriz Jacobiana inversa:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial y} \end{bmatrix} = J^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i}{\partial s} \\ \frac{\partial \phi_i}{\partial t} \end{bmatrix}\tag{2.20}$$



Donde:

$$J^{-1} = \begin{bmatrix} JI(1,1) & JI(1,2) \\ JI(2,1) & JI(2,2) \end{bmatrix} \quad (2.21)$$

Al calcular el determinante de la matriz J se tiene el área de influencia del punto de integración en la cuadratura de Gauss y además se utiliza para hallar el gradiente de las funciones de forma  $\nabla N_p$ , el cual se indicó deforma compacta en la expresión (2.20).

### 2.2.6. Relación Esfuerzo – Deformación

En este trabajo se utiliza la matriz de elasticidad para tensión plana, la cual está definida por la siguiente ecuación:

$$C_T = \frac{E}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - \nu}{2} \end{bmatrix} \quad (2.22)$$

Donde:

$E = \text{módulo de elasticidad del hormigón}$

$\nu = \text{módulo de Poisson}$

En la siguiente ecuación se presenta también la matriz de elasticidad para deformación plana:

$$E = \frac{E(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} 1 - \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1 - \nu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - 2\nu}{2} \end{bmatrix} \quad (2.23)$$

La relación entre esfuerzos y deformaciones se muestra en la siguiente expresión:

$$\begin{bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{bmatrix} = \frac{E}{1 - \nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1 - \nu}{2} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{bmatrix} \quad (2.24)$$

### 2.2.7. Obtención de la Matriz de Rigidez de un Elemento Finito

La matriz de rigidez de un elemento finito  $K_e$ , está descrita en Aguiar (2010, 1) y se encuentra a partir de la energía potencial de deformación, la cual se la debe expresar en función de los desplazamientos, de la siguiente manera:

$$p^t K_e p = \int_V \varepsilon^t C_T \varepsilon dV \quad (2.25)$$

Donde:

$p =$  desplazamientos nodales

$\varepsilon =$  deformaciones

$C_T =$  matriz de elasticidad para tensión plana

$dV =$  diferencial de volumen

$$K_e = \int_V B^t C_T B dV \quad (2.26)$$

Integrando en coordenadas naturales se llega a:

$$K_e = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 B^t C_T B e dA \quad (2.27)$$

Donde:

$e =$  espesor del elemento (constante)

$dA =$  diferencial de área

Se puede emplear la cuadratura de Gauss para cuatro puntos, obteniendo la siguiente ecuación:

$$K_e = \sum_{i=1}^4 B_i^t C_T B_i \det(J) e P_i \quad (2.28)$$

### 2.2.8. Obtención de la matriz de rigidez de un elemento finito

El programa que se utiliza en este estudio para hallar la matriz de rigidez de cada elemento finito de la Presa en tensión plana, se denomina *rigidez\_elemento\_finito*, el cual incorpora la teoría y fórmulas indicadas en esta sección, dentro de una subrutina en base a Matlab de la librería CEINCLAB del Dr. Roberto Aguiar. Es necesario indicar que el orden de esta matriz en principio es de 12x12, pero se la condensa únicamente a las coordenadas de los nudos, lo que da como resultado una matriz de rigidez de elemento finito de orden 8x8.

### 2.2.9. Matriz de Rigidez de la Estructura

La matriz de rigidez de la estructura de la Presa es la que fue indicada en la ecuación (2.28) como  $K_e$ . En Aguiar (2004) se menciona la manera cómo obtener dicha matriz por ensamblaje directo, y es la forma en la que se la obtiene en es este capítulo.

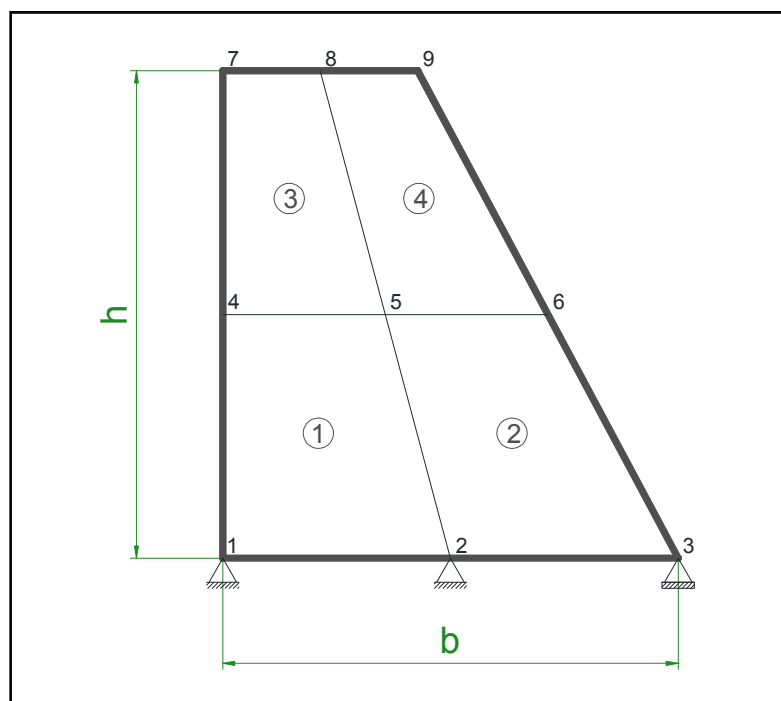


Figura 2. 10 Ejemplo de la discretización de la sección de una presa

### 2.2.10. Grados de libertad de la Presa

Para la numeración de los grados de libertad correspondientes a los corrimientos horizontales, el procedimiento se realiza de izquierda a derecha comenzando desde el nudo inferior izquierdo y de igual forma para cada fila hacia arriba. Después de numerar los grados de libertad horizontales, es decir las coordenadas principales, se realiza el mismo procedimiento para los grados de libertad verticales que conforman las coordenadas secundarias. Se recalca que en la base de la presa, la acción sísmica es nula.

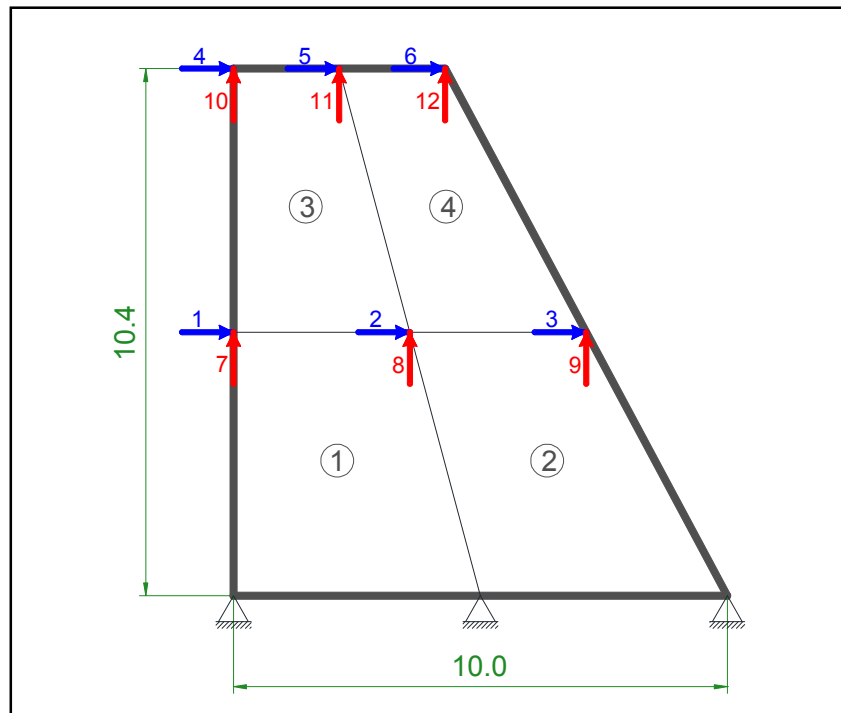


Figura 2. 11 Grados de libertad de la sección de la presa.

### 2.2.11. Vectores de Colocación

La matriz que contiene los vectores de colocación para la estructura de la Presa se obtiene originalmente con la ayuda del programa *vc\_presa*, que al adaptarlo a las condiciones geométricas de la Presa Chontal se lo denominó *vc\_chontal\_full*. Este programa es una subrutina de la librería CEINCI-LAB, con la cual se obtienen los vectores de colocación para cada elemento finito de

la Presa. Para el modelo del ejemplo considerado en este capítulo y que se indica en la figura 2.11, los vectores de colocación son los que se muestran a en la siguiente tabla:

**Tabla 2. 8** Vectores de Colocación para el ejemplo de la figura 2.11

ELEMENTO	VECTORES DE COLOCACIÓN							
1	0	0	0	0	2	8	1	7
2	0	0	0	0	3	9	2	8
3	1	7	2	8	5	11	4	10
4	2	8	3	9	6	12	5	11

Además el mismo programa que calcula los vectores de colocación, obtiene las matrices XE y YE que corresponden a las coordenadas en sentido horizontal y vertical de los elementos finitos.

**Tabla 2. 9** Coordenadas XE para cada elemento finito de la figura 2.11

ELEMENTO	NUDO 1	NUDO 2	NUDO 3	NUDO 4
1	0,00	5,00	3,61	0,00
2	5,00	10,00	7,21	3,61
3	0,00	3,61	2,21	0,00
4	3,61	7,21	4,43	2,21

**Tabla 2. 10** Coordenadas YE para cada elemento finito de la figura 2.11

ELEMENTO	NUDO 1	NUDO 2	NUDO 3	NUDO 4
1	0	0	5,2	5,2
2	0	0	5,2	5,2
3	5,2	5,2	10,4	10,4
4	5,2	5,2	10,4	10,4

Como puede observarse en las tablas 2.9 y 2.10, existe una fila de coordenadas tanto en sentido X como en sentido Y para cada elemento finito.

### 2.2.12. Datos requeridos para obtener las matrices con VC, XE y YE

Para la obtención de las matrices con los vectores de colocación (VC), con las coordenadas en sentido X de cada elemento (XE) y con las coordenadas en

sentido Y de cada elemento (YE), es necesario conocer los siguientes datos de ingreso al programa *vc\_presa*:

- *divx* = Divisiones de la sección en sentido X, se consideran 2 para el ejemplo de la figura 2.10.
- *divy* = Divisiones de la sección en sentido Y, se consideran 2 para el ejemplo de la figura 2.10.
- *base* = dimensión de la base de la sección de la presa en metros. Para el ejemplo mostrado en la figura 2.10 se adoptó 10 m de base.
- *altura* = dimensión de la altura de la sección de la presa en metros. Para el ejemplo que se indica en la figura 2.10 se adoptó 10.4 m de altura.
- *theta1* y *theta2* = ángulos de las caras de la presa aguas arriba y aguas abajo respectivamente. Para el ejemplo estos valores son *theta1* = 90.00° y *theta2* = 61.82°.
- *espesor* = dimensión perpendicular al plano con la que se realiza el análisis sísmico. Se asume un valor de 1m puesto que se analiza la presa por metro de ancho.
- *pe* = peso específico del material de la Presa. Para el ejemplo se considera una Presa de Hormigón por lo que este dato fue ingresado como 2.4 T/m<sup>3</sup>.

### **2.2.13. Datos requeridos para la obtención de la matriz de rigidez de la estructura**

Para obtener la matriz de rigidez de la estructura de la Presa (SS), es necesario conocer los datos siguientes:

- VC = matriz con los vectores de colocación de cada elemento finito de la presa, obtenida mediante el programa **vc\_presa**.
- divx = Divisiones de la sección transversal en sentido X.
- divy = Divisiones de la sección transversal en sentido Y.
- XE = coordenadas en sentido X de cada elemento finito de la presa.
- YE = coordenadas en sentido Y de cada elemento finito de la presa.
- E = módulo de elasticidad del material de la presa, se considera  $E = 1738965 T/m^2$ , obtenido a partir de  $E = 12000\sqrt{f'_c}$  para  $f'_c = 210 Kg/cm^2$  en el Ecuador.
- espesor = dimensión normal a la sección transversal de la presa, se considera 1 metro como espesor de análisis.
- poisson = módulo de poisson del material de la presa ( $\nu = 0.20$ ).
- ngl = número de grados de libertad del modelo considerado de la presa. Para el ejemplo que se presenta en la figura 2.11 se tienen 12 grados de libertad, de los cuales 6 son horizontales (coordenadas principales) y 6 son verticales (coordenadas secundarias).

Los datos indicados se ingresan al programa **rigidez\_estructura\_ef\_presa** el cual obtiene la matriz de rigidez de la Presa (SS) por ensamblaje directo, llamando a su vez al subprograma **rigidez\_elemento\_finito** y asignándole la ubicación correspondiente a cada elemento finito de acuerdo a su vector de colocación previamente hallado con el programa **vc\_presa**.

Una vez encontrada la matriz de rigidez de la estructura (SS), se lleva a cabo la condensación que permite obtener la matriz de rigidez asociada a los grados de libertad principales de la Presa. Es importante indicar que para este ejemplo

se condensó la matriz de rigidez a las coordenadas horizontales como consecuencia de haber realizado el análisis para sismo horizontal; por lo tanto cuando se trabaje con sismo vertical, la condensación debe realizarse con respecto a las coordenadas secundarias. Para el caso del ejemplo mostrado en la figura 2.11 se condensa a una matriz de rigidez de 6 por 6, la misma que queda determinada de la siguiente manera:

$$K = \begin{bmatrix} 1856978.87 & -1489029.33 & 36845.17 & 623735.12 & -768693.22 & -27791.99 \\ -1489029.33 & 3585623.67 & -1306655.62 & -607502.78 & 1264190.24 & -858767.18 \\ 36845.17 & -1306655.62 & 1824180.56 & -1437.84 & -774338.27 & 640974.28 \\ 623735.12 & -607502.78 & -1437.84 & 1110189.76 & -1117553.48 & -746.09 \\ -768693.22 & 1264190.24 & -774338.27 & -1117553.48 & 2137349.61 & -861132.79 \\ -27791.99 & -858767.18 & 640974.28 & -746.09 & -861132.79 & 1028292.70 \end{bmatrix}$$

#### 2.2.14. Matriz de Masas

La matriz de masas se obtiene a partir de la distribución de del área cooperante de cada elemento finito que corresponde a cada nudo del sistema discretizado. Por ser este modelo de presa con base fija no se concentran las masas en la base, sino solamente en los nudos donde se tienen grados de libertad.

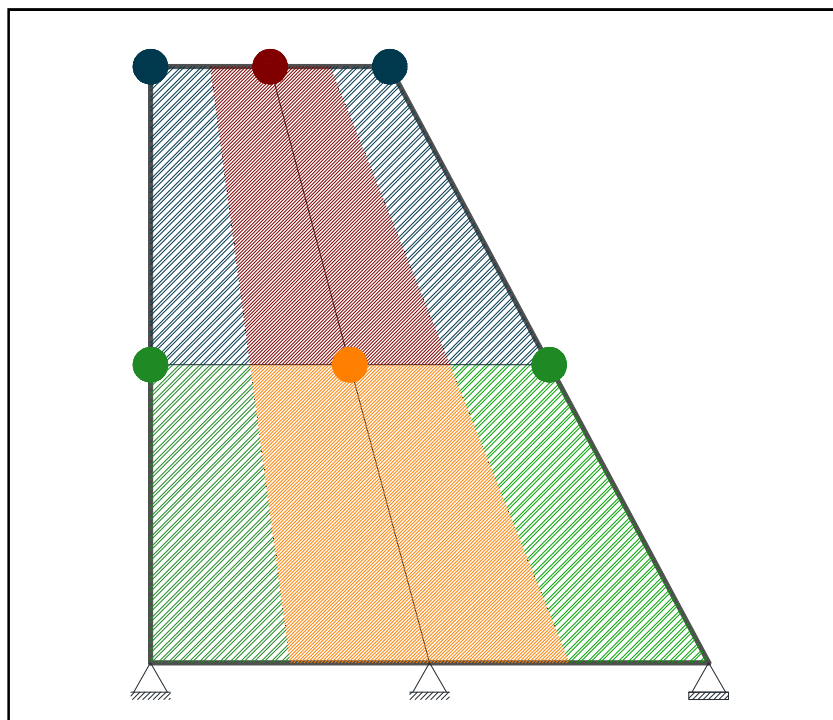


Figura 2. 12 Discretización de las masas para el ejemplo de la figura 2.11



Como puede apreciarse en la figura 2.12, los nudos interiores tienen masas equivalentes al doble de las masas concentradas en los nudos de las caras de la presa.

El programa que calcula la matriz de masas en función de las características geométricas de la sección es **vc\_presa**, que ya fue mencionado anteriormente, y para el ejemplo de la figura (2.11) se obtuvo lo siguiente:

$$M = \begin{bmatrix} 2.74 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 5.48 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 2.74 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1.85 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 3.71 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1.85 \end{bmatrix}$$

### 2.2.15. Obtención de períodos, frecuencias y modos de vibración

Una vez obtenidas las matrices de rigidez y de masas, se puede resolver el problema de valores y vectores propios. Los vectores propios  $\phi^{(i)}$  representan los modos de vibración y conocidos los valores propios  $\lambda_i$ , se pueden encontrar las frecuencias y períodos de vibración mediante las siguientes expresiones.

$$W_{ni} = \sqrt{\lambda_i} \quad (2.29)$$

$$T_i = \frac{2\pi}{W_{ni}} \quad (2.30)$$

Con los períodos se ingresa al espectro de diseño y se determinan las aceleraciones de diseño  $A_{di}$  asociadas con cada  $T_i$ . Luego con los modos de vibración  $\phi^{(i)}$  obtenidos previamente se calculan los factores de participación modal  $\gamma_i$ , los cuales están definidos por la siguiente ecuación:

$$\gamma_i = \frac{\phi^{(i)t} M b}{\phi^{(i)t} M \phi^{(i)}} \quad (2.31)$$

Solamente queda por indicar que el vector de incidencia  $\mathbf{b}$  es un vector unitario que representa a las coordenadas principales con las cuales se realiza el análisis sísmico de la Presa, es decir todos los desplazamientos horizontales.

#### 2.2.16. Cálculo de las fuerzas horizontales

Mediante la aplicación de los datos ya obtenidos se puede indicar la manera en que se hallan las fuerzas máximas en cada modo de vibración  $F^{(i)}$ , las mismas que componen el vector de cargas generalizadas  $\mathbf{Q}$ .

$$F^{(i)} = \gamma_i A_{di} M \phi^{(i)} \quad (2.32)$$

#### 2.2.17. Cálculo de desplazamientos horizontales

Conocidos los factores de participación modal  $\gamma_i$ , los períodos de vibración  $T_i$ , las aceleraciones espectrales  $A_{di}$ , y los modos  $\phi^{(i)}$ , se pueden obtener los desplazamientos elásticos nodales  $\mathbf{q}$  en base a la siguiente expresión:

$$q^{(i)} = \gamma_i \left( \frac{T_i}{2\pi} \right)^2 A_{di} \phi^{(i)} \quad (2.33)$$

Cuando se tiene todas las cargas que actúan sobre la estructura dentro de un vector  $\mathbf{Q} = \begin{bmatrix} Q_a \\ \dots \\ Q_b \end{bmatrix}$ , para hallar los desplazamientos finales se tiene:

$$\mathbf{q} = \text{inv}(\mathbf{K}) * \mathbf{Q} \quad (2.34)$$

#### 2.2.18. Criterios de Combinación Modal

Para encontrar las respuestas máximas probables de fuerzas y desplazamientos, en este trabajo se presentan dos criterios de combinación modal. Aguiar (2008,1):

a) Criterio de Combinación Modal de la Norma Técnica de Perú (2003), el cual se determina mediante la siguiente expresión:

$$r = 0.25 \sum_{i=1}^N |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum_{i=1}^N r_i^2} \quad (2.35)$$

b) Criterio de Combinación Modal del Máximo Valor Probable, el cual se define a partir de la siguiente ecuación:

$$r = \sqrt{\sum_{i=1}^N r_i^2} \quad (2.36)$$

Donde:

$N$  = número total de modos

$r$  = variable que se desea combinar

La variable a combinar  $r$  primeramente son las fuerzas obtenidas a partir de la ecuación (2.32). Para la combinación de los desplazamientos modales elásticos se procede en forma similar de acuerdo a la ecuación (2.34).

Es importante indicar que el criterio de la Norma Técnica de Perú es demasiado conservador con respecto al del Máximo Valor Probable, por lo que más adelante se presentará la comparación de los resultados obtenidos con ambos criterios y se descartará el uso del primero.

### **2.2.19. Matriz de influencia estática**

A partir de la condensación de la matriz de rigidez de la estructura se encontraron las sub-matrices  $K_{aa}$ ,  $K_{ab}$ ,  $K_{ba}$  y  $K_{bb}$ , las que a su vez fueron halladas mediante la partición de la matriz de rigidez total (SS).

Los desplazamientos modales elásticos horizontales se hallan mediante la aplicación de la expresión (2.34), pero cuando se desea conocer los desplazamientos modales verticales, es necesario obtener la matriz de influencia estática, la misma que está definida por la siguiente ecuación:

$$X_i = -inv(K_{bb}) * K_{ba} \quad (2.37)$$

Los desplazamientos horizontales obtenidos previamente pueden ser denotados como  $q_a$  y los verticales como  $q_b$ , los mismos que se obtienen al aplicar la expresión siguiente:

$$q_b = X_i * q_a \quad (2.38)$$

#### **2.2.20. Programa Chontal**

Como se mencionó anteriormente, el programa **vc\_chontal\_full** fue modificado de tal manera que sea compatible con la geometría de la Presa Chontal. La diferencia es que para este programa se ingresan tres ángulos de inclinación aguas arriba ( $\theta_{1inf}$ ,  $\theta_{1sup}$  y  $\theta_{corona}$ ), tres ángulos de inclinación aguas abajo ( $\theta_{2inf}$ ,  $\theta_{2sup}$  y  $\theta_{corona}$ ), la base inferior de la presa (la base intermedia correspondiente a la segunda inclinación se calcula automáticamente a partir de los datos al igual que la base de la coronación), y tres alturas correspondientes a cada inclinación. Además se ingresa la pendiente de la cimentación. La ventaja de este nuevo subprograma es que si se tiene una presa con geometría similar a la del ejemplo mostrado en la figura 2.10 con una sola pendiente en la cara aguas arriba, se lo puede utilizar sin ningún problema, solamente se deben considerar las dimensiones de tal forma que las pendientes aguas arribas sean iguales, lo propio para las pendientes aguas abajo, la base intermedia debe calcularse como el promedio

entre la sumatoria de la base inferior con la dimensión de la coronación, y ambas alturas deben ser equivalentes a la mitad de la altura total de la presa.

Para el cálculo completo del Análisis Sísmico se elaboró el programa denominado **PROGRAMA CHONTAL**, el cual se encarga de llamar a las siguientes subrutinas:

- **vc\_chontal\_full**, que calcula los vectores de colocación y las coordenadas tanto en X como en Y de cada elemento finito de la discretización del sistema, además de la matriz de masas y la conectividad de los nudos, la cual es de utilidad para la presentación de resultados mediante el programa de post-proceso GID.
- **rigidez\_elemento\_finito**, programa que ya fue indicado y sirve para calcular la matriz de rigidez de cada elemento finito.
- **rigidez\_estructura\_ef\_presa**, programa que por ensamblaje directo encuentra la matriz de rigidez de la presa.
- **orden\_eig**, programa que a partir de las matrices de rigidez y de masas calcula los períodos, frecuencias y modos de vibración.

Con los resultados obtenidos hasta el momento, se programa el espectro para la Presa Chontal, subrutina que mediante los períodos de vibración permite obtener las aceleraciones espectrales.

Posteriormente se calculan los factores de participación modal a partir de los modos de vibración, de la matriz de masas y del vector de incidencia.

- **fuerzas\_modales**, programa que mediante la aplicación de uno de los criterios de combinación modal, calcula las fuerzas horizontales en los

nudos donde se tienen grados de libertad. La sumatoria de estas fuerzas da como resultado el cortante basal  $V$ . Además a partir de la sumatoria de los valores de la diagonal en la matriz de masas y luego al multiplicar este valor por la gravedad, se obtiene el peso total  $PT$  para el metro de análisis de la presa. Con estos dos resultados se obtiene el coeficiente sísmico aplicando la siguiente expresión:

$$c = V/PT \quad (2.39)$$

- **desplazamientos\_modales**, programa que siguiendo uno de los criterios de combinación modal, calcula los desplazamientos elásticos nodales donde existen grados de libertad. Al multiplicar dichos desplazamientos elásticos por el factor de reducción de las fuerzas sísmicas  $R$ , indicado en la ecuación (2.2), se obtienen los desplazamientos inelásticos. Al emplear la matriz de influencia estática, que se indica en la ecuación (2.37), se hallan los desplazamientos tanto elásticos como inelásticos verticales, los cuales están asociados con las coordenadas secundarias.
- **esfuerzos\_elemento\_finito**, es un programa que permite obtener las deformaciones y esfuerzos para cada elemento finito del modelo considerado para el análisis. Al final este programa extrapola los resultados a los nudos del elemento finito.
- **esfuerzos\_estructura**, programa que siguiendo la misma teoría de ensamblaje directo, permite calcular los esfuerzos horizontales, verticales y de corte para todos los elementos dentro de la malla considerada en la sección de la presa.

Teóricamente se pueden calcular los esfuerzos a partir de los desplazamientos obtenidos del Análisis Sísmico, pero en la práctica se deben considerar todas las acciones que actúan sobre la estructura, en consecuencia el cálculo de esfuerzos en base a los desplazamientos obtenidos con la combinación de las fuerzas sísmicas, hidrostáticas e hidrodinámicas contempladas en este trabajo, se efectúa en el Capítulo 7.

Para el ejemplo de la figura 2.10 y con la aplicación de los programas mencionados, se obtienen los siguientes resultados:

**Tabla 2. 11** Modos de Vibración para el ejemplo de la figura 2.10

<b>Modo 1</b>	<b>Modo 2</b>	<b>Modo 3</b>	<b>Modo 4</b>	<b>Modo 5</b>	<b>Modo 6</b>
0,1170	0,3250	0,1019	0,3028	-0,3010	0,2301
0,1080	0,2860	-0,0314	-0,2011	-0,0276	-0,2164
0,1108	0,1667	-0,4003	0,0825	0,3345	0,2144
0,3520	-0,2384	-0,2240	-0,3474	-0,3469	0,2602
0,3447	-0,1461	-0,0286	0,2519	0,0255	-0,2544
0,3245	0,0301	0,4823	-0,1635	0,3411	0,2403

**Tabla 2. 12** Períodos, Frecuencias y Aceleraciones Espectrales para el ejemplo

<b>Modo (<math>\phi</math>)</b>	<b>Períodos (<math>T_i</math>) [seg]</b>	<b>Frecuencias (<math>Wn_i</math>) [1/seg]</b>	<b>Aceleraciones (<math>Ad_i</math>) [m/seg<sup>2</sup>]</b>
1	0,0478	131,4069	5,0277
2	0,0164	383,6739	3,4117
3	0,0117	537,1266	3,1713
4	0,0089	703,4526	3,0291
5	0,0070	902,4255	2,9279
6	0,0050	1253,9922	2,8275

**Tabla 2. 13** Fuerzas laterales, desplazamientos elásticos e inelásticos para el ejemplo

<b>Ft [T]</b>	<b>qt [m]</b>	<b>qine [m]</b>
8,5596	0,000129	0,000257
15,4057	0,000119	0,000237
6,8479	0,000121	0,000242
12,6747	0,000384	0,000768
24,3441	0,000376	0,000752
11,4679	0,000354	0,000708

**Tabla 2. 14** Cortante Basal, Peso Total y Coeficiente Sísmico para el ejemplo

Cortante Basal <b>V</b>	79.2999 T
Peso Total <b>PT</b>	180.0594 T
Coeficiente Sísmico <b>c</b>	0.4404

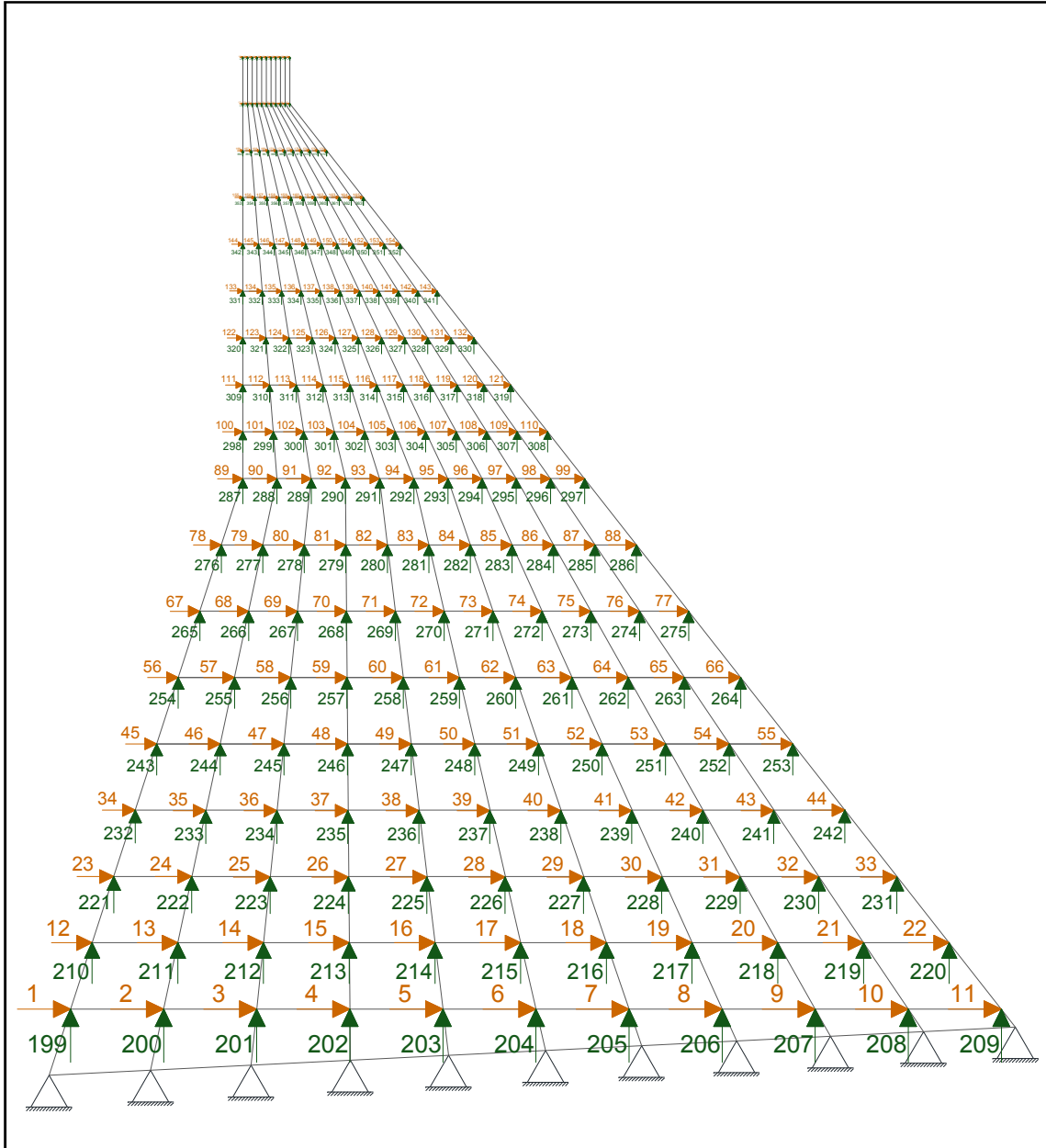
### **2.3. APLICACIÓN DEL ANÁLISIS SÍSMICO EN LA PRESA CHONTAL**

Con la finalidad de tener una malla donde se puedan apreciar los resultados, en la sección analizada de la Presa Chontal se consideraron 10 divisiones en sentido X y 18 divisiones en sentido Y, es decir que se trabajó con 180 elementos finitos. Se debe indicar que las características consideradas para el hormigón son las mismas que se utilizaron para el ejemplo.

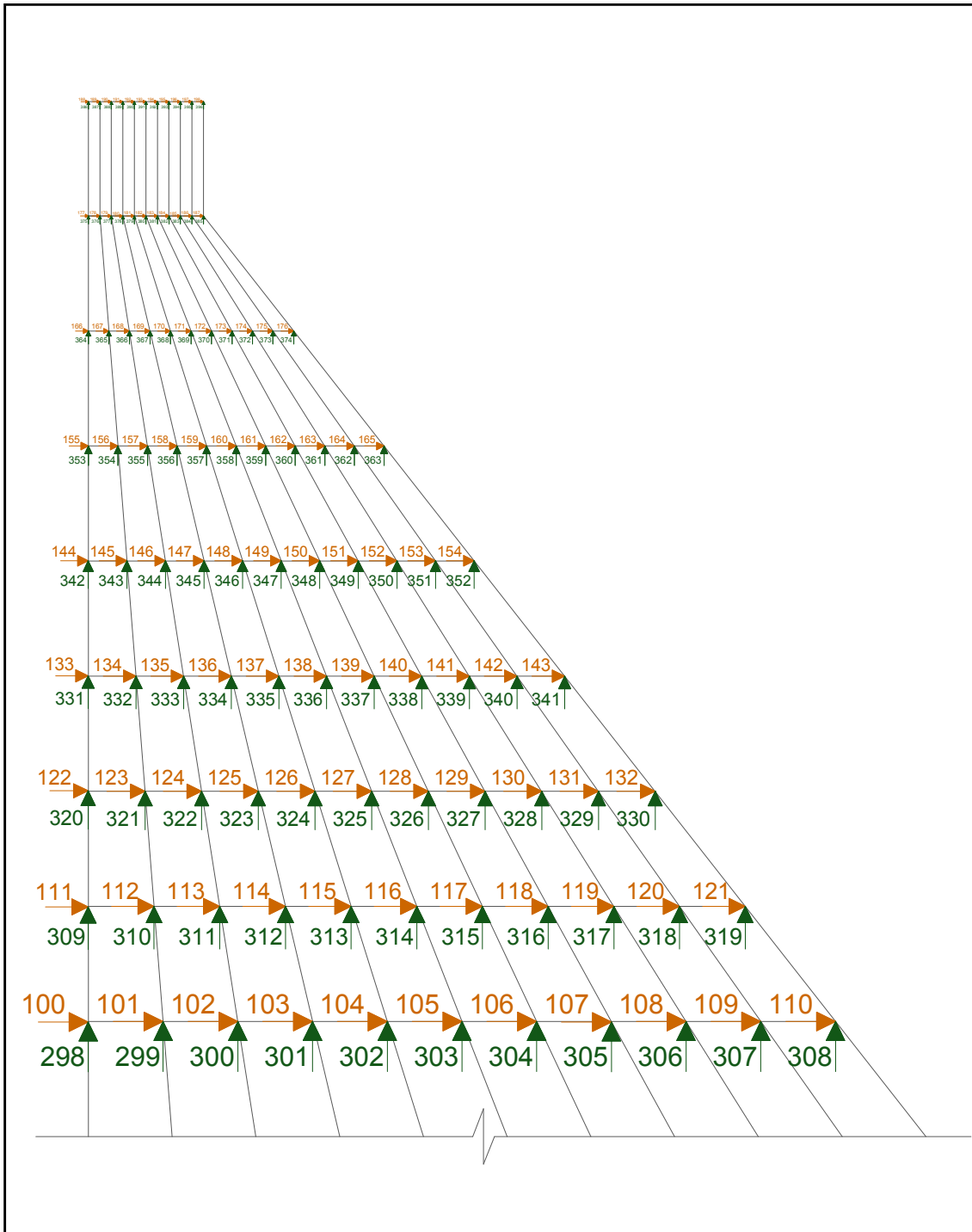
En la figura 2.13 a se presenta la sección analizada de la presa con la malla de elementos finitos adoptada para el análisis, se detallan también los grados de libertad principales (horizontales) y secundarios (verticales) en los nudos excepto en los correspondientes a la base. En vista de que la malla es bastante tupida en la parte superior y con el fin de que se puedan visualizar todos los grados de libertad se muestran tres zooms de la sección de la Presa en las figuras 2.13 b y 2.13 c.

Al igual que se indicó en el ejemplo, para el Análisis Sísmico de la Presa Chontal, objetivo del presente capítulo, se considera la base fija, lo cual significa que están restringidos los desplazamientos horizontales y verticales en la base de la Presa, en consecuencia las masas se concentran solamente en los nudos donde existen grados de libertad.

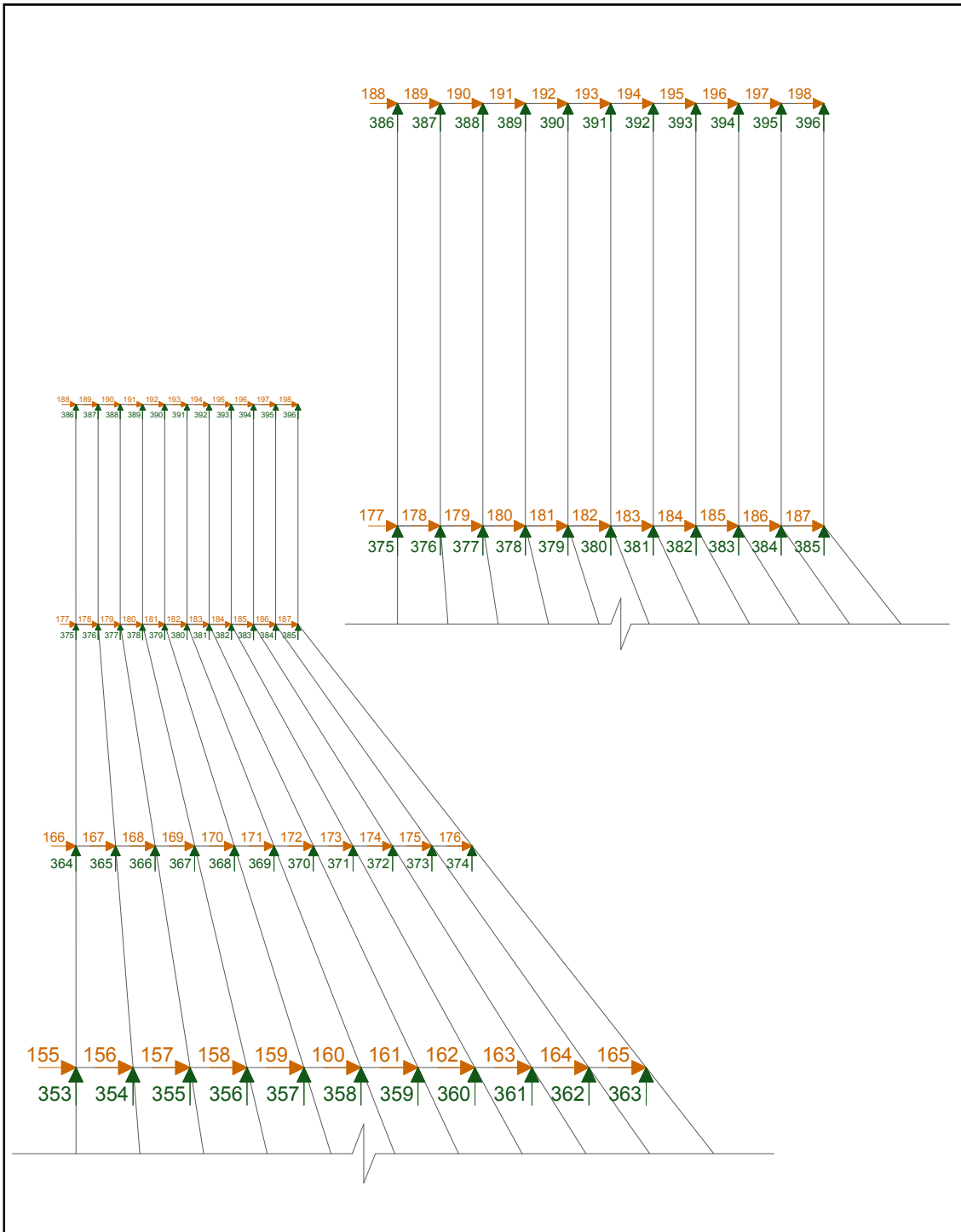




**Figura 2. 13 a** Coordenadas principales y secundarias en la malla de elementos finitos de la sección de la Presa Chontal.

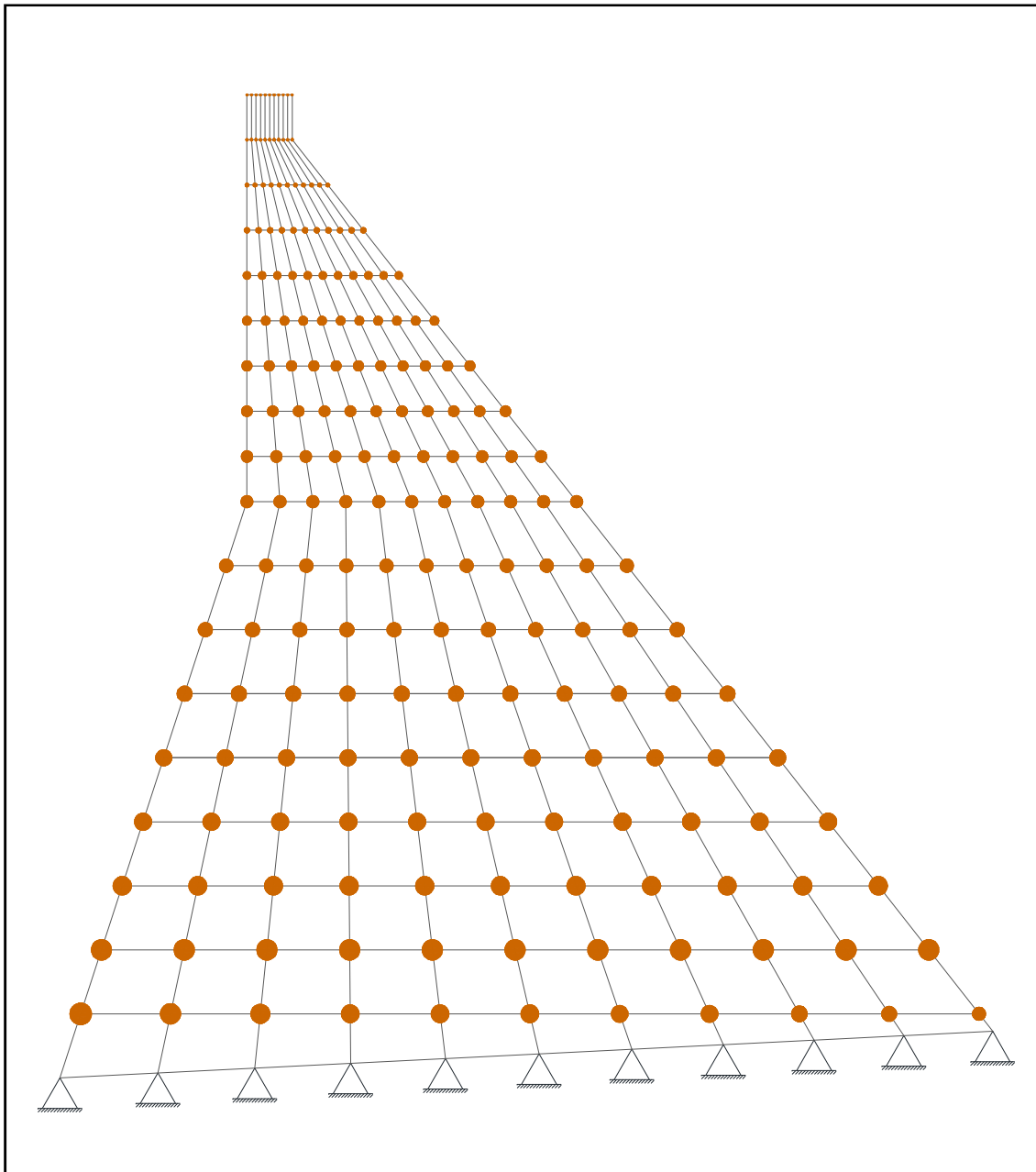


**Figura 2. 14 b** Coordenadas principales y secundarias en la malla de elementos finitos de la sección de la Presa Chontal (zoom1 parte superior donde la cara aguas arriba es vertical)



**Figura 2. 15 c** Coordenadas principales y secundarias en la malla de elementos finitos de la sección de la Presa Chontal (zoom2 parte superior desde gdl 155 y zoom 3 para la coronación)

El modelo adoptado para este estudio tiene 396 grados de libertad en total, de los cuales 198 son horizontales, es decir corresponden a las coordenadas principales, y los 198 restantes son verticales, los cuales están asociados con las coordenadas secundarias. La distribución de las masas en los nudos de la malla se indica en la figura 2.14.



**Figura 2. 16** Distribución de las masas en los nudos de la malla de elementos finitos.

Las coordenadas principales provienen de los grados de libertad horizontales debido a que el análisis sísmico de este estudio se lleva a cabo para la componente horizontal de movimiento del suelo.

La matriz de rigidez total  $SS$  hallada por ensamblaje directo (Aguar, 2004); empleando el Programa CEINCI-LAB, originalmente es de orden de 396 x 396 y posteriormente se condensa a las coordenadas principales obteniendo como resultado una matriz  $K$  de orden 198 x 198.

La matriz de masas  $M$  es diagonal, y al igual que la matriz de rigidez condensada es de orden 198 x 198.

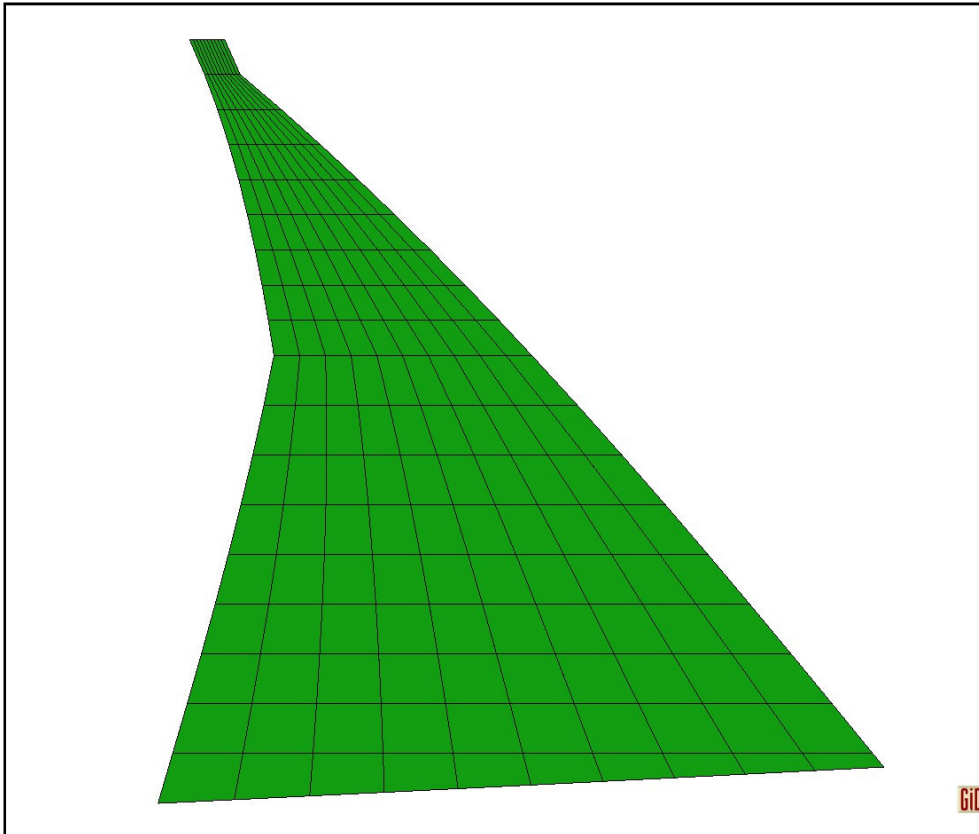
Obtenidas ambas matrices, tanto de rigidez como de masas y siguiendo el procedimiento del **PROGRAMA\_CHONTAL** se encuentran las propiedades dinámicas de la Presa y se hallan los 198 modos de vibración con sus respectivos períodos.

En la tabla 2.15 se indican solamente los períodos de vibración para los 5 primeros modos. Como puede observarse el período fundamental es de 0.385 segundos.

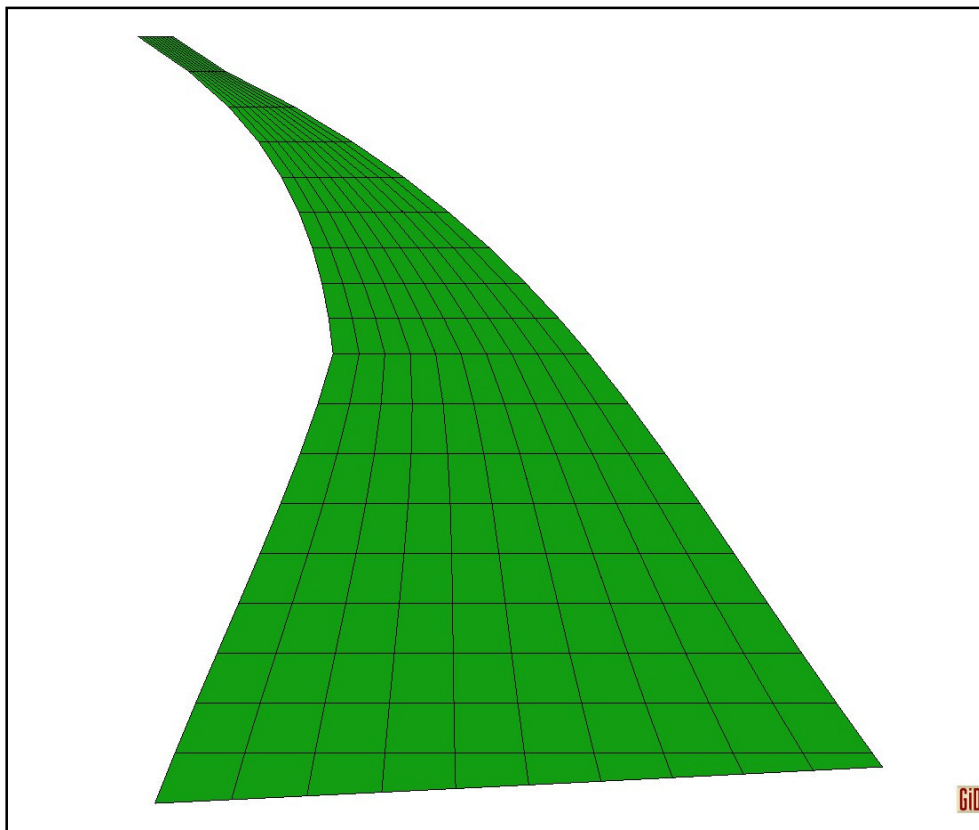
**Tabla 2. 15** Períodos de vibración en los cinco primeros modos.

<b>Modo 1</b>	<b>Modo 2</b>	<b>Modo 3</b>	<b>Modo 4</b>	<b>Modo 5</b>
0.3484 seg.	0.1787 seg.	0.1076 seg.	0.0741 seg.	0.0620 seg.

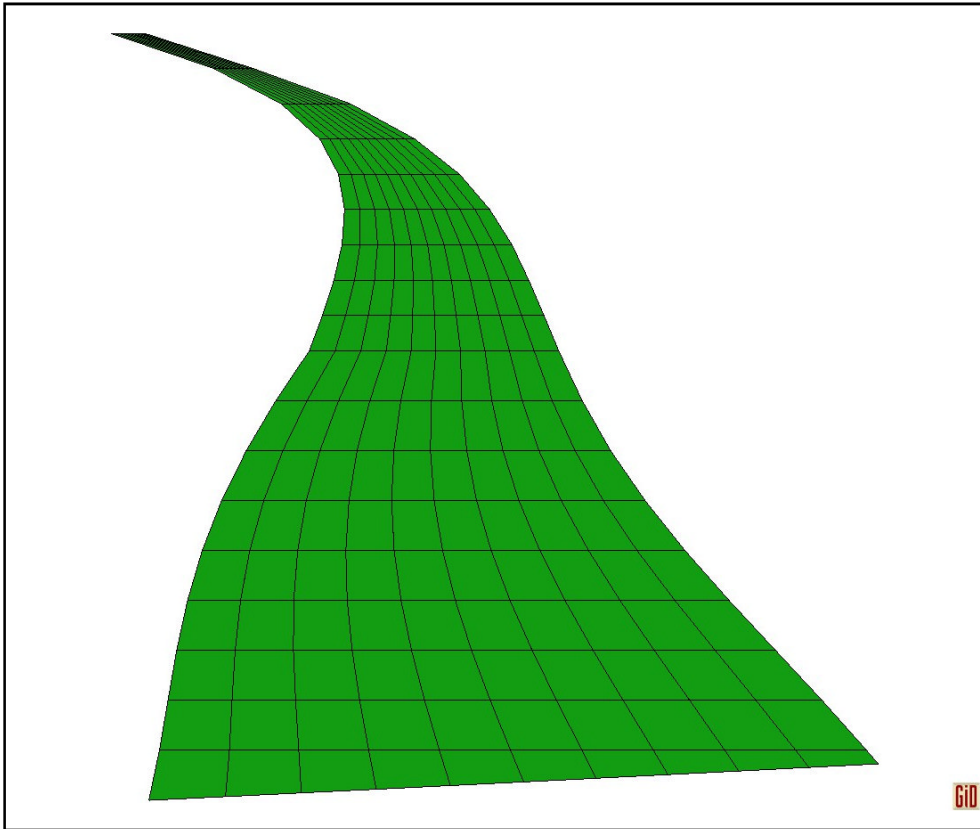
Los gráficos de los 5 primeros modos de vibración, obtenidos con ayuda del programa GID, se indican a continuación con una gran escala de manera que se puedan observar claramente:



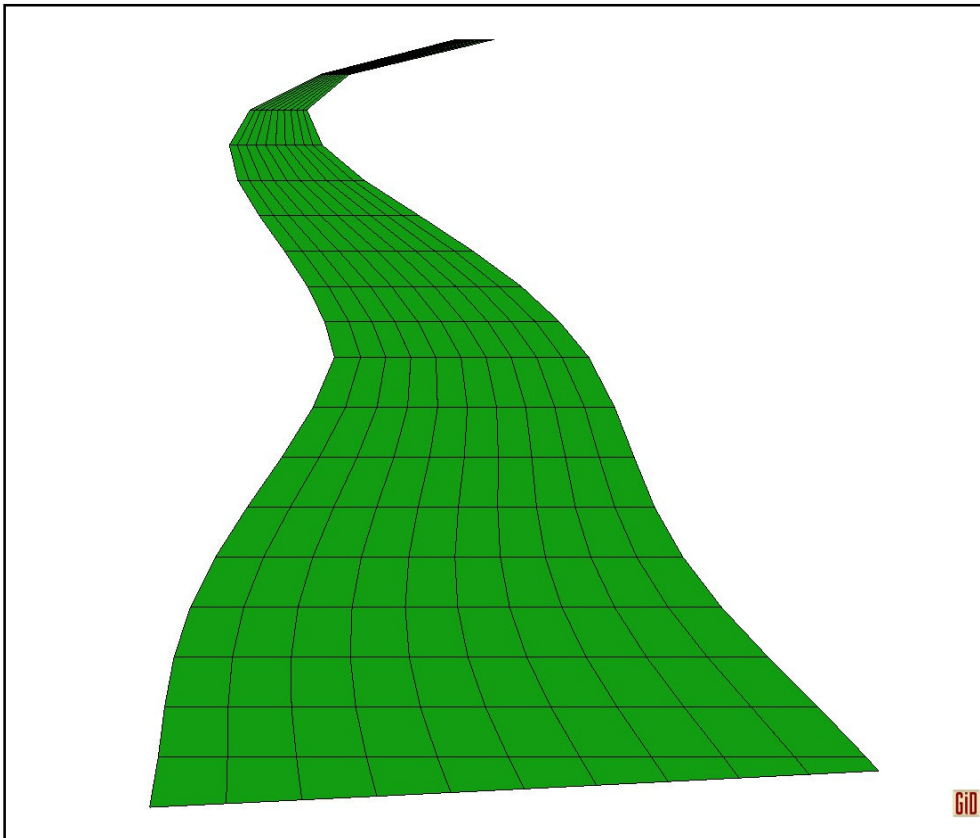
**Figura 2. 17** Primer Modo de Vibración



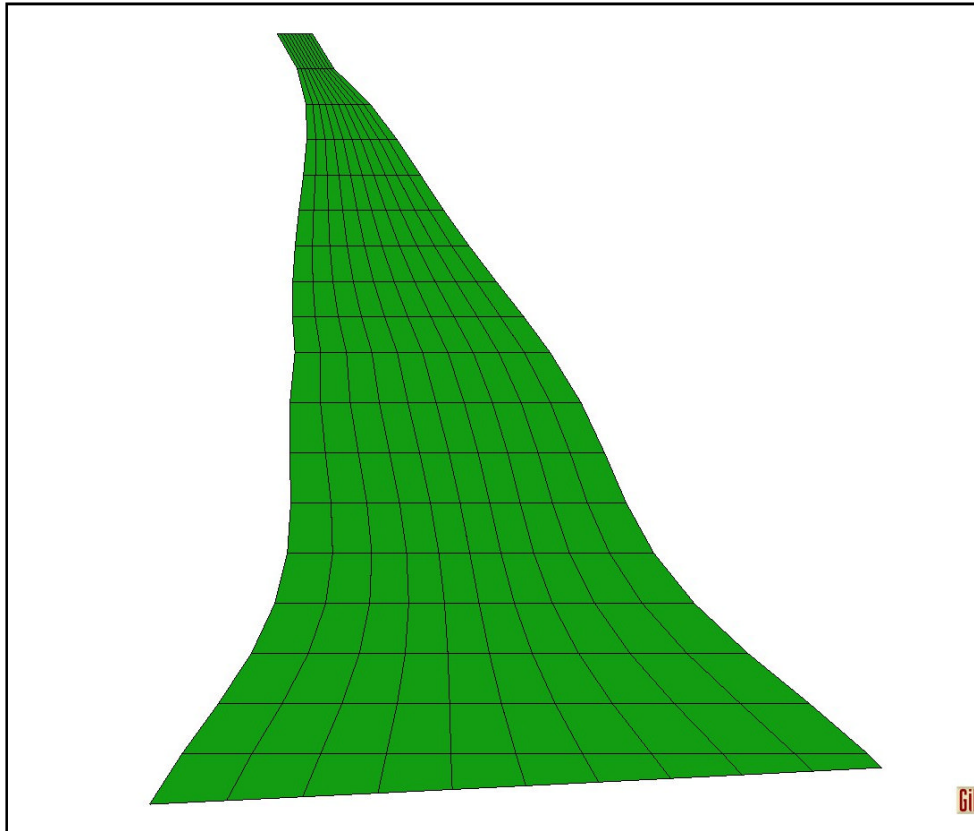
**Figura 2. 18** Segundo Modo de Vibración



**Figura 2. 19** Tercer Modo de Vibración



**Figura 2. 20** Cuarto Modo de Vibración



**Figura 2. 21** Quinto Modo de Vibración

#### **2.4. RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO**

En este capítulo se analizó la acción sísmica en una sección de la Presa Chontal, y se muestran los resultados obtenidos después de realizar el estudio aplicando los Criterios de Combinación Modal de la Norma Técnica de Perú 2003 y del Máximo Valor Probable.

Es importante recalcar que el factor de reducción de las fuerzas sísmicas con que se trabajó es de  $R = 2$ .

Los resultados de mayor importancia obtenidos aplicando el Criterio de Combinación Modal de la Norma Técnica de Perú fueron los siguientes:

- Peso de la Presa Chontal para un metro de espesor:  $PT = 22129 T$ .
- Cortante Basal:  $V = 18649 T$ .

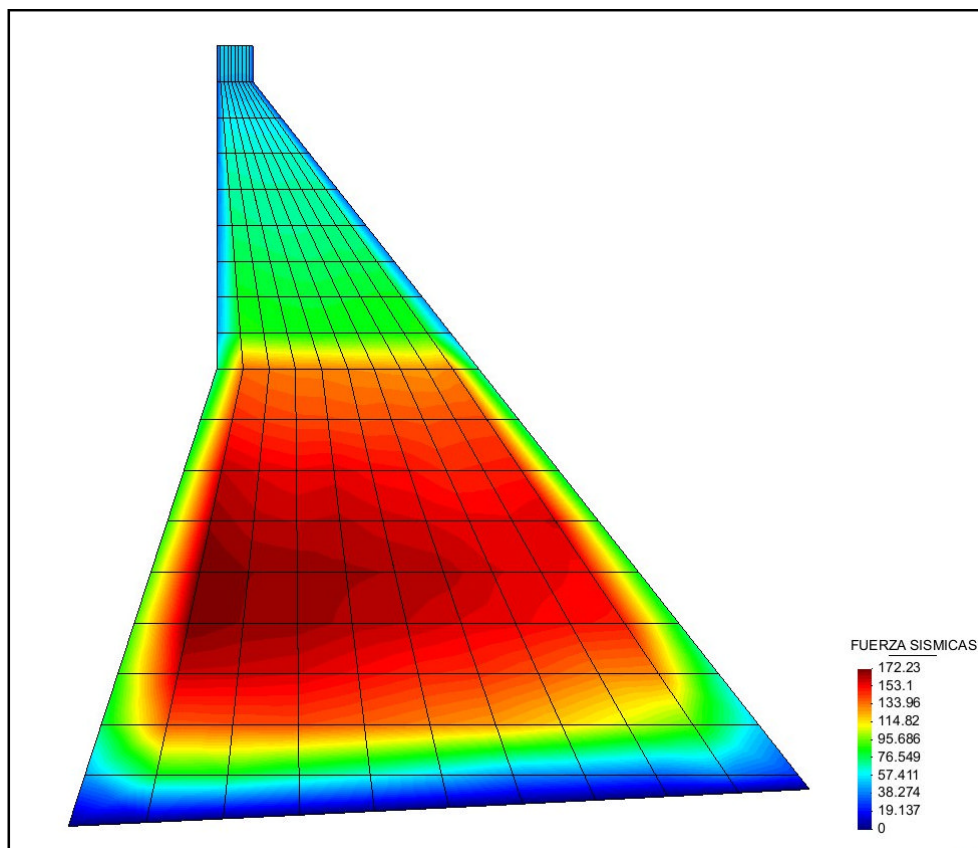


- Coeficiente Sísmico:  $c = V/P_T = 0.8427$ .

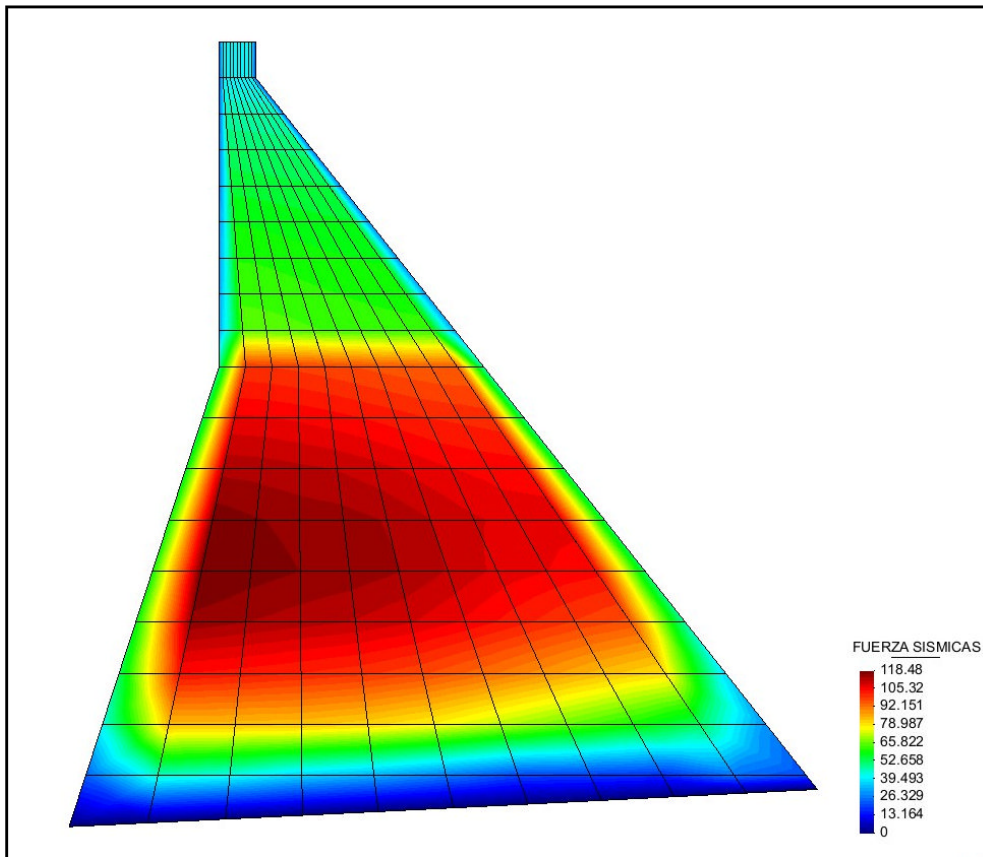
Los resultados de mayor importancia obtenidos aplicando el Criterio de Combinación Modal del Máximo Valor Probable fueron los siguientes:

- Peso de la Presa Chontal para un metro de espesor:  $P_T = 22129 T$ .
- Cortante Basal:  $V = 13178 T$ .
- Coeficiente Sísmico:  $c = V/P_T = 0.5955$ .

Las fuerzas estáticas máximas probables, por metro de espesor, resultantes del presente análisis sísmico se indican en las figuras 2.20 y 2.21, para los criterios de combinación modal de la Norma Técnica de Perú 2003 y del Máximo Valor Probable respectivamente.



**Figura 2. 22** Fuerzas Sísmicas aplicando el criterio de la Norma Técnica de Perú 2003 [T]



**Figura 2. 23** Fuerzas Sísmicas aplicando el criterio del Máximo Valor Probable [T]

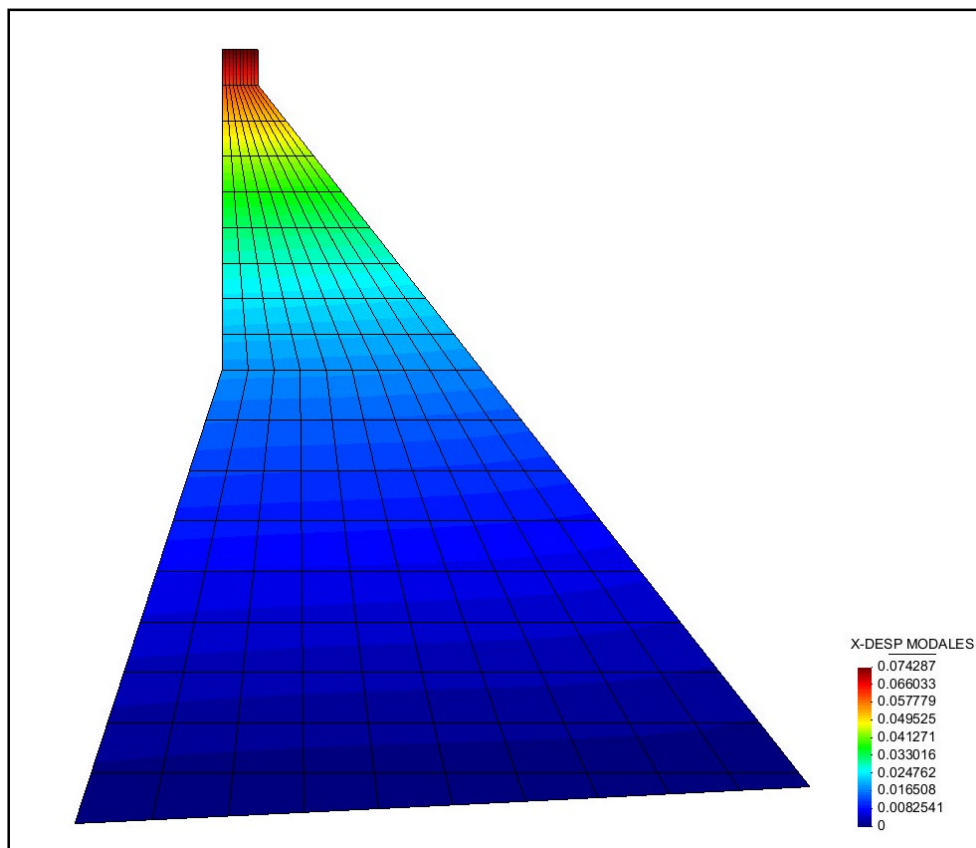
El programa GID muestra los resultados de manera muy didáctica en base a colores, sin embargo los resultados de las fuerzas sísmicas en cada uno de los nudos se indican en la tabla A.2 de la sección de anexos para el Criterio de Combinación Modal de la Norma Técnica de Perú 2003 y en la misma tabla se presentan los resultados para el Criterio de Combinación Modal del Máximo Valor Probable.

De este análisis se obtuvieron también los desplazamientos elásticos horizontales obtenidos en este estudio. Los desplazamientos inelásticos se obtienen de multiplicar los desplazamientos elásticos  $qt$  por el factor de reducción  $R$ . Además a través de la matriz de influencia estática  $X_i$  se pueden encontrar también los desplazamientos elásticos verticales e inelásticos verticales.

Los desplazamientos elásticos horizontales obtenidos con la realización del Análisis Sísmico, se presentan en las figuras 2.22 y 2.24, para los criterios de combinación modal de la Norma Técnica de Perú 2003 y del Máximo Valor Probable respectivamente.

Los desplazamientos modales elásticos verticales calculados mediante la matriz de influencia estática  $X_i$ , también se presentan en las figuras 2.23 y 2.25, para los criterios de combinación modal de la Norma Técnica de Perú 2003 y del Máximo Valor Probable respectivamente.

Todas las gráficas anteriormente mencionadas fueron obtenidas con el programa de post-proceso GID, para lo cual fue necesario ingresar las coordenadas nodales y los resultados en cada uno de los nudos en la malla considerada para el Análisis Sísmico.



**Figura 2. 24** Desplazamientos elásticos horizontales [m] (Norma Técnica de Perú 2003)

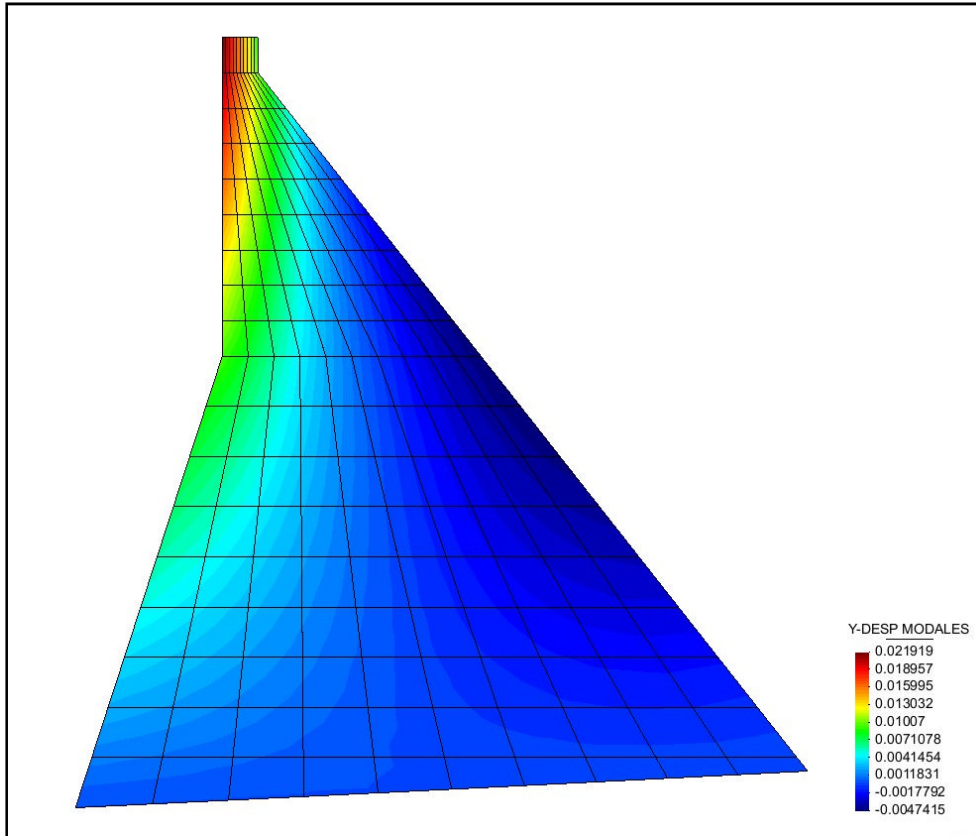


Figura 2. 25 Desplazamientos elásticos verticales [m] (Norma Técnica de Perú 2003)

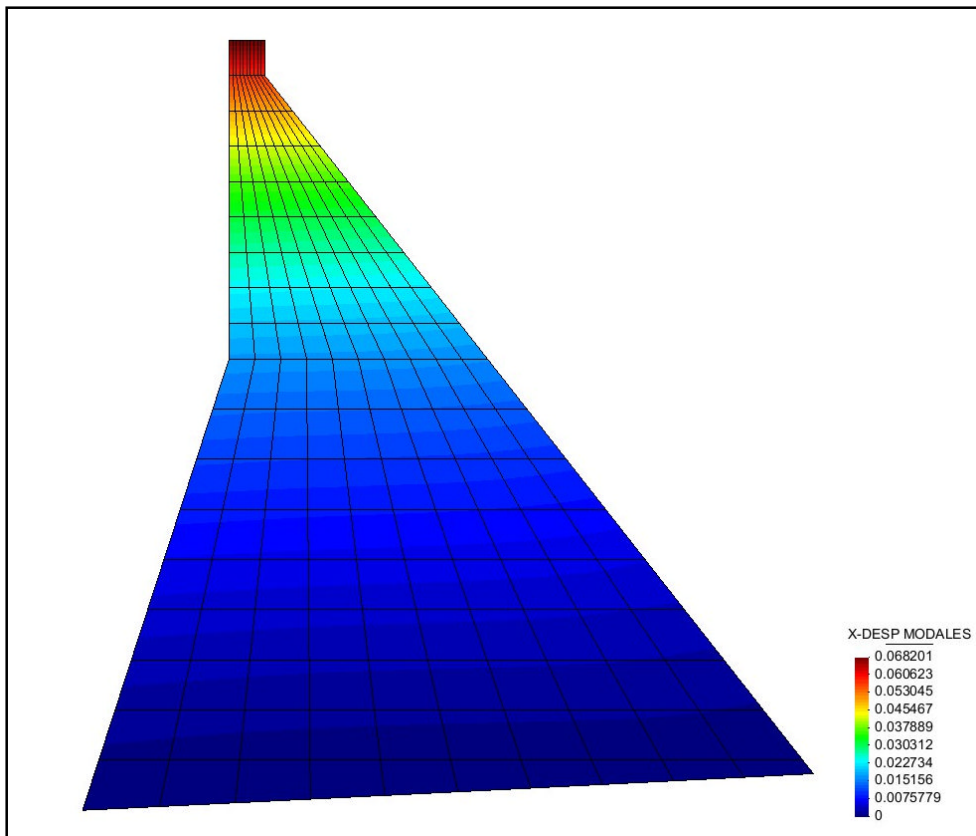
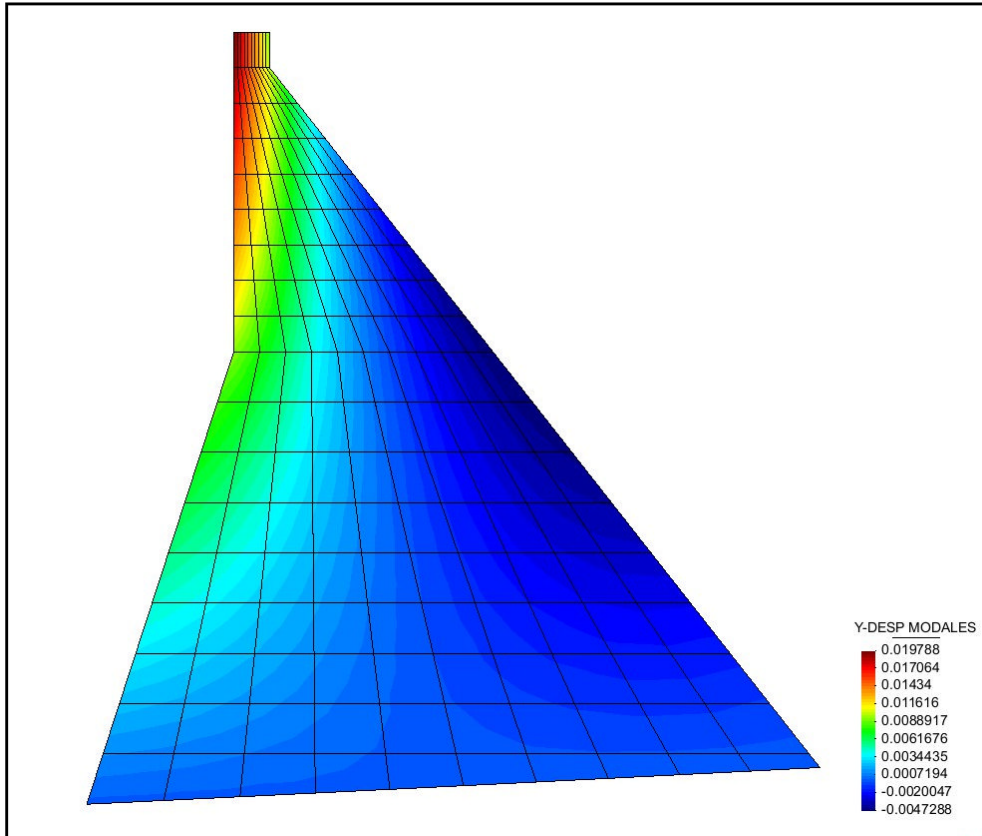


Figura 2. 26 Desplazamientos elásticos horizontales [m] (Máximo Valor Probable)



**Figura 2. 27** Desplazamientos elásticos verticales [m] (Máximo Valor Probable)

Al igual que para las fuerzas sísmicas, los desplazamientos elásticos e inelásticos tanto horizontales como verticales en cada uno de los nudos del modelo discretizado, se muestran en la tabla A.2 de la sección de anexos para el Criterio de Combinación Modal de la Norma Técnica de Perú 2003 y en la misma tabla se presentan los resultados de desplazamientos elásticos e inelásticos para el Criterio de Combinación Modal del Máximo Valor Probable.

Al comparar los coeficientes sísmicos resultantes de la aplicación de los dos criterios de combinación modal mencionados anteriormente, se observa que el de la Norma Técnica de Perú tiende a sobredimensionar la respuesta de las fuerzas modales, es por eso que en las figuras 2.26 y 2.27 se presentan los diagramas con los coeficientes sísmicos versus el número de elementos finitos utilizados para el análisis, con el fin de que se pueda apreciar de manera

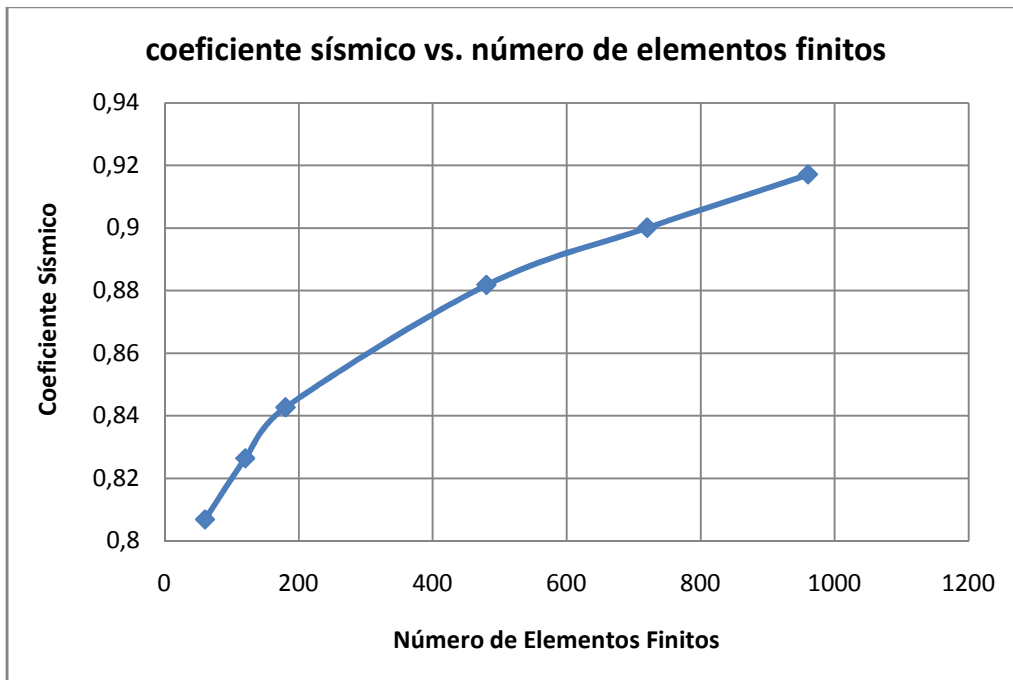
gráfica la influencia de la cantidad de divisiones adoptadas tanto en sentido X como en sentido Y con respecto al criterio de combinación con el que se trabaje.

**Tabla 2. 16** Coeficientes Sísmicos obtenidos con el Criterio de la Norma Técnica de Perú 2003

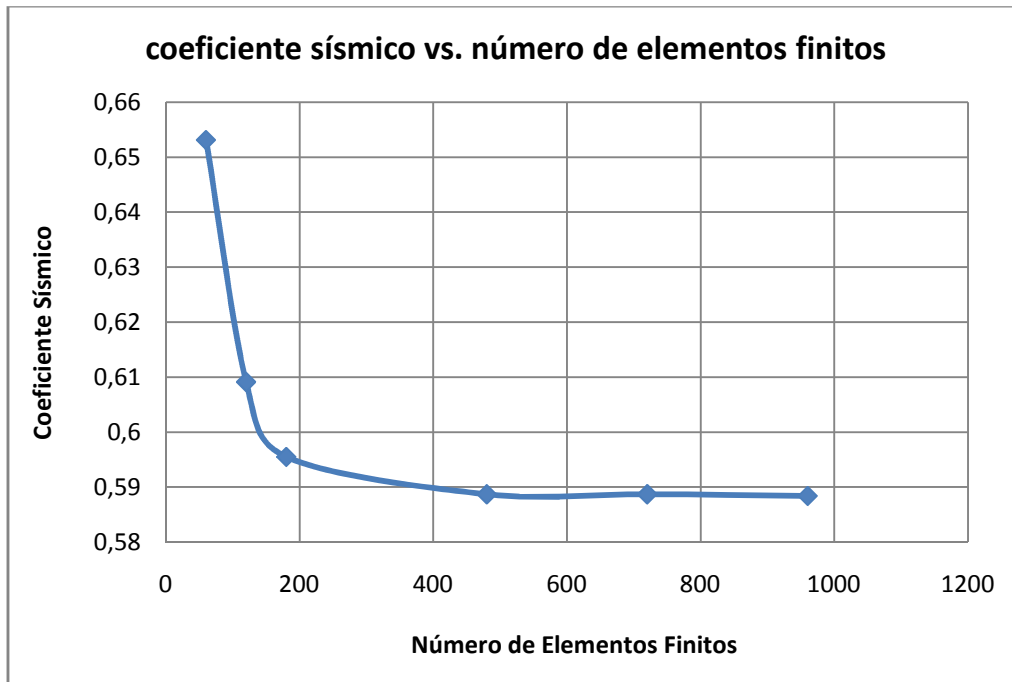
<b>divx</b>	<b>divy</b>	<b># e. finitos</b>	<b>c</b>
10	6	60	0,8069
10	12	120	0,8264
10	18	180	0,8427
20	24	480	0,8818
30	24	720	0,9001
40	24	960	0,9171

**Tabla 2. 17** Coeficientes Sísmicos obtenidos con el Criterio del Máximo Valor Probable

<b>divx</b>	<b>divy</b>	<b># e. finitos</b>	<b>c</b>
10	6	60	0,6531
10	12	120	0,6091
10	18	180	0,5955
20	24	480	0,5887
30	24	720	0,5887
40	24	960	0,5884



**Figura 2. 28** Diagrama con los Coeficientes Sísmicos obtenidos mediante el Criterio de la Norma Técnica de Perú 2003 (Tabla 2.18)



**Figura 2. 29** Diagrama con los Coeficientes Sísmicos obtenidos mediante el Criterio del Máximo Valor Probable (Tabla 2.19)

Se aprecia que los coeficientes sísmicos que se obtienen son bastante elevados, lo cual se debe a que las aceleraciones provenientes del espectro para la Presa Chontal son bastante altas. Pero es evidente la gran diferencia entre los valores de los coeficientes sísmicos trabajando con los criterios de combinación modal señalados. En vista de que los resultados que se obtienen son excesivamente altos, el criterio de la Norma Técnica de Perú 2003 será descartado en los subsiguientes capítulos donde se requiere del coeficiente sísmico para el cálculo de la Presión Hidrodinámica.

## **CAPÍTULO 3**

### **ANÁLISIS DE LA PRESIÓN HIDRODINÁMICA MEDIANTE LA PROPUESTA DE ZANGAR APLICADO A LA PRESA CHONTAL**

#### **3.1. CONCEPTOS**

##### **3.1.1. Generalidades**

Después de haber llevado a cabo el Análisis Sísmico en el capítulo anterior y una vez obtenidos los parámetros requeridos, es posible proceder a la realización de este nuevo capítulo, en el cual se efectúa el análisis de las Presiones Hidrostáticas e Hidrodinámicas de la Presa Chontal.

La malla para la Presa con que se trabaja en este capítulo es la misma que se utilizó antes, es decir se consideran 10 divisiones en el sentido X y 18 divisiones en el sentido Y, se concentran las masas en todos los nudos donde existen grados de libertad y se restringe el movimiento de los nudos correspondientes a la base tanto en la dirección horizontal como en la dirección vertical (véase las figuras 2.13 y 2.14).

El cálculo de las Presiones Hidrostáticas es simple, para ello se debe conocer solamente el nivel al que se encuentra el agua y el peso específico del líquido, de modo que multiplicando estos parámetros, obtenemos una distribución triangular que tiene un valor de cero en la superficie y llega a un valor correspondiente a la altura de agua en el fondo para el caso del agua cuyo peso específico es igual a la



unidad. Se obtienen posteriormente las fuerzas que actúan sobre la cara aguas arriba de la Presa para cada división en el sentido Y, luego se distribuyen estas fuerzas equitativamente en cada nudo que se encuentra al mismo nivel.

Es muy importante considerar las fuerzas que resultan de las Presiones Hidrodinámicas, ya que el movimiento causado por la acción sísmica va a ocasionar que el agua se mueva provocando que la estructura se vea sometida a otro tipo de carga además de las que soporta cuando el agua está en calma. Ante ello es importante que se tomen en cuenta las medidas necesarias, considerando los factores de seguridad que proporcionen la seguridad que demanda un proyecto de esta magnitud.

En este capítulo, para la determinación de las Presiones Hidrodinámicas, la base a utilizarse es la teoría propuesta por Zangar en 1952 y la misma que utiliza el coeficiente sísmico, el peso específico, la altura del agua y un coeficiente, cuya forma y criterio de obtención se detallará más adelante. La manera de obtener las fuerzas debido a la acción hidrodinámica y su distribución en todos los nudos, se realiza de la misma manera que para las fuerzas hidrostáticas.

### **3.1.2. Análisis Sísmico Previo**

En el capítulo anterior se detalló el proceso con el que se lleva a cabo un Análisis Sísmico. Como producto de aquel análisis se obtuvieron las fuerzas distribuidas en cada nudo, las mismas que al sumarlas dieron como resultado el cortante basal, el que a su vez dividido para el peso total de la sección correspondiente a un metro

de espesor de análisis, permitió hallar el Coeficiente Sísmico, valor del cual depende la fórmula propuesta por Zangar que se describe en este capítulo.

En el Capítulo 2 se emplearon dos criterios de combinación modal para la obtención de las fuerzas máximas probables y de los desplazamientos modales elásticos. Los criterios utilizados fueron:

- Combinación de fuerzas modales mediante el Criterio de la Norma Técnica de Perú 2003 (figura 2.20), a partir del cual se obtuvo un Coeficiente Sísmico  $c = 0.8427$ .
- Combinación de fuerzas modales mediante el Criterio del Máximo Valor Probable (figura 2.21), con el cual se llegó a un valor del Coeficiente Sísmico  $c = 0.5955$ .

Se puede apreciar que el primer criterio es mucho más conservador que el segundo, lo cual significa que se obtendrían valores exagerados de la Presión Hidrodinámica al utilizar el Coeficiente Sísmico obtenido con la aplicación de la Norma Técnica de Perú 2003, por tal motivo este criterio de combinación será descartado. Además para el caso de Presas en las normativas internacionales se emplea el criterio de combinación de la Raíz Cuadrada de la Sumatoria de Cuadrados, también conocido como criterio del Máximo Valor Probable. Más adelante se observará que obviamente el coeficiente sísmico es directamente proporcional a la Presión Hidrodinámica según la teoría propuesta por Zangar (1952).

### **3.1.3. Concepto de Presión Hidrostática**

La Presión Hidrostática se refiere al estudio de la acción producida por el agua o cualquier otro fluido en reposo, es decir la presión provocada sobre las paredes del recipiente que lo contiene o sobre la estructura donde ejerce contacto, como es el caso de una presa.

El cálculo de la Presión Hidrostática es muy sencillo, más adelante se detalla la fórmula de cálculo con su correspondiente simbología y un esquema de cómo se distribuye la presión en función de la profundidad.

### **3.1.4. Concepto de Presión Hidrodinámica**

La Presión Hidrodinámica se refiere al estudio del efecto que se produce sobre una estructura como consecuencia del movimiento del agua, el cual generalmente viene dado por una agitación o movimiento, el cual a su vez es originado por un evento sísmico.

En este capítulo, el agua es considerada como un fluido incompresible. Además la pérdida de energía por la viscosidad se supone que es despreciable, ya que el agua es un líquido que tiene una capacidad óptima de fluir y en el caso de existir esta pérdida es mucho menor comparándola con la inercia de su movimiento.

El Análisis Hidrodinámico tiene numerosas aplicaciones industriales, como el diseño de canales, la construcción de puertos y presas, la fabricación de barcos, turbinas, etc.

La construcción de Presas implica una gran importancia, por ello es necesario evaluar la Presión Hidrodinámica a fin de conocer los efectos que puede ocasionar

sobre este tipo de estructuras, de tal manera que se pueda saber cuáles materiales emplear para su construcción, comprobar que éstos tengan las características adecuadas y efectuar un proceso constructivo que conlleve a la obtención de una estructura que pueda soportar las solicitaciones a las que pueda verse sometida y que cuente con los parámetros de seguridad del caso.

Varios son los científicos que durante años se han encargado de estudiar el comportamiento hidrodinámico en distintos tipos de estructuras. Para el caso de presas se cuenta con varias teorías complejas, entre ellas la propuesta por François y Garreau. En este capítulo se hace referencia a la teoría de Zangar (1952), la cual todavía es muy utilizada en la actualidad debido a que genera resultados bastante adecuados.

### **3.2. DESCRIPCIÓN DEL CÁLCULO DE LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA**

La presión hidrostática es la fuerza por unidad de área que ejerce el agua que se encuentra en reposo sobre la cara aguas arriba de la Presa. Esta presión se debe a la acción producida por la masa del líquido por lo que depende de los siguientes parámetros:

- $d =$  densidad del líquido
- $g =$  aceleración de la gravedad
- $y =$  profundidad a la que deseamos calcular la presión hidrostática
- $h =$  altura desde la base de la presa hasta el nivel de la superficie del agua
- $pe =$  peso específico del líquido

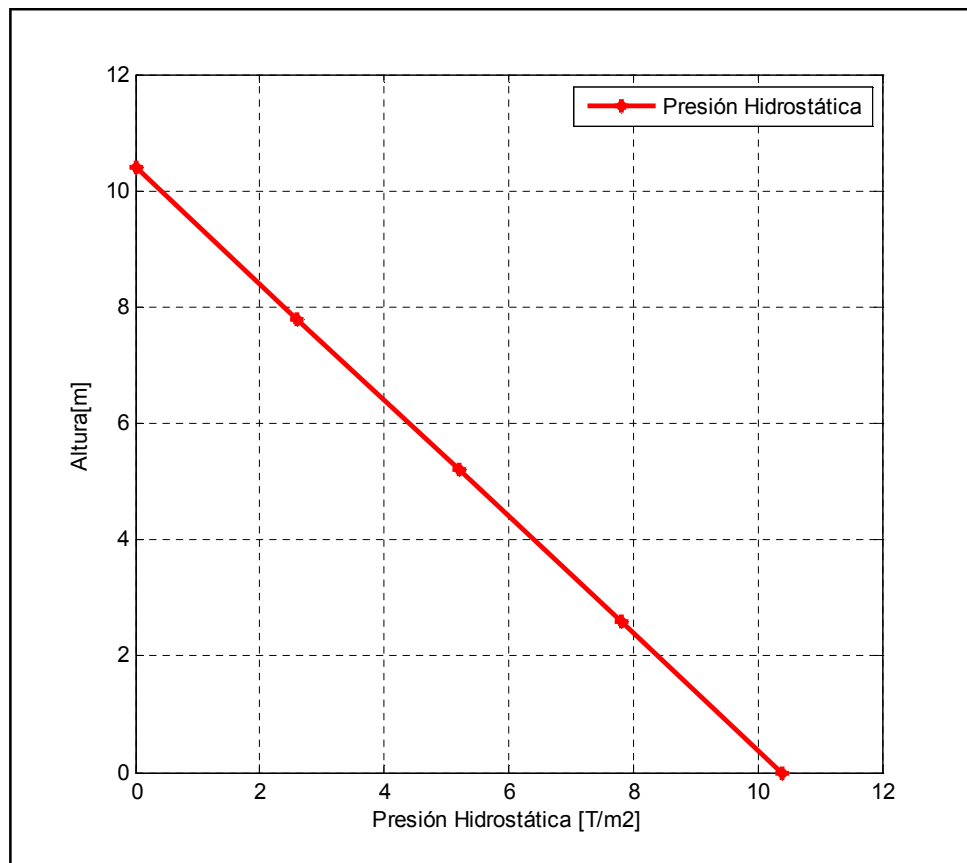
$$pe = d * g \tag{3.1}$$

- $P_{hs}$  = presión hidrostática

$$P_{hs} = \rho_e * y \quad (3.2)$$

Al observar la expresión (3.2), es posible notar que el máximo valor de la presión hidrostática se va a dar en el punto donde la profundidad sea igual a la altura total del agua.

A continuación en la figura 3.1 se muestra un esquema de la disposición de la Presión Hidrostática.

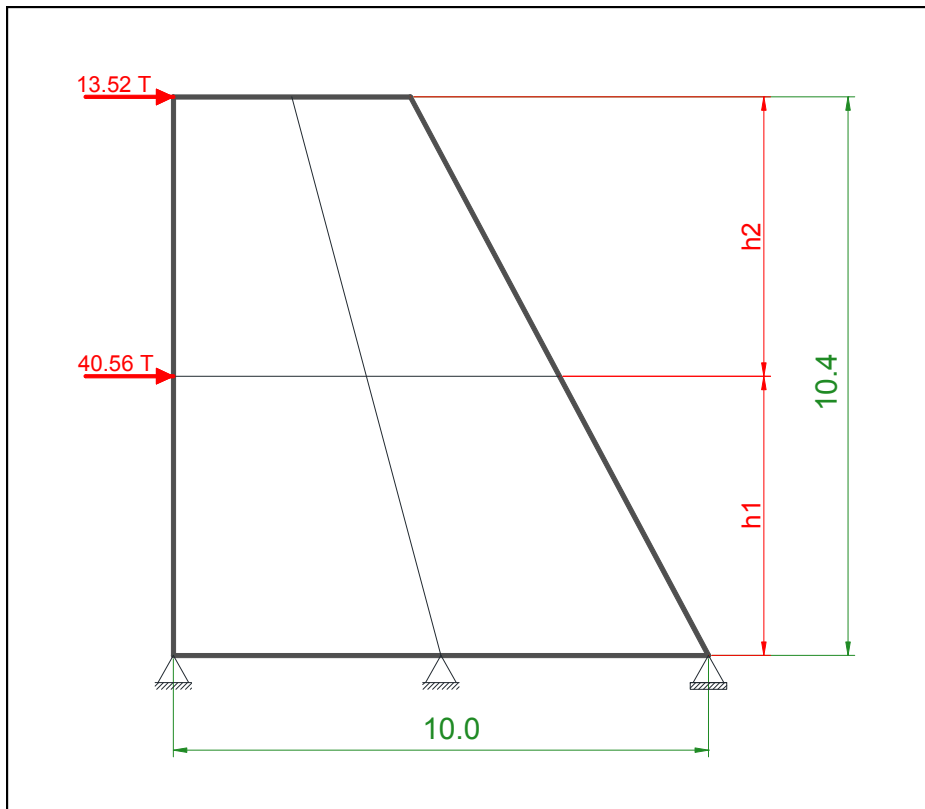


**Figura 3. 1** Presión Hidrostática, actuando en la cara aguas arriba de la presa indicada en el ejemplo del Capítulo 2



se obtienen valores en unidades de fuerza  $[T]$ , como resultado de multiplicar la presión en  $[T/m^2]$  por el doble producto de unidades de longitud  $[m^2]$ .

Las fuerzas en la cara aguas arriba de la presa del ejemplo, debido a la Presión Hidrostática, se indican en la figura 3.3.



**Figura 3.3** Fuerzas debido a la Presión Hidrostática en la cara aguas arriba de la presa que se indica en el ejemplo del Capítulo 2.

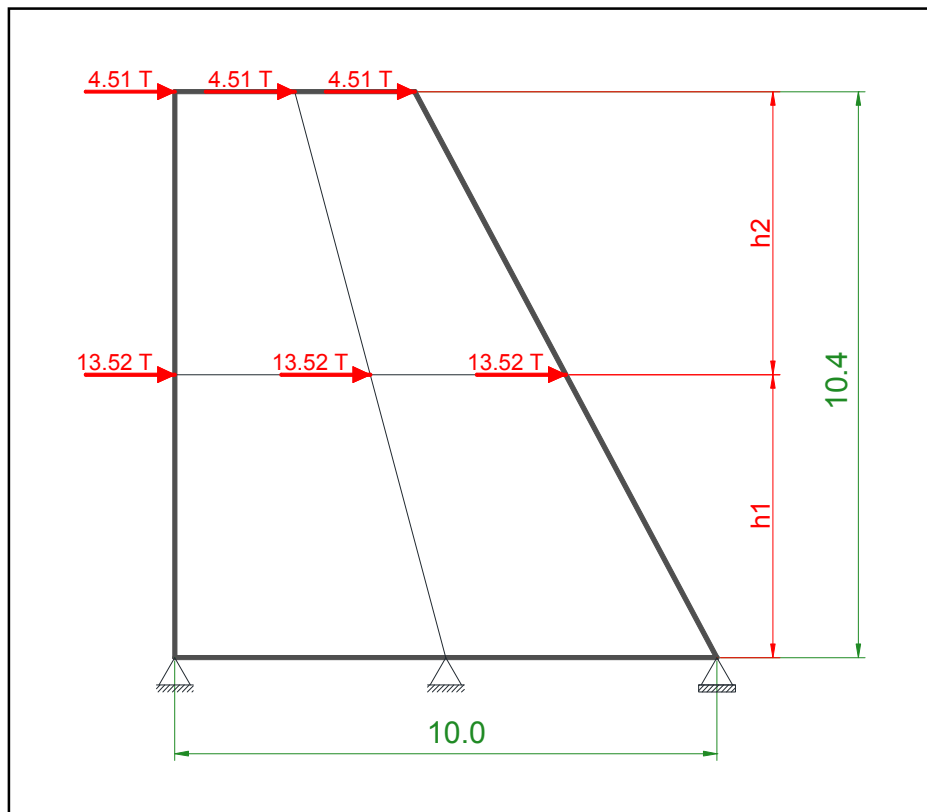
Luego las fuerzas de los nudos en contacto con el agua se distribuyen igualmente a todos los nudos que se encuentran a la misma altura mediante la división de dichas fuerzas para el número de divisiones en el sentido X más una, es decir el número de nudos en cada línea horizontal.

De acuerdo a lo indicado, para el ejemplo los resultados de las fuerzas nodales son los siguientes:

$$fhs_4 = fhs_5 = fhs_6 = 40.56/3 = 13.52 T$$

$$fhs_7 = fhs_8 = fhs_9 = 13.52/3 = 4.51 T$$

En la figura 3.4 se presentan los valores de las fuerzas hidrostáticas obtenidas en cada uno de los nudos para el ejemplo del Capítulo 2.



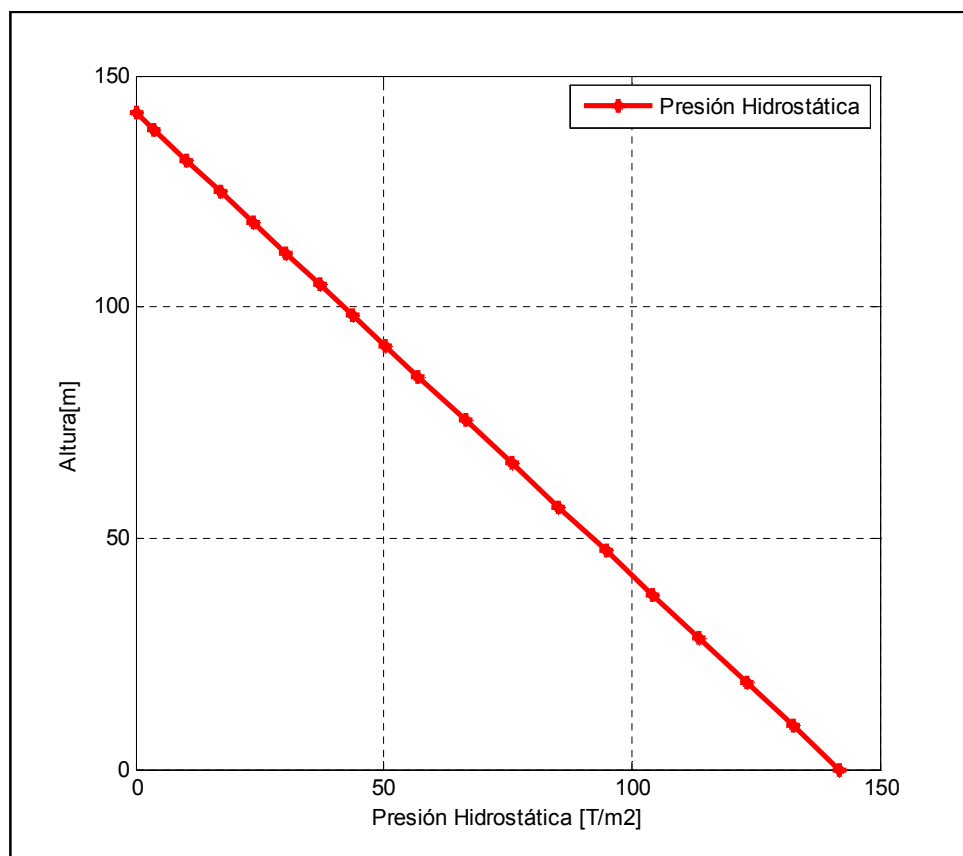
**Figura 3. 4** Fuerzas debido a la Presión Hidrostática en cada nudo de la presa que se indica en el ejemplo del Capítulo 2.

Aplicando el mismo criterio del ejemplo a la Presa Chontal, se obtiene la Presión Hidrostática para el análisis. Como se indicó en la figura 2.3, el nivel mínimo de operación para la Presa Chontal se encuentra a los 121.71 m, pero para evaluar la



Presión Hidrostática en este capítulo se asumirá el embalse lleno hasta el nivel máximo de operación que coincide con el nivel normal, que como indica la misma figura, se encuentra a los 138.38 m de altura, de modo que se tenga el mayor efecto posible debido al nivel de agua más crítico. Si bien es cierto que el nivel del suelo se encuentra a los 28.49 metros como lo indica la figura 2.3, es necesario indicar que para el cálculo de la Presión Hidrostática se considera la altura desde la base de la presa hasta el nivel donde se desea hallar el efecto de dicha acción.

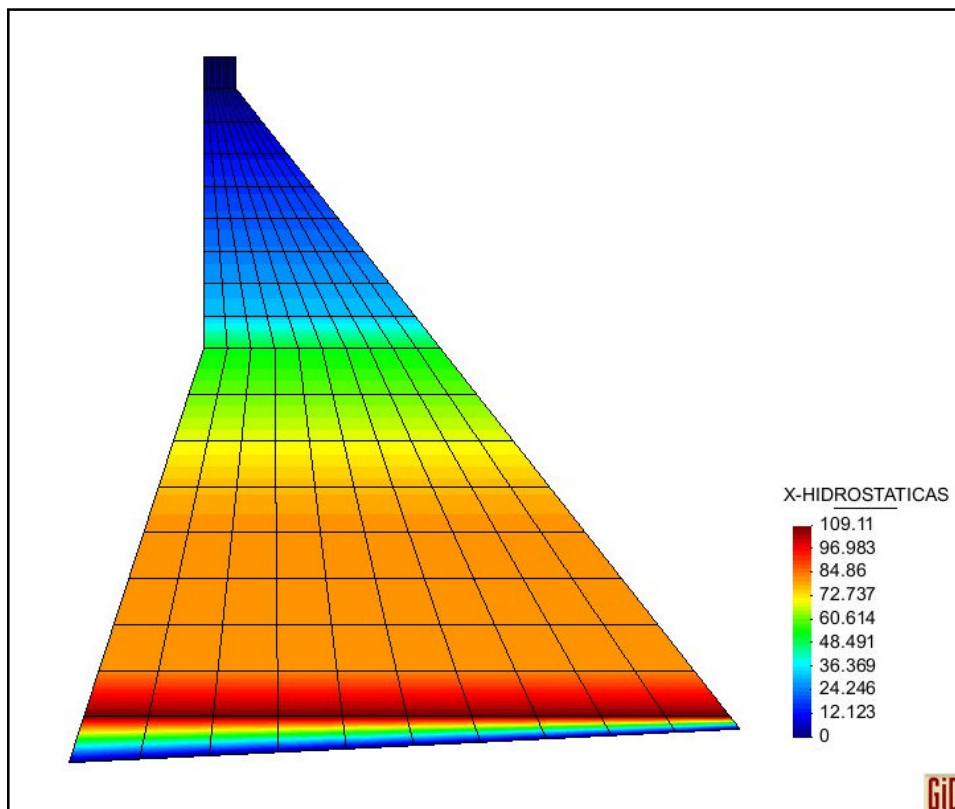
Teniendo en cuenta lo mencionado en el párrafo anterior, el esquema de la Presión Hidrostática para la Presa Chontal es el que se presenta a continuación:



**Figura 3. 5** Presión Hidrostática actuante sobre la cara aguas arriba de la Presa Chontal

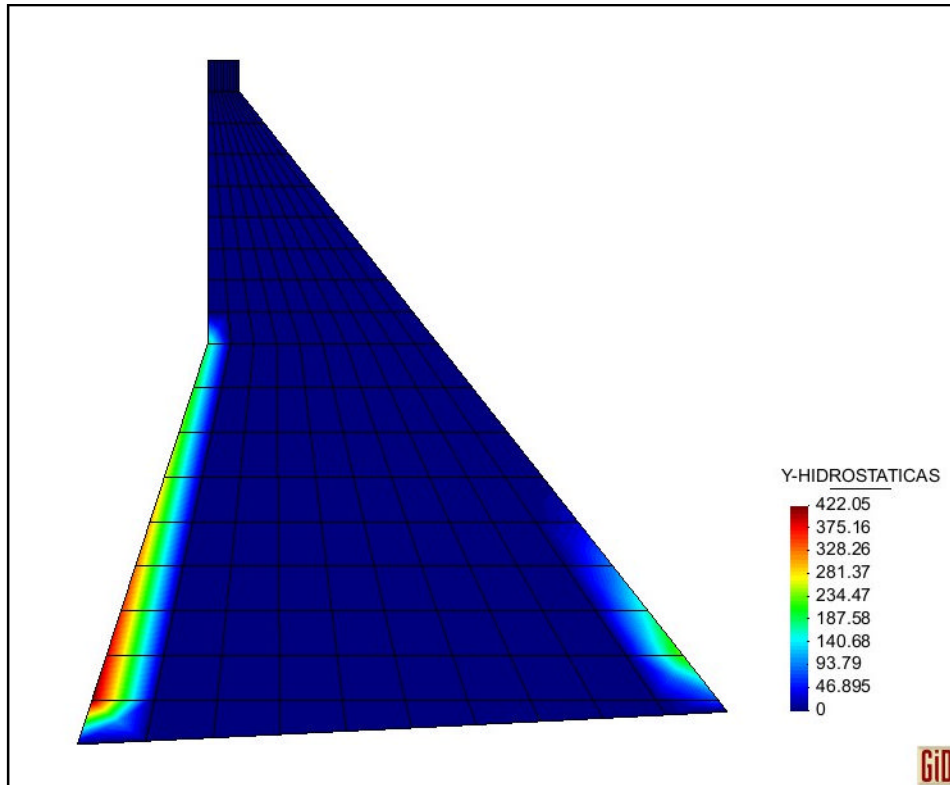
La distribución de las fuerzas producidas por el efecto de la Presión Hidrostática, aplicadas en cada uno de los nudos de la malla adoptada para el análisis en la sección transversal de la Presa Chontal, fue hallada con el subprograma **fuerzas\_hidrostaticas** de CEINCI-LAB y se indican en la tabla A.3 de la sección de anexos.

Con el fin de apreciar de manera gráfica las fuerzas hidrostáticas resultantes sobre la estructura de la Presa Chontal, se presenta a continuación la figura 3.6 a, la misma que fue obtenida con ayuda del programa GID. Además se cargan las presiones debidas al nivel de aguas abajo, cuyas fuerzas de alguna manera ayudan a contrarrestar las fuerzas en la cara aguas arriba.



**Figura 3. 6 a** Fuerzas Hidrostáticas resultantes sobre la estructura de la Presa Chontal

En la figura 3.6 b se presentan también las fuerzas debidas al peso del agua sobre las caras de la Presa Chontal, sus valores se indican en números negativos como consecuencia de que están aplicadas verticalmente hacia abajo.



**Figura 3. 7 b** Fuerzas debidas al peso del agua actuantes sobre las caras de la Presa Chontal

Para comparar el efecto que produce la Presión Hidrostática con respecto al efecto ante la acción sísmica, se calcula un cortante basal y un coeficiente a partir de las fuerzas hidrostáticas. El cortante basal debido a la Presión Hidrostática se calcula de manera similar a la que se indicó en el Capítulo 2 para el cortante basal sísmico, pero para este caso sumando todas las fuerzas hidrostáticas aplicadas en los nudos, con lo que se obtiene el siguiente valor.

$$V_{HS} = 9318 T$$

Con este dato se puede obtener el coeficiente de fuerzas hidrostáticas de la siguiente manera:

$$c_{HS} = V_{HS}/PT \quad (3.3)$$

De acuerdo al cálculo del peso total de la sección para 1 m. de análisis, obtenido en el Capítulo 2, se tiene  $PT = 22129 T$ , dato a partir del cual se obtiene:

$$c_{HS} = \frac{9318 T}{22129 T} = 0.4211$$

Es importante indicar que la Presión Hidrostática no se ve influenciada de ninguna manera por la acción sísmica. El cálculo del coeficiente de fuerzas hidrostáticas solamente se realizó para conocer y comprender el resultado de las fuerzas producidas por esta acción y como ya se indicó, para comparar los efectos de ambos casos de carga sobre la presa.

En el capítulo anterior se obtuvo un coeficiente sísmico  $c = 0.5955$ , en consecuencia puede notarse que para el caso de la Presa Chontal considerando su embalse lleno hasta el nivel máximo de operación, el efecto ocasionado por la Presión Hidrostática sobre la cara aguas arriba de la estructura, es aproximadamente un 70% del efecto producido ante un evento sísmico.

### **3.3. DESCRIPCIÓN DEL MODELO DE ZANGAR Y CÁLCULO DE LA PRESIÓN HIDRODINÁMICA**

A lo largo de los años se han llevado a cabo varios estudios para determinar la mejor forma de cálculo e interpretación de la Presión Hidrodinámica que actúa sobre una Presa y la misma que es generada por la ocurrencia de un sismo. Se

sabe que el movimiento del suelo ocasiona que el agua se mueva en la dirección del sismo y esa moción es la que produce el efecto que se conoce como Presión Hidrodinámica.

En 1952 Zangar observó y estudió el movimiento de una cortina rígida inclinada en un vaso de longitud infinita. Para ello parte de la consideración de que el líquido es incomprensible y que las fuerzas viscosas son tan bajas que prácticamente su acción es nula, por esta razón en este estudio se desprecia el efecto de la viscosidad para el análisis.

Posteriormente, Zangar mediante la utilización de una analogía eléctrica y redes de flujo, modificó y mejoró su trabajo haciéndolo compatible con dos planos de inclinación para la cara de la estructura que se encuentra en contacto con el agua, es decir el lado aguas arriba de la Presa.

Los resultados que se han obtenido en forma analítica a partir de la propuesta de Zangar han sido comparados con otros provenientes de ensayos experimentales, con lo que se observa una gran similitud.

A continuación se indica la fórmula de la teoría de Zangar con la que se calcula la Presión Hidrodinámica  $P_e$  en este capítulo:

$$P_e = C_p \cdot \alpha \cdot w \cdot h \quad (3.4)$$

Donde:

$C_p$  = *coeficiente para el cálculo de la Presión Hidrodinámica*

$\alpha$  = *coeficiente sísmico*

$w = \text{peso específico del agua}$

$h = \text{altura del nivel de agua}$

El coeficiente para el cálculo de la Presión Hidrodinámica se obtiene a partir de la siguiente expresión:

$$C_p = \frac{C_m}{2} \left[ \frac{y}{h} \left( 2 - \frac{y}{h} \right) + \sqrt{\frac{y}{h} \left( 2 - \frac{y}{h} \right)} \right] \quad (3.5)$$

Donde:

$C_m = \text{valor máximo de las curvas de Zangar}$

$y = \text{profundidad a la que se desea calcular la Presión Hidrodinámica}$

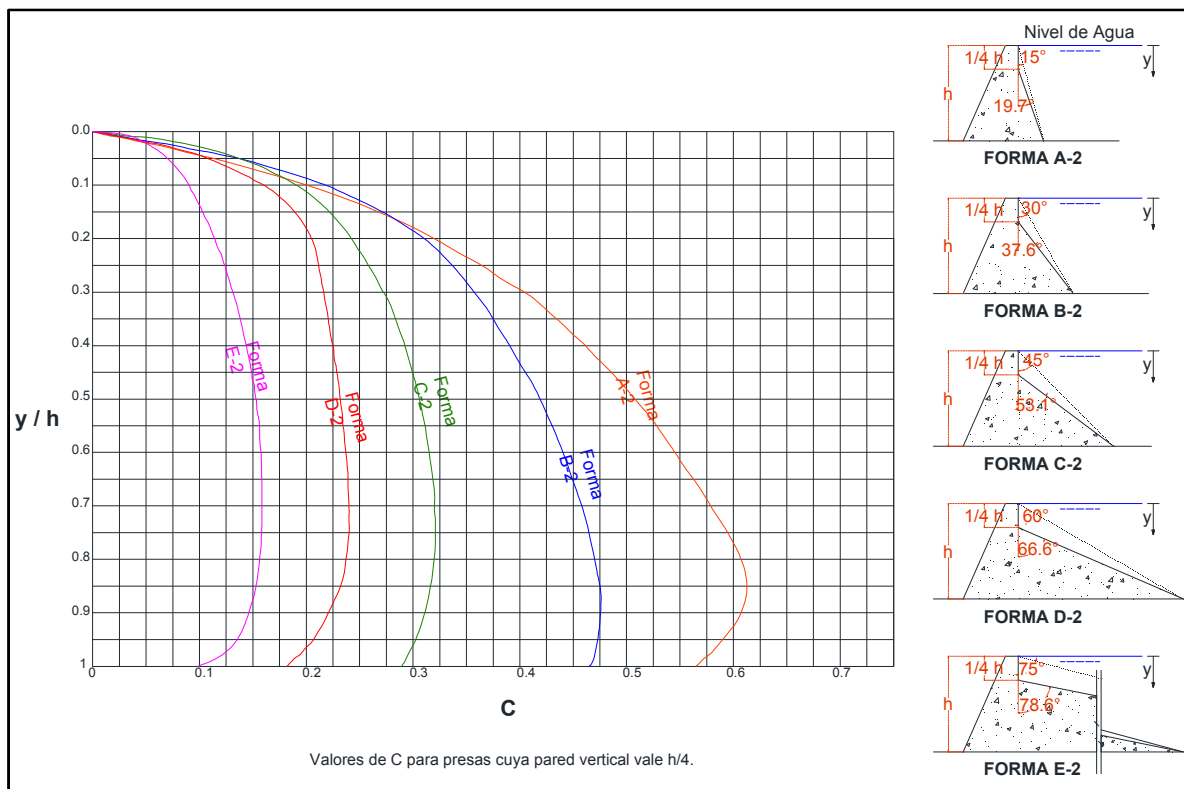
Es importante indicar que el valor de  $C_m$  depende de las características geométricas de la Presa, y para ello se tienen las gráficas de Zangar, las cuales presentan varias curvas de donde se puede obtener fácilmente dicho valor.

Se puede observar en la ecuación (3.4) que es necesario considerar el coeficiente sísmico, el mismo que ya fue obtenido en el Capítulo 1 para la Presa Chontal y para el ejemplo con el que se ha venido trabajando con el propósito de entender y visualizar fácilmente el proceso. En la fórmula original de Zangar se denota el coeficiente sísmico con la letra griega  $\alpha$ , es solamente nomenclatura, se sabe entonces que  $\alpha = c$ .

En las figuras 3.7 a 3.11 se presentan las gráficas de Zangar con las curvas que permiten obtener el valor de  $C_m$  para varios casos de presas. Una vez determinado dicho valor, se reemplaza en la ecuación (3.5) y se obtiene el

coeficiente de presión a cualquier profundidad  $y$ , la cual se mide desde la superficie del agua hacia el fondo del embalse.

Es de gran importancia mencionar que la figura 3.7 es la que se utilizó para el caso de la sección transversal real de la Presa Chontal.

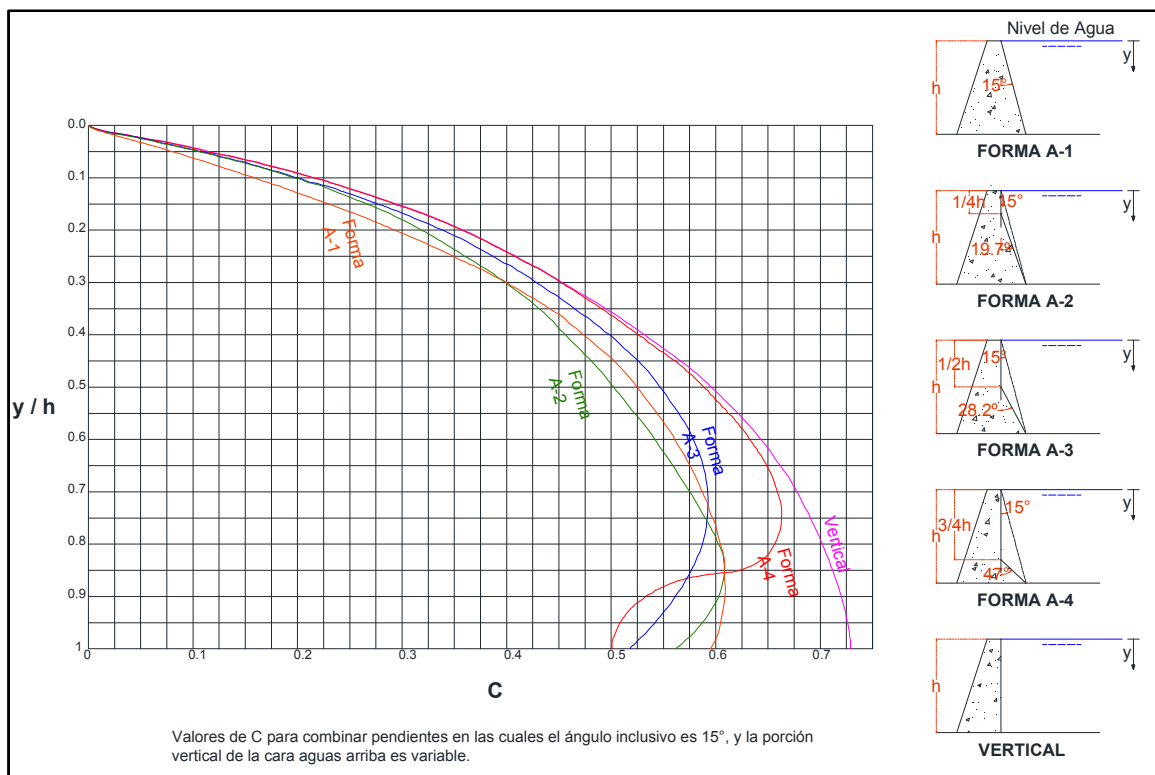


**Figura 3. 8** Valores de  $C_m$  para Presas cuya pared vertical es  $h/4$ . Fuente: Aguiar y Tarambís (2010).

Existen otras geometrías de presas ya sea con una sola pendiente o con dos inclinaciones en el lado aguas arriba, aspectos que se ven afectados por las condiciones topográficas, el volumen del embalse y los requerimientos de estabilidad de la estructura principalmente, constituyéndose en factores que modifican la geometría de diseño. En vista de este inconveniente se presenta la necesidad de encontrar una curva que se adapte de la mejor manera al caso de la

presa analizada y a partir del trabajo modificado y mejorado de Zangar, es posible hacerlo teniendo la precaución de escoger la mejor curva y el valor  $C_m$  adecuado.

Es primordial mencionar que para el cálculo de la Presión Hidrodinámica se considera solamente la altura del agua que va desde el nivel del suelo hasta la superficie donde se desea calcular el efecto de dicha acción. Para el caso de la Presa Chontal y como se indicó en la figura 2.3 la altura que se utilizará para este cálculo será de 109.89 metros como resultado de la substracción del nivel máximo de operación (138.38 m) menos el nivel natural del terreno (28.49 m).



**Figura 3. 9** Valores de  $C_m$  para Presas con ángulo incluyente de 15° y tramo vertical variable.



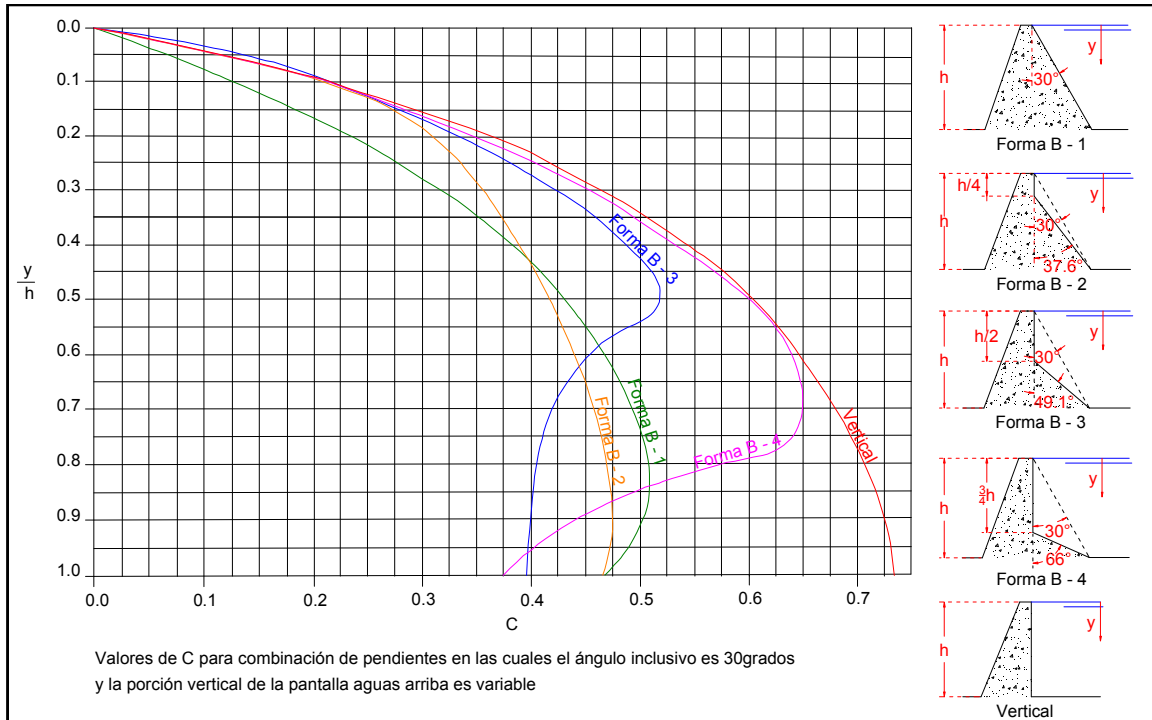


Figura 3. 10 Valores de Cm para Presas con ángulo inclusivo de 30° y tramo vertical variable.

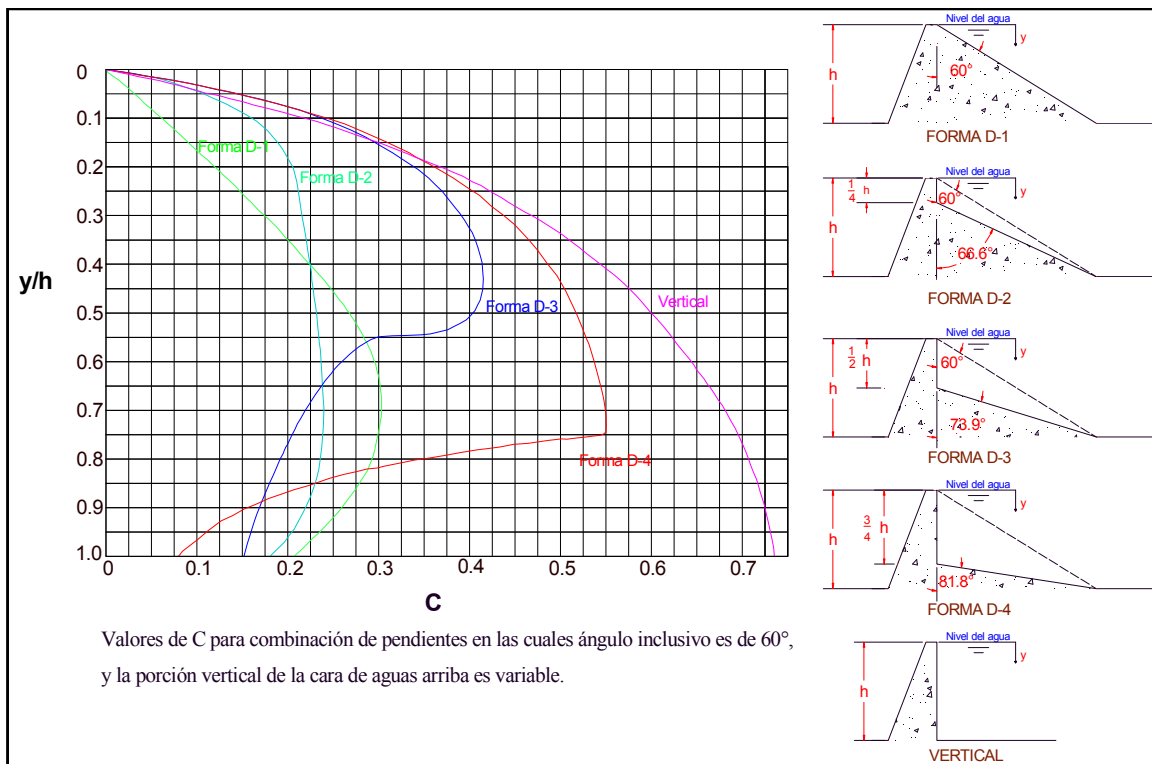
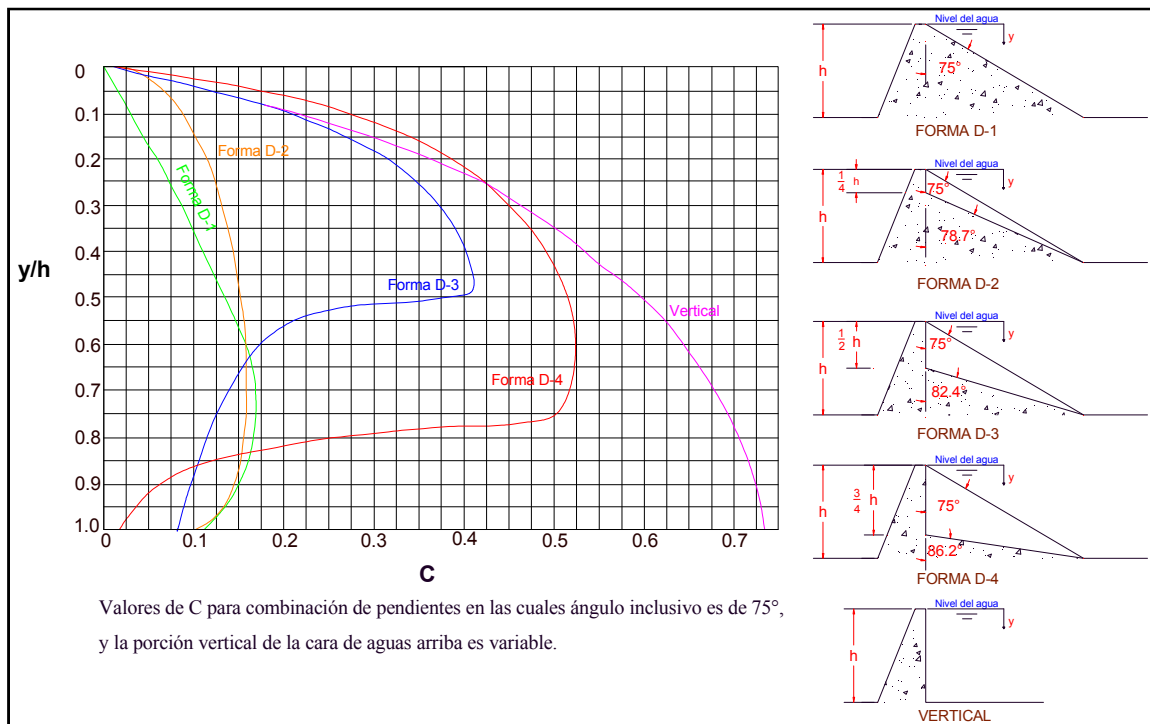


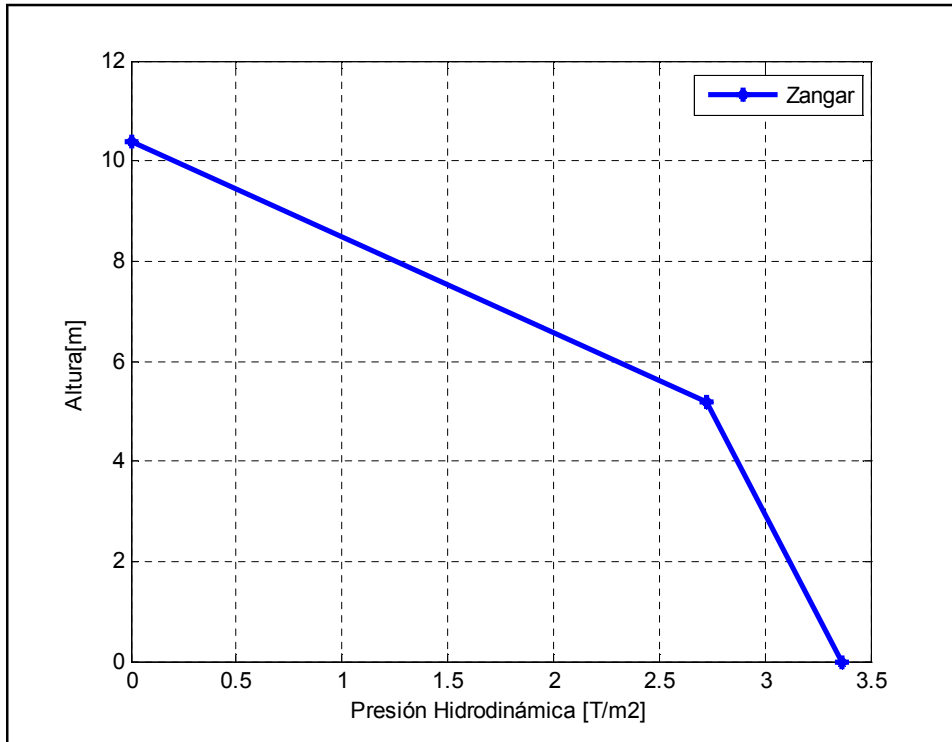
Figura 3. 11 Valores de Cm para Presas con ángulo inclusivo de 60° y tramo vertical variable.



**Figura 3. 12** Valores de  $C_m$  para Presas con ángulo inclusivo de  $75^\circ$  y tramo vertical variable.

Para aplicar la teoría de Zangar al ejemplo indicado en el Capítulo 2, se deben conocer los siguientes datos: coeficiente sísmico  $\alpha = 0.4404$ , peso específico del agua  $w = 1 \text{ T/m}^3$  y valor de  $C_m = 0.735$  obtenido de la figura 3.10 para una forma de presa con la cara aguas arriba vertical.

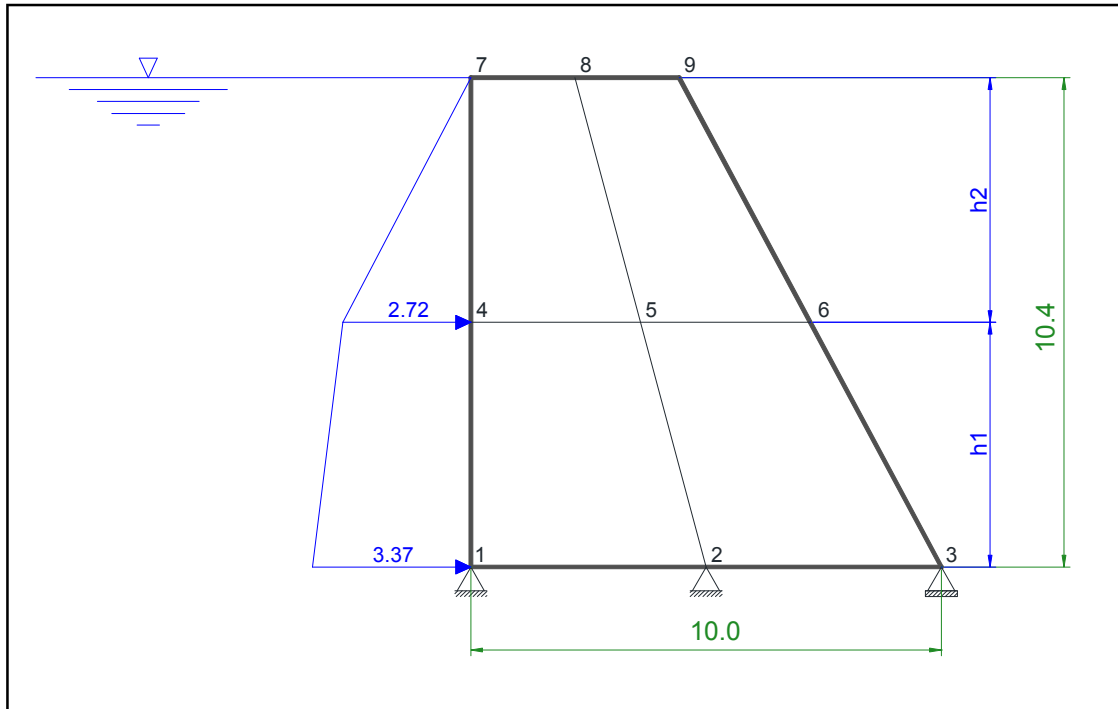
Además de los datos indicados, también es necesario conocer el número de divisiones de la malla adoptada para la sección de la presa y su altura. Con el ingreso de esta información al programa **Zangar\_PH** de CEINCI-LAB, se obtienen los resultados del coeficiente para el cálculo de la presión  $C_p$ , la Presión Hidrodinámica  $P_e$  y la altura a la que cada valor está actuando. Para el ejemplo del Capítulo 2, se obtuvo el esquema de disposición de la Presión Hidrodinámica que se muestra en la figura 3.12.



**Figura 3. 13** Presión Hidrodinámica, actuando en la cara aguas arriba de la presa indicada en el ejemplo del Capítulo 2

Solamente para el caso del ejemplo se adopta la misma altura de agua que se indicó en la figura 3.2 es decir desde la base hasta el punto más alto de la presa, la misma que es de 10.4 m. como indica la figura 2.11. Esto se hace en vista de que para el ejemplo no se especifica el nivel del terreno, pero está claro que para un caso real como es el de la Presa Chontal sí se debe considerar.

Los resultados de la Presión Hidrodinámica obtenidos a partir de la teoría de Zangar (1952) para el ejemplo que se detalló en el Capítulo 2 se presentan en la figura 3.13.

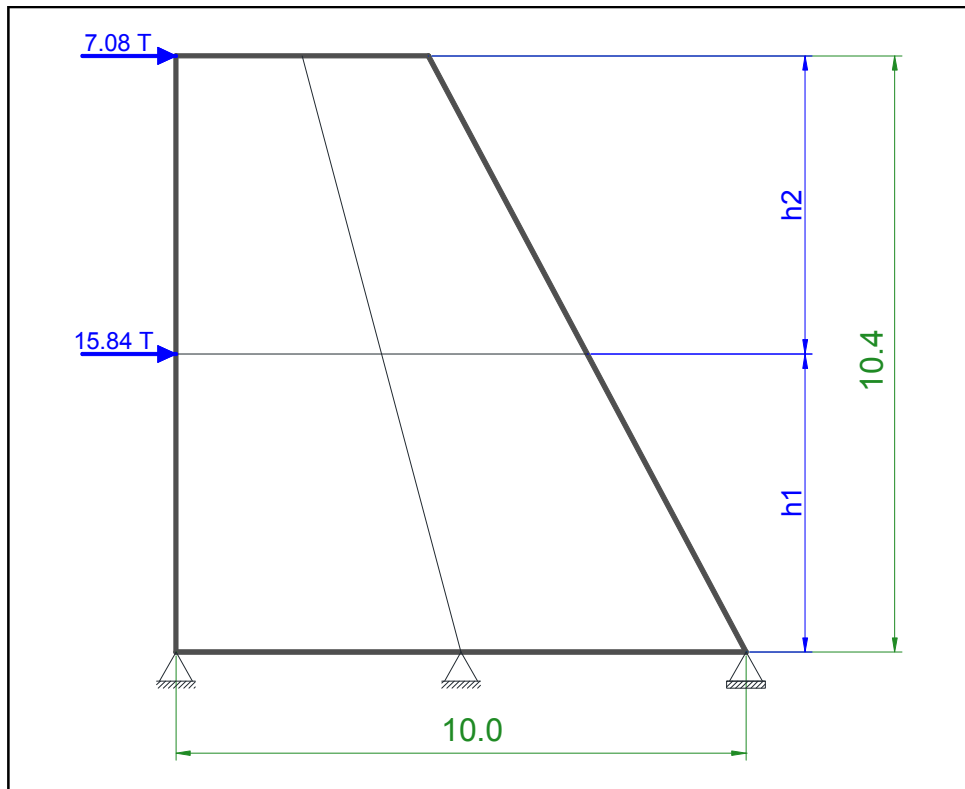


**Figura 3. 14** Descripción de la Presión Hidrodinámica para el ejemplo del Capítulo 2.

Al igual que se hizo para la Presión Hidrostática, para el caso de la Presión Hidrodinámica se calculan también las fuerzas actuantes en la cara aguas arriba de la presa siguiendo el mismo criterio de acuerdo a las alturas  $h_i$  y a los valores de la presión correspondientes a cada una de ellas.

Para el cálculo de la Presión Hidrodinámica, el nivel de aguas abajo no influye de ningún modo sobre la estructura ya que en caso de un evento sísmico el movimiento se producirá en sentido contrario al de la cara aguas abajo.

Las fuerzas ejercidas sobre la cara aguas arriba de la presa del ejemplo, debido a la Presión Hidrodinámica aplicando la metodología de Zangar, se indican en la figura 3.14.



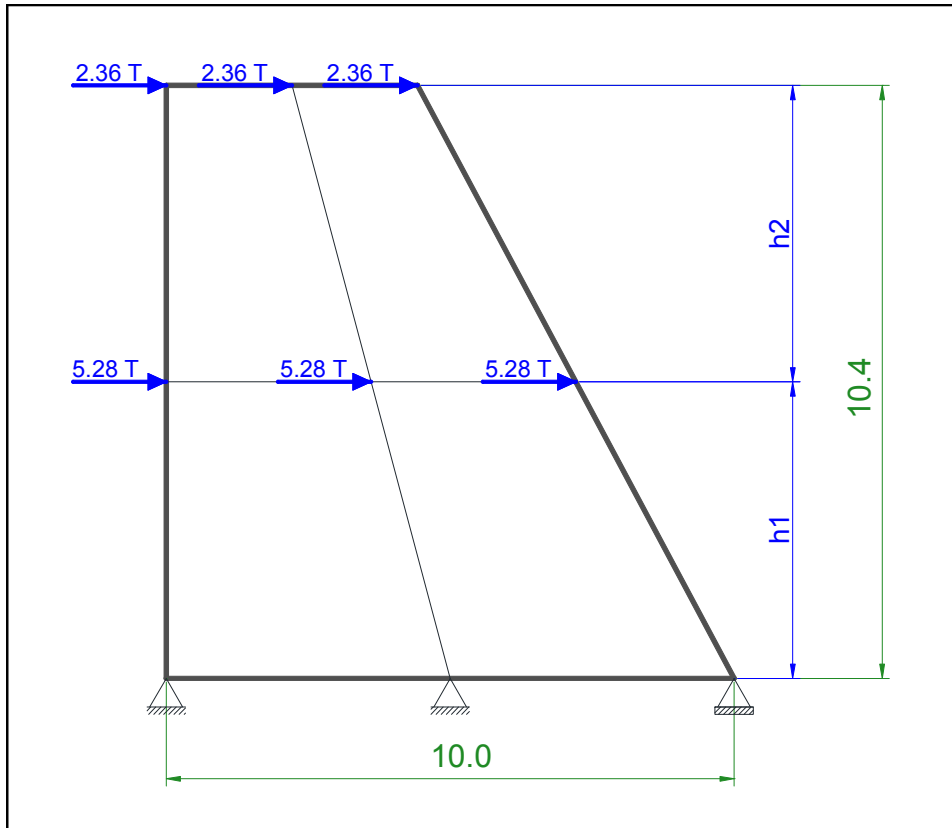
**Figura 3. 15** Fuerzas debido a la Presión Hidrodinámica en la cara aguas arriba de la presa que se indica en el ejemplo del Capítulo 2.

Una vez encontradas las fuerzas de los nudos en contacto con el agua, se las distribuye equitativamente a todos los nudos que se encuentran a la misma altura mediante la división de dichas fuerzas para el número de nudos presentes en la dirección horizontal. De esta manera para el ejemplo indicado en el Capítulo 2, los resultados de las fuerzas nodales son los siguientes:

$$fhd_4 = fhd_5 = fhd_6 = 15.84/3 = 5.28 T$$

$$fhd_7 = fhd_8 = fhd_9 = \frac{7.08}{3} = 2.36 T$$

En la figura 3.15 se presentan los valores de las fuerzas hidrodinámicas que se encuentran ejercidas en cada uno de los nudos de la malla de la presa considerada para el ejemplo del Capítulo 2.



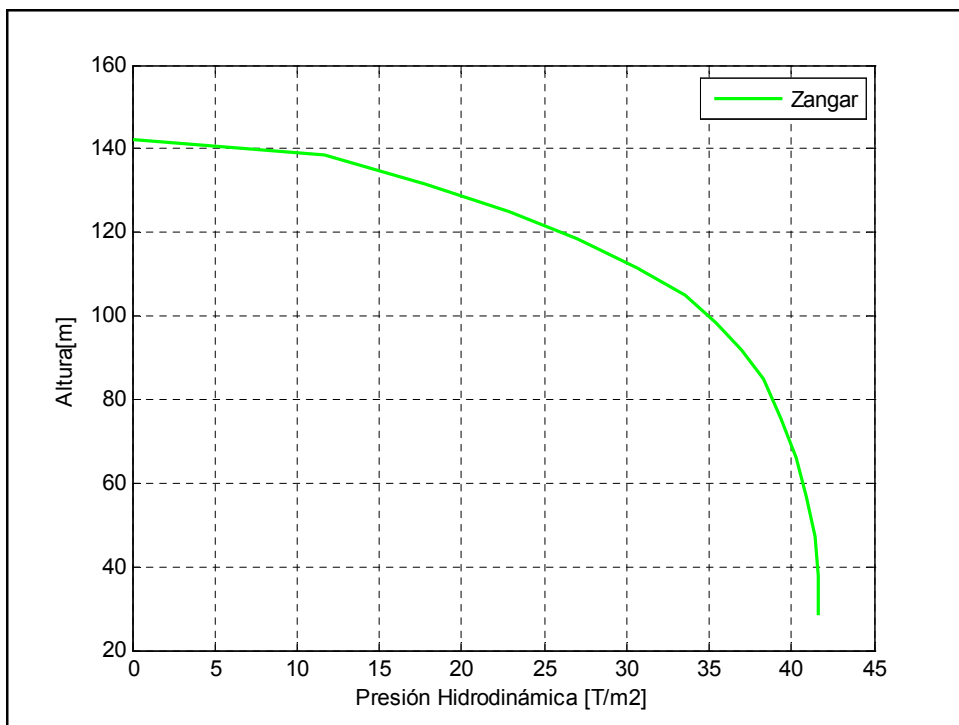
**Figura 3. 16** Fuerzas debido a la Presión Hidrodinámica en cada nudo de la presa que se indica en el ejemplo del Capítulo 2.

Aplicando la propuesta de Zangar (1952) a la Presa Chontal y llevando a cabo la distribución de fuerzas hidrodinámicas de acuerdo al criterio del ejemplo, se obtiene la Presión Hidrodinámica para el análisis. Como ya se ha mencionado antes, para evaluar la Presión Hidrodinámica en este capítulo se asume el embalse lleno hasta el nivel máximo de operación, es decir considerando el nivel del agua como  $h = 138.38 \text{ m}$ , pero medido desde los  $28.49 \text{ m}$  correspondientes al nivel natural del terreno, de modo que se tenga la mayor cantidad posible de la masa de agua moviéndose hacia la cara aguas arriba de la Presa.

Habiendo obtenido los resultados requeridos en el capítulo anterior, se obtuvo que el coeficiente sísmico para la Presa Chontal tiene un valor  $\alpha = 0.5955$  aplicando el Criterio de Combinación Modal del Máximo Valor Probable.

Teniendo en cuenta las dimensiones que se indicaron en la figura 2.3 del Capítulo 2, para el caso de la sección sorda de la Presa Chontal, la forma que mejor se adapta a sus condiciones geométricas entre las gráficas de Zangar es la A – 2 proveniente de la figura 3.7, a partir de la cual se observa que el valor de  $C_m = 0.615$ .

En la figura 3.16 se muestra el esquema de disposición de la Presión Hidrodinámica según la teoría de Zangar para la Presa Chontal.



**Figura 3. 17** Presión Hidrodinámica actuante sobre la cara aguas arriba de la Presa Chontal para un coeficiente sísmico  $\alpha = 0.5955$

Al observar la ecuación (3.4), se puede notar que la Presión Hidrodinámica varía proporcionalmente con el Coeficiente Sísmico.

La distribución de las fuerzas producidas por efecto de la Presión Hidrodinámica, aplicadas en cada uno de los nudos de la malla adoptada para el análisis en la sección sorda de la Presa Chontal, fueron halladas con el subprograma **fuerzas\_hidrodinamicas** de CEINCI-LAB y se indican en la tabla A.3 de la sección de anexos.

La figura 3.17, obtenida con ayuda del programa GID, permite visualizar las fuerzas hidrodinámicas resultantes sobre la estructura de la Presa Chontal, las cuales fueron obtenidas aplicando la teoría de la Presión Hidrodinámica según Zangar y utilizando un coeficiente sísmico  $\alpha = 0.5955$ , proveniente del Análisis Sísmico en el que se aplicó el Criterio de Combinación Modal del Máximo Valor Probable.

Para comparar el efecto que produce la Presión Hidrodinámica con respecto al efecto ante la acción sísmica, se calcula un cortante basal y un coeficiente a partir de las fuerzas hidrodinámicas. El cortante basal debido a la Presión Hidrodinámica se calcula de manera similar a la que se indicó en el Capítulo 2 para el cortante basal sísmico, pero para este caso sumando todas las fuerzas hidrodinámicas aplicadas en los nudos.

De acuerdo al cálculo del peso total de la sección para 1 metro de análisis, obtenido en el Capítulo 2, se tiene  $PT = 22129 T$ , dato a partir del cual se puede aplicar la expresión (3.6).



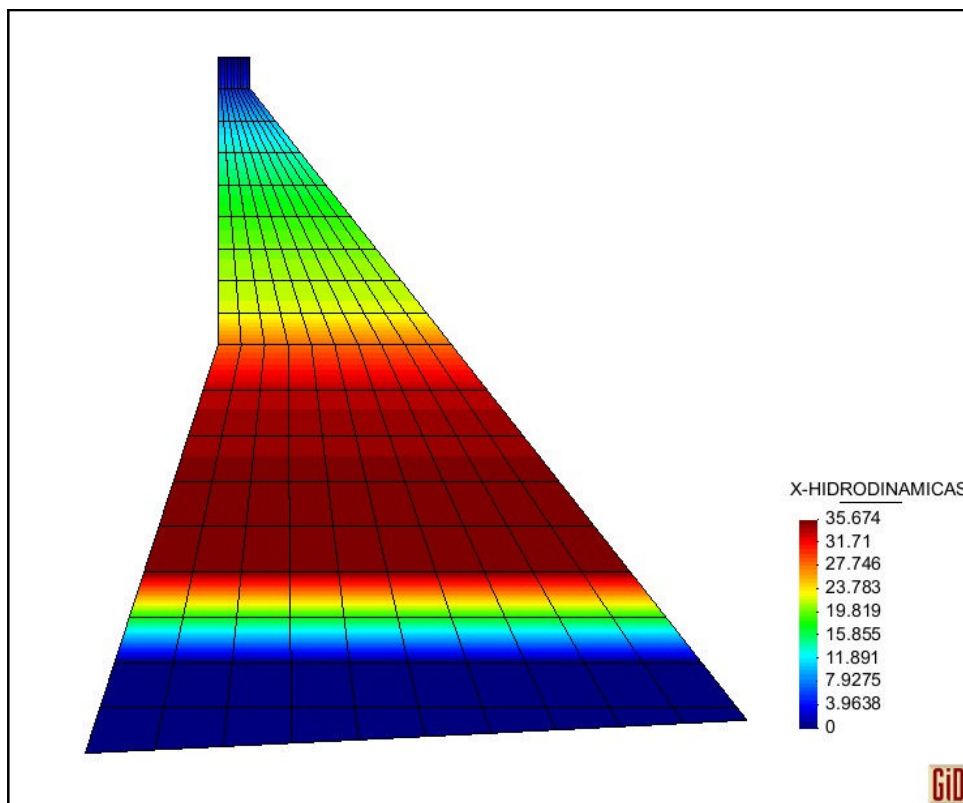
- El resultado de la sumatoria de fuerzas hidrodinámicas es el siguiente:

$$V_{HD} = 3850 T$$

- Con este dato se puede obtener el coeficiente de fuerzas hidrodinámicas de la siguiente manera:

$$c_{HD} = V_{HD}/PT \quad (3.6)$$

$$c_{HD} = \frac{3850 T}{22129 T} = 0.1740$$



**Figura 3. 18** Fuerzas Hidrodinámicas resultantes sobre la estructura de la Presa Chontal utilizando un coeficiente sísmico  $\alpha = 0.5955$

Es importante indicar que la Presión Hidrodinámica se ve influenciada por la acción de un sismo, por tal razón se debe primero realizar el Análisis Sísmico con

la finalidad de obtener el dato requerido, el cual para este caso es el Coeficiente Sísmico  $\alpha$ .

El cálculo del coeficiente de fuerzas hidrodinámicas obtenido a mediante la expresión (3.6), se realizó para conocer el resultado de las fuerzas hidrodinámicas con respecto al aporte de las otras cargas que actúan sobre la Presa Chontal y para comparar los efectos de las tres acciones: sísmica, hidrostática e hidrodinámica, y de este modo establecer las relaciones existentes entre ellas y poder determinar cuál es más significativa.

Entonces para la Presa Chontal considerando su embalse lleno hasta la altura del nivel máximo de operación, se puede apreciar que el coeficiente de fuerzas hidrodinámicas, es alrededor del 30% con respecto al coeficiente sísmico obtenido del análisis con el criterio de combinación modal del Máximo Valor Probable.

Además es fácilmente visible que el coeficiente de fuerzas hidrodinámicas es menor que el coeficiente de fuerzas hidrostáticas, con lo que se puede entender que la sollicitación producida por el agua en reposo es mayor que la que se produce por el movimiento del agua a causa de la acción sísmica.

## **CAPÍTULO 4**

### **ANÁLISIS DE LA PRESIÓN HIDRODINÁMICA DE LA PRESA CHONTAL MEDIANTE EL MÉTODO DE HOUSNER**

#### **4.1. INTRODUCCIÓN**

##### **4.1.1. Generalidades**

Se sabe que existen varios métodos para el estudio de la acción hidrodinámica en las Presas, es así que originalmente se realizaron estudios en base a presas rígidas rectangulares con cara vertical en el lado aguas arriba de la estructura. Posteriormente se llevaron a cabo estudios más complejos para Presas inclinadas en el lado aguas arriba, de ahí podemos citar como ejemplo al método de Zangar que se estudió en el Capítulo 3.

Existe otro método que nos permite analizar el efecto de la Presión Hidrodinámica en Presas inclinadas, fue propuesto por Housner (1978) y es el que va a adoptarse en este capítulo para el cálculo de la Presión Hidrodinámica así como también las fuerzas producidas por dicha acción.

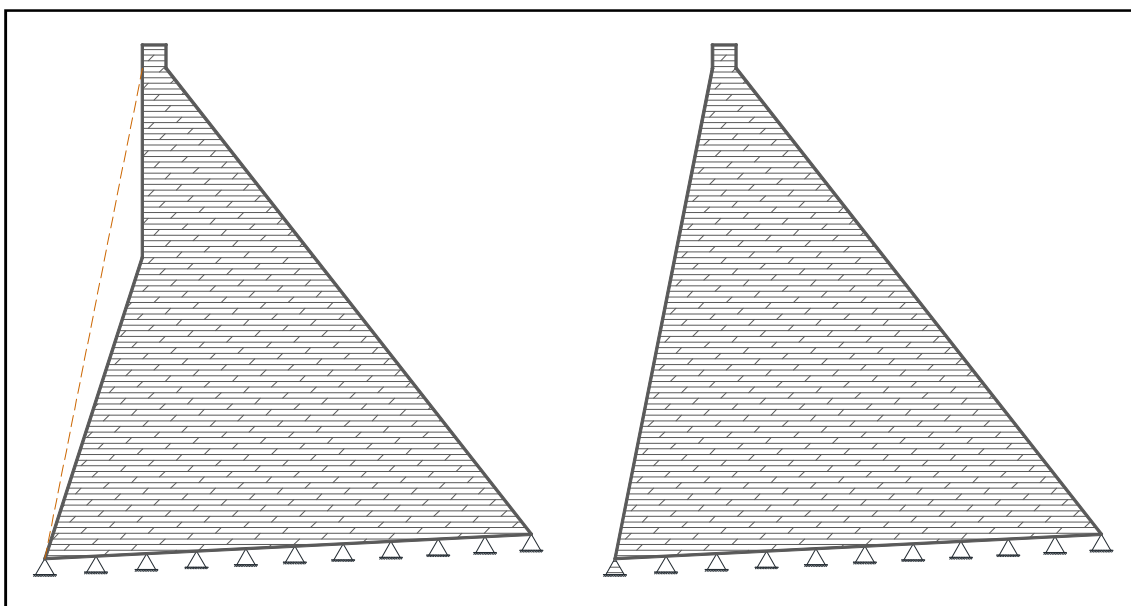
Las fórmulas que se proponen en el método de Housner son aplicables a presas con pendiente constante en la cara aguas arriba, es decir con una sola pendiente en la cara que se encuentra en contacto con el agua. Esa es la diferencia con la propuesta de Zangar (1952) que permitía seleccionar de entre varias geometrías, la que se ajuste de la mejor manera a las dimensiones de la estructura.

Ante tal limitante, es importante mencionar que para poder aplicar la metodología de Housner, fue necesario adoptar una geometría equivalente asumiendo una pendiente constante en el lado aguas arriba de la presa.

Para hallar la geometría equivalente se trata de mantener en lo posible las dimensiones originales, es por esa razón que la base de la Presa se mantiene igual a la indicada en los Capítulos 2 y 3 así como la inclinación en la cara aguas abajo. El cambio que se realizó fue en la cara aguas arriba donde se requiere de una sola pendiente para poder aplicar la teoría de Housner, es así que se tomó la inclinación desde la base de la Presa hasta el punto inferior de su coronación. Si bien es cierto que al aumentar la cantidad de masa en la estructura se incrementan los valores de las fuerzas sísmicas, al obtener el coeficiente sísmico la relación no varía significativamente puesto que el peso también se eleva como consecuencia de tratarse de una sección más grande.

#### 4.1.2. Geometría Equivalente de una sección de la Presa

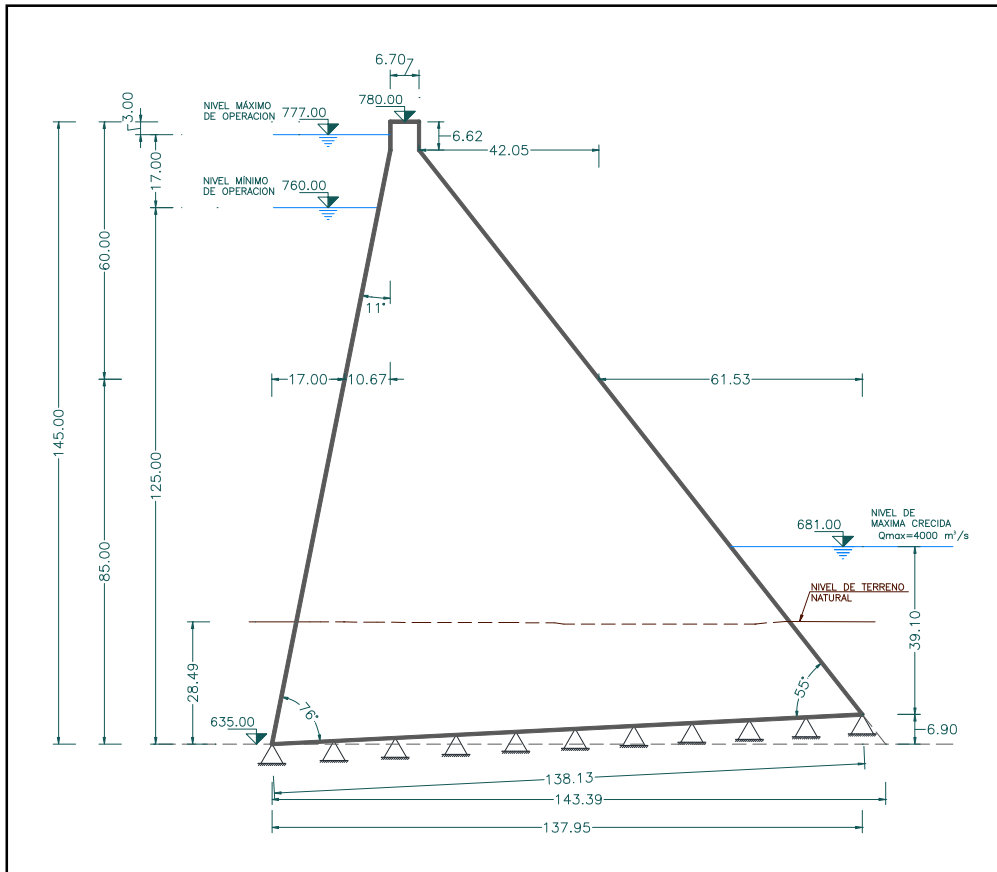
En la figura 4.1 se indica la comparación entre las secciones real y equivalente.



**Figura 4. 1** Obtención de la sección equivalente aplicable a la teoría de Housner.

En la figura 4.1 se muestra la sección original que se utilizó para el análisis de la Presión Hidrodinámica mediante la teoría de Zangar y la sección adoptada en el presente capítulo para el estudio de la Presión Hidrodinámica de acuerdo a la propuesta de Housner. Puede observarse también que el área de la sección equivalente es superior al área de la sección real.

Se puede observar que casi todas las dimensiones se mantienen con el fin de tener una sección lo más parecida posible a la original, así también se debe mantener el nivel del agua hasta el máximo de operación como se puede visualizar en la figura 4.2. El cambio que se realiza es adoptar la pendiente en la cara aguas arriba la que resulta ser de  $76^\circ$  obtenida a partir del trazo de una línea desde la base hasta el punto donde inicia la coronación de la Presa Chontal.



**Figura 4. 2** Geometría Equivalente de la Presa Chontal

Se debe mencionar que además se escogió la geometría indicada en la figura 4.2 para en el Capítulo 7 llevar a cabo una comparación de cómo varía el comportamiento de la Presa Chontal en su sección original con respecto a cómo lo haría en la sección equivalente.

Conocido el ángulo inclusivo de  $11^\circ$ , valor que permite encontrar el valor de  $C_m$  de las curvas de Zangar, se puede también obtener el coeficiente de presión, y los valores de la Presión Hidrodinámica aplicando ambos métodos con el propósito de comparar sus resultados.

En la figura 4.2 se muestra solamente la gráfica de la sección equivalente adoptada para el actual estudio, detallada con todas sus dimensiones.

Para la realización del estudio con la aplicación de la teoría de Housner, es necesario volver a realizar el Análisis Sísmico de la Presa Chontal con la diferencia de que los datos de sus dimensiones deberán estar de acuerdo a la geometría de la sección adoptada en este capítulo.

## **4.2. ANÁLISIS SÍSMICO**

### **4.2.1. Breve Detalle del Proceso para el Análisis Sísmico**

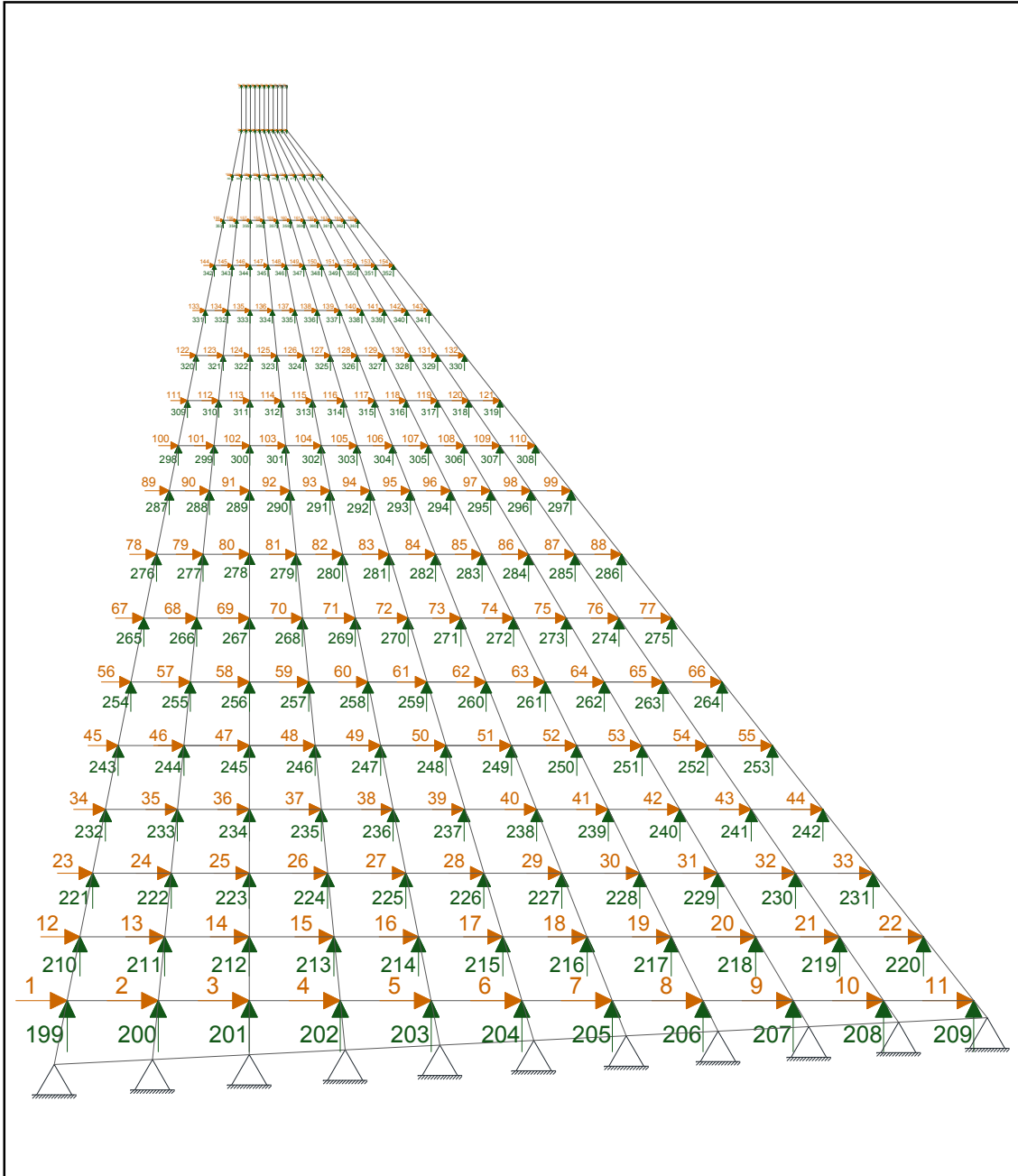
Este análisis ya se lo realizó en el Capítulo 2 para la geometría de la sección original de la Presa Chontal. En el presente estudio se va a seguir el mismo procedimiento considerando las características geométricas de la sección equivalente de la estructura anteriormente descrita con el propósito fundamental de obtener su correspondiente coeficiente sísmico, del cual depende el cálculo de la Presión Hidrodinámica en este capítulo.

El espectro a utilizar en este caso es el mismo que se detalla en el Capítulo 2, considerando un factor de reducción de las fuerzas sísmicas  $R = 2$ . En resumen, se van a adoptar elementos finitos cuadriláteros del tipo Q4, dividiendo la sección de la presa en 10 partes en el sentido X y 18 en el sentido Y, lo que genera 396 grados de libertad, de los cuales los primeros 198 corresponden a las coordenadas principales (horizontales) y los 198 siguientes corresponden a las coordenadas secundarias (verticales). Debido a que la aceleración del suelo proviene de ordenadas espectrales, es decir a partir de un espectro de diseño elástico, se utilizará el Método de Superposición Modal, Aguiar R. (2008,1), tomando en cuenta solamente el criterio de combinación modal del Máximo Valor Probable, descrito en el Capítulo 2, el mismo que genera una respuesta más adecuada para el Análisis de este tipo de Presas.

La matriz de rigidez  $K$  se halla por ensamblaje directo (Aguiar, 2004); empleando las subrutinas del Programa CEINCI-LAB (Aguiar, 2010,2); con lo cual se obtiene primeramente una matriz de orden 396 por 396 y luego se condensa a una de orden 198 por 198, que corresponden a las coordenadas principales, es decir las horizontales para el caso del movimiento del suelo en este sentido.

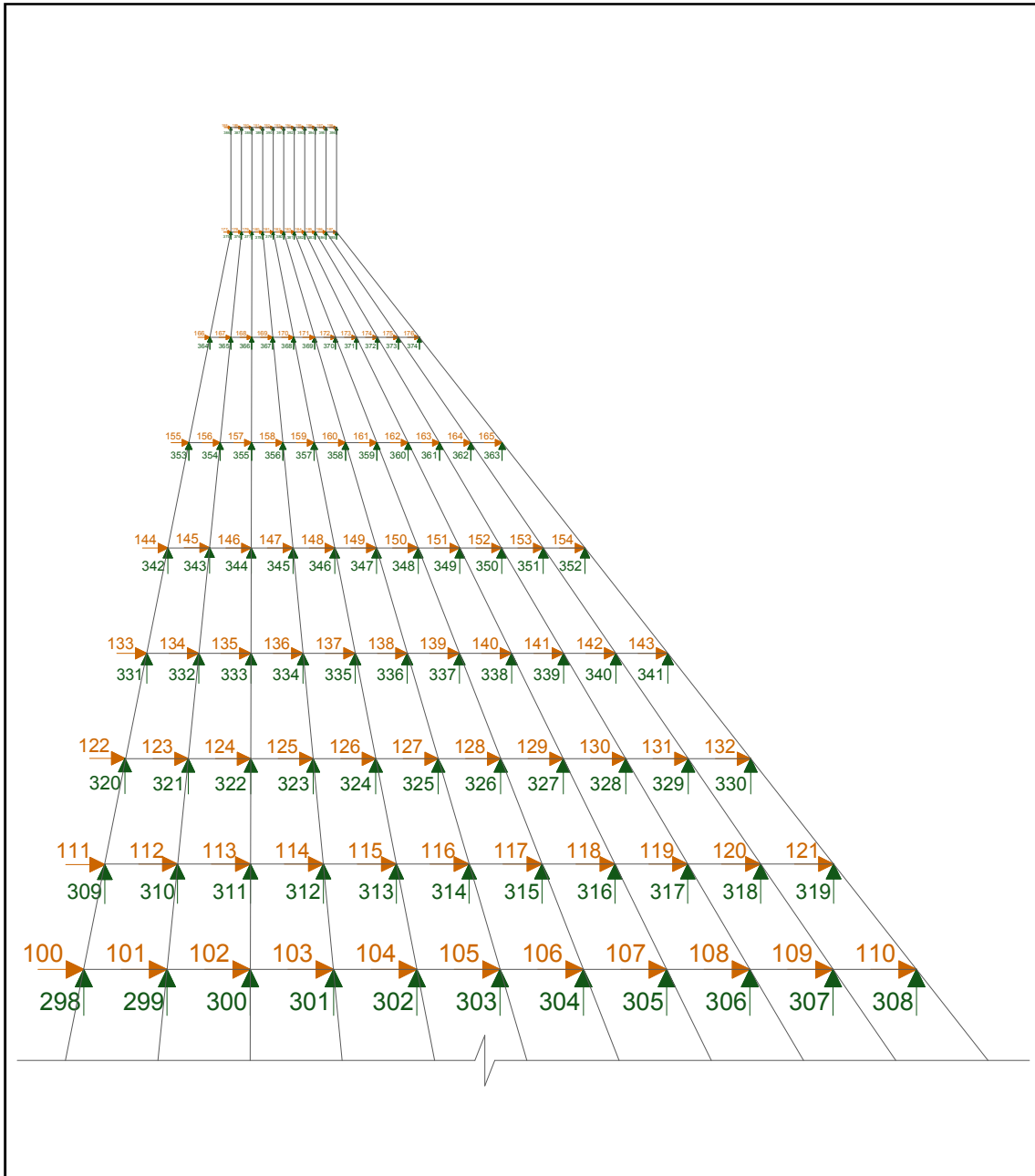
En las figuras 4.3 a, 4.3 b y 4.3 c se presentan las coordenadas principales para el Análisis Sísmico en color naranja. Además en color verde se pueden observar las coordenadas secundarias.

Al igual que en el Capítulo 2, ha sido necesario mostrar 3 zooms con la finalidad de poder visualizar todos los grados de libertad, especialmente los que corresponden a la parte de la coronación.

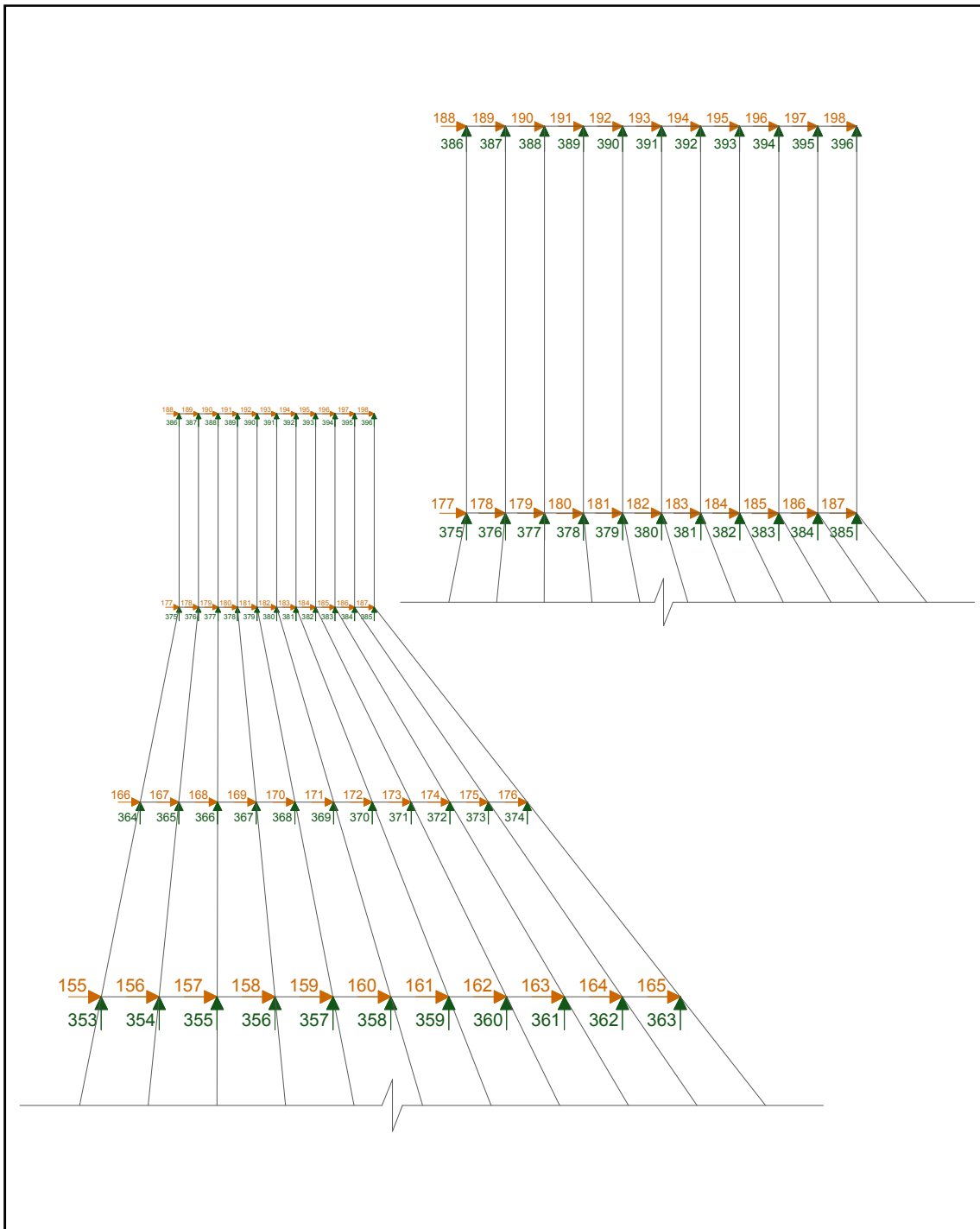


**Figura 4. 3 a** Coordenadas Principales consideradas en el Análisis Sísmico de la Presa Chontal de sección equivalente



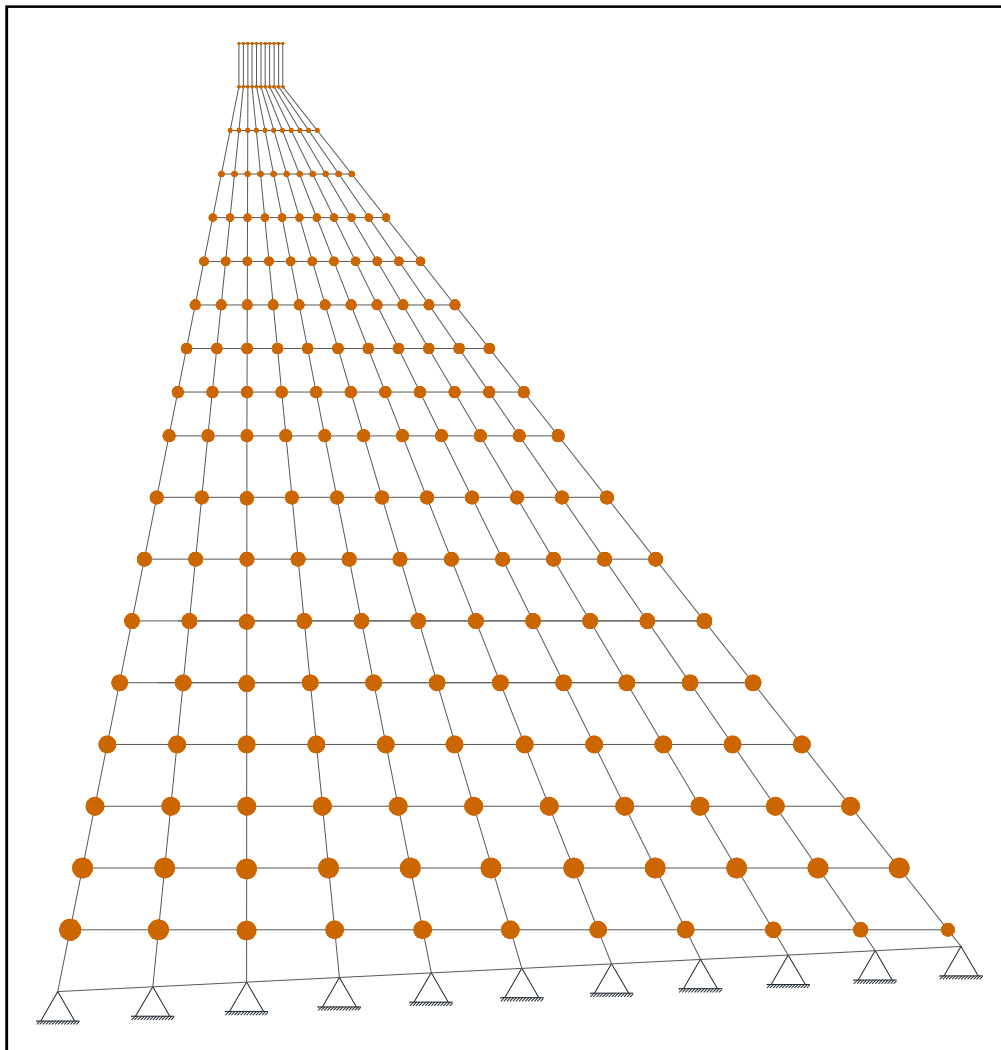


**Figura 4. 4 b** Coordenadas Principales consideradas en el Análisis Sísmico de la Presa Chontal de sección equivalente (zoom1 desde gdl 100)



**Figura 4. 5 c** Coordenadas Principales consideradas en el Análisis Sísmico de la Presa Chontal de sección equivalente (zoom2 desde gdl 155 y zoom3 para la coronación)

La matriz de masas  $M$  es diagonal de orden 198 por 198 al igual que la matriz de rigidez  $K$ , y se halla de acuerdo al área cooperante que afecta a cada nudo del modelo adoptado. Las masas se concentran en todos los nudos donde existen grados de libertad, en la base no se lo hace porque el modelo de base fija no lo permite. La distribución de masas puede observarse en la figura 4.4.



**Figura 4. 6** Masas concentradas en todos los nudos de la malla considerada en la sección equivalente de la Presa Chontal.

Con las matrices de rigidez y de masas, se procede a encontrar las propiedades dinámicas de la Presa y se obtienen los 198 modos de vibración con sus respectivas frecuencias y períodos. Con los períodos se ingresa al espectro de la Presa Chontal y se determinan las aceleraciones espectrales.

Con la matriz de masas, los modos de vibración y el vector de incidencia (vector unitario asociado a las coordenadas principales), se hallan los factores de participación modal, que sirven para el cálculo de las fuerzas modales máximas probables y de los desplazamientos modales elásticos horizontales.

Obtenidos los desplazamientos horizontales, mediante la matriz de influencia estática se encuentran los desplazamientos modales verticales. A partir de los desplazamientos tanto verticales como horizontales se pueden obtener las deformaciones y esfuerzos ejercidos sobre cada elemento finito del sistema considerado para el Análisis Sísmico.

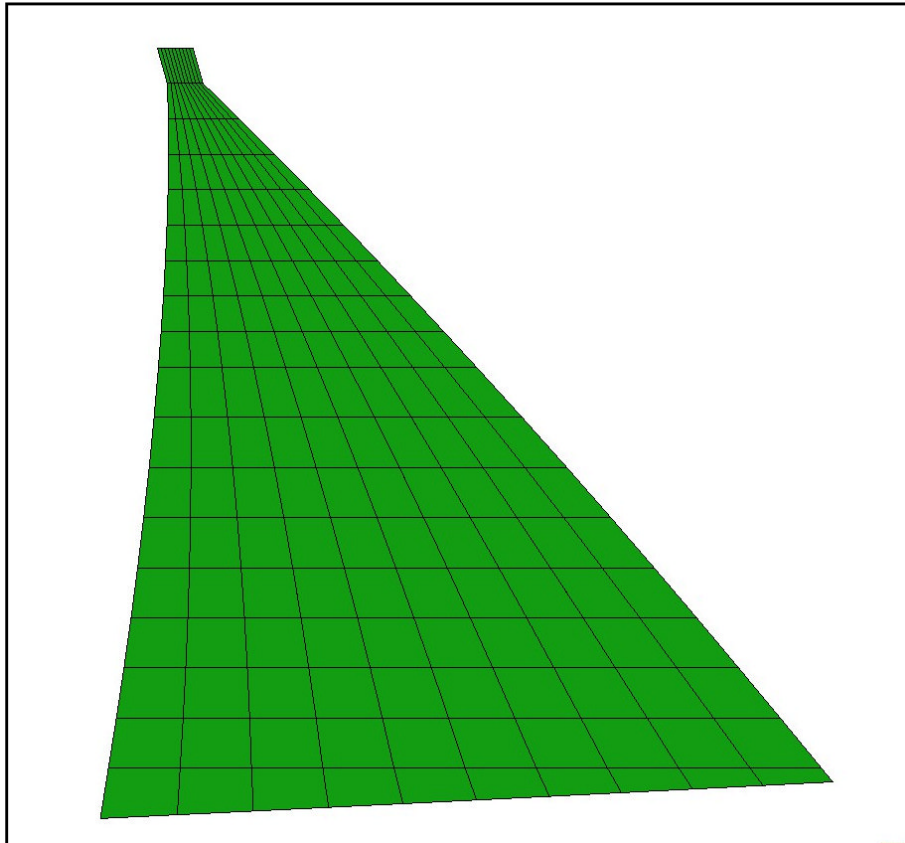
Los programas que se utilizan para la realización del Análisis Sísmico son los mismos que se indicaron en el Capítulo 2, adaptando el ingreso de datos a la geometría equivalente que se ha adoptado en este estudio.

En la tabla 4.1 se muestran los períodos de vibración para los 5 primeros modos. Se observa que el período fundamental, correspondiente al primer modo de vibración, es de 0.3701 segundos.

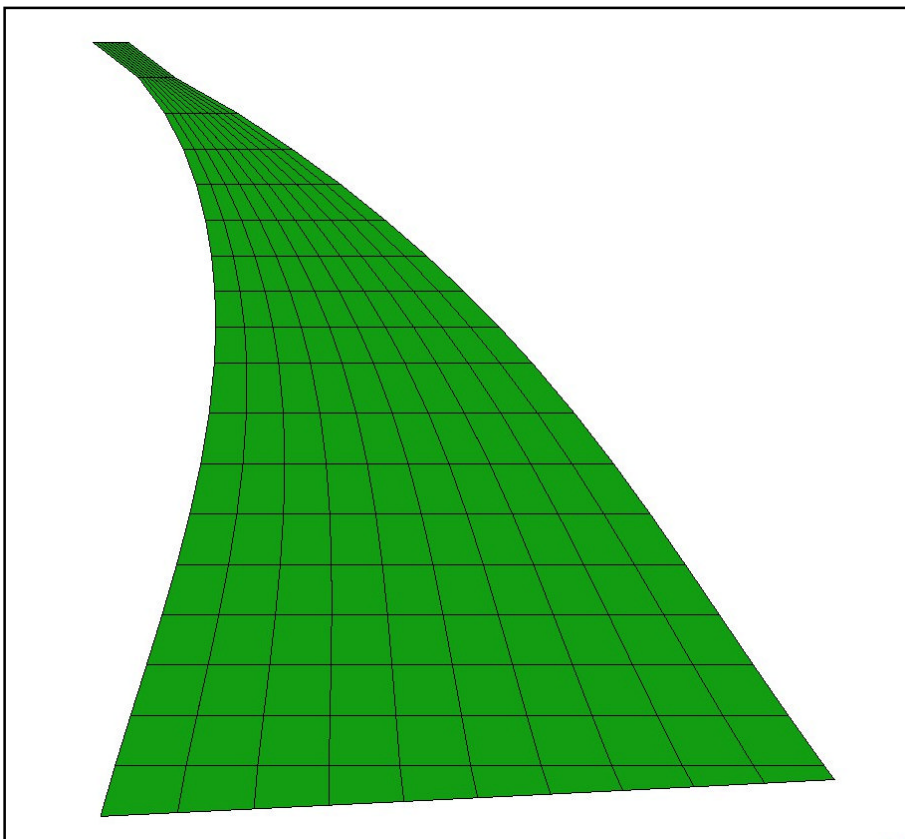
**Tabla 4. 1** Períodos de vibración en los cinco primeros modos.

Modo 1	Modo 2	Modo 3	Modo 4	Modo 5
0.3413 seg.	0.1620 seg.	0.0999 seg.	0.0703 seg.	0.0641 seg.

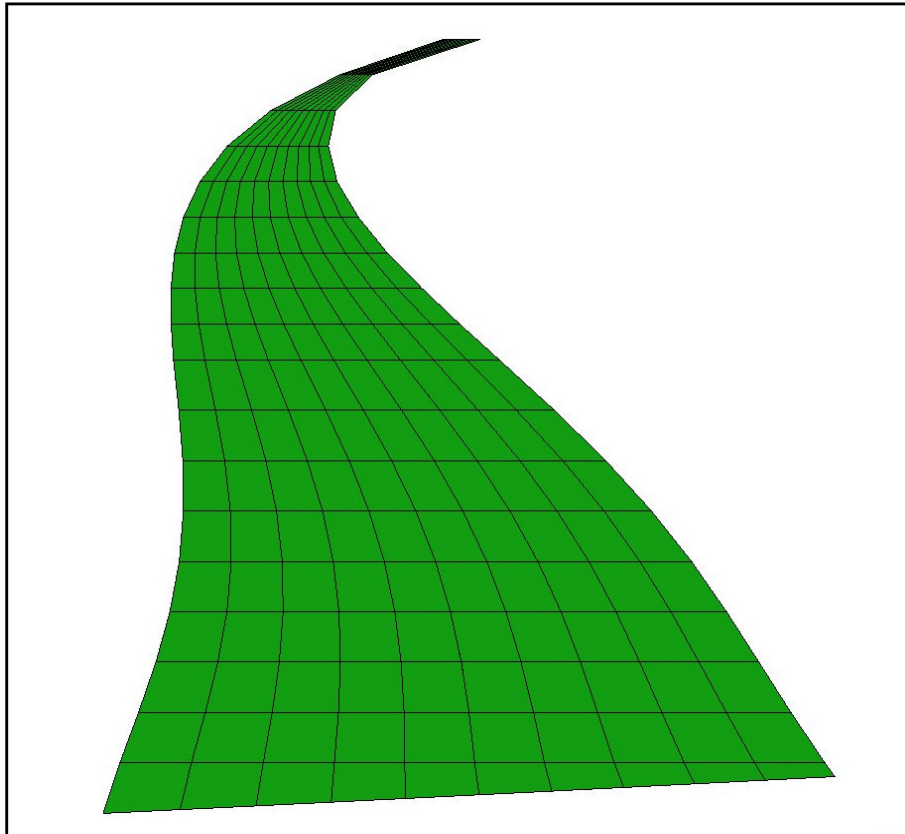
En las figuras 4.5 a 4.9 se indican gráficamente los cinco primeros modos de vibración, los mismos que fueron encontrados después de llevar a cabo el Análisis Sísmico considerando la sección transversal equivalente de la Presa Chontal. Al igual que en el Capítulo 2, estas figuras se obtuvieron con ayuda del programa de GID.



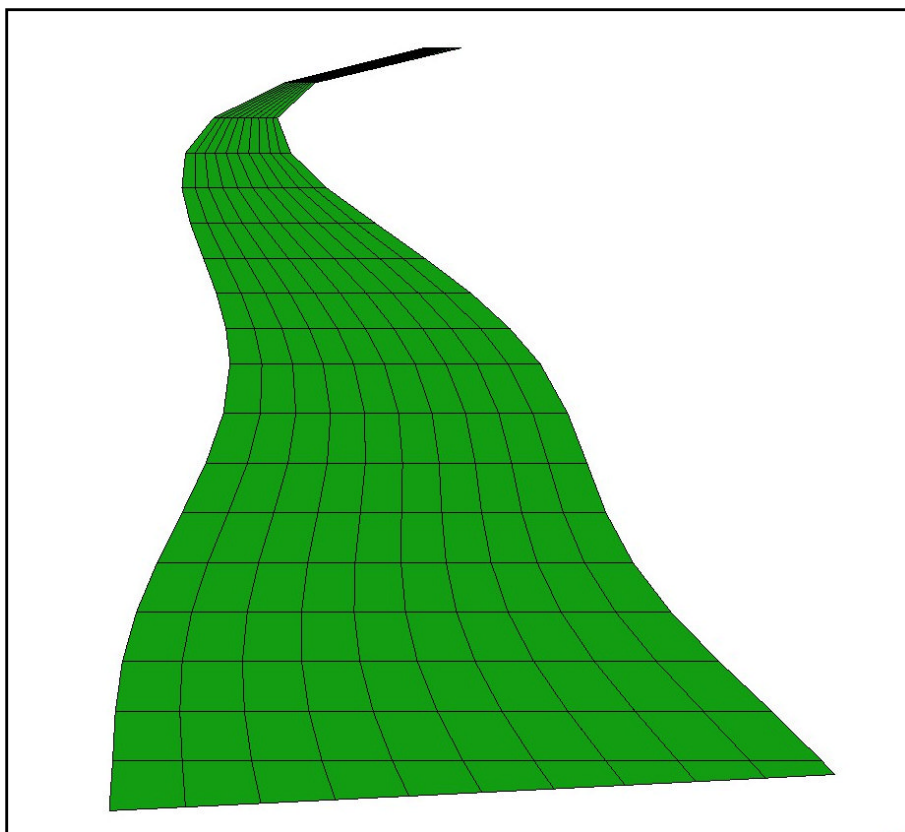
**Figura 4. 7** Primer Modo de Vibración (Sección Equivalente)



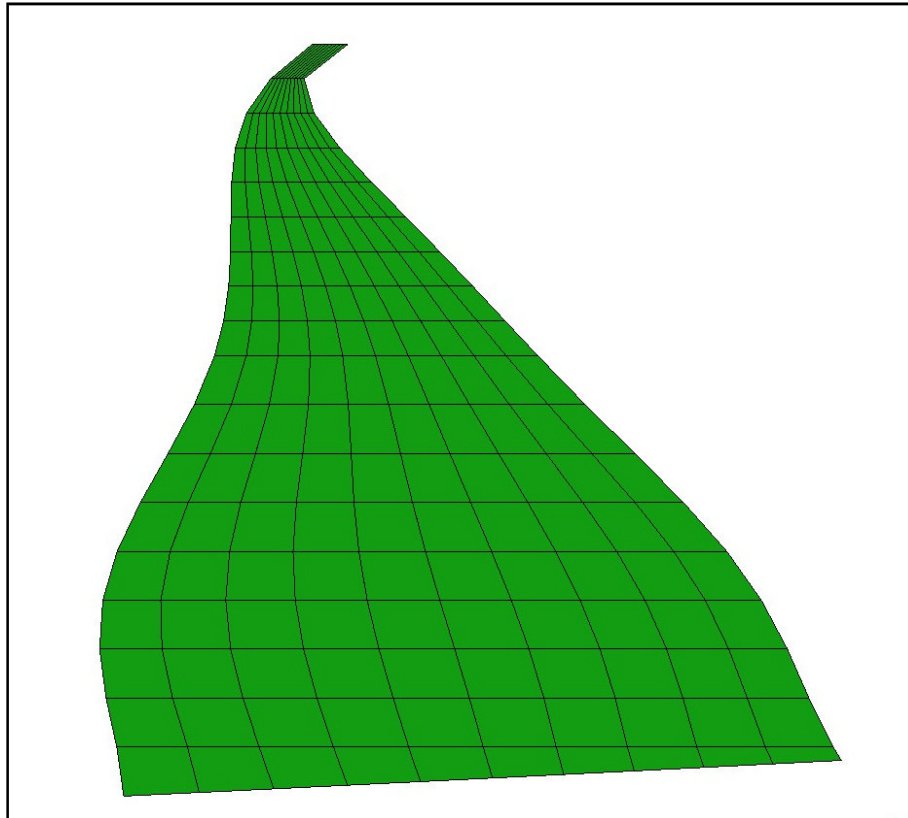
**Figura 4. 8** Segundo Modo de Vibración (Sección Equivalente)



**Figura 4. 9** Tercer Modo de Vibración (Sección Equivalente)



**Figura 4. 10** Cuarto Modo de Vibración (Sección Equivalente)



**Figura 4. 11** Quinto Modo de Vibración (Sección Equivalente)

#### **4.2.2. Resultados del Análisis Sísmico**

Como ya se indicó, en este capítulo se analiza la acción sísmica en una sección equivalente de la Presa Chontal con pendiente constante en la cara aguas arriba, y a continuación se muestran los resultados obtenidos aplicando el Criterio de Combinación Modal del Máximo Valor Probable.

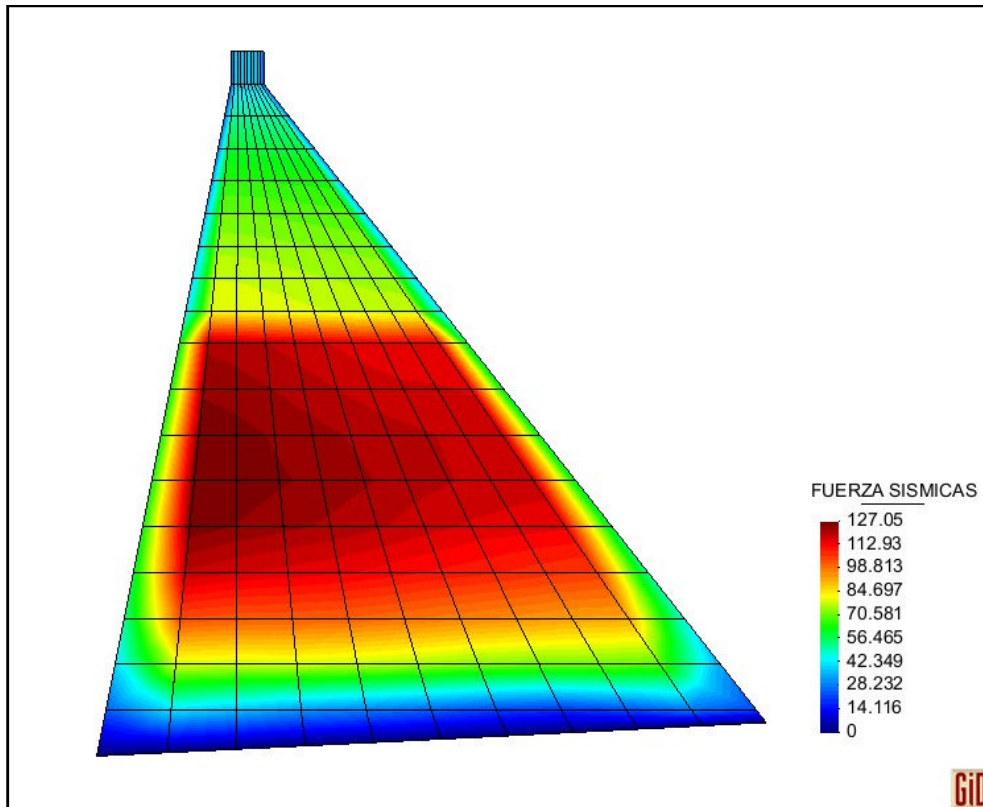
Es importante reiterar que el factor de reducción de las fuerzas sísmicas con que se trabajó es de  $R = 2$ , obtenido como resultado del producto de los factores de ductilidad, redundancia y sobrerresistencia que se consideran de 1, 1 y 2 respectivamente, ante este tipo de estructura.

Los resultados más destacados que se obtuvieron fueron los siguientes:

- Peso de la Presa Chontal para un metro de espesor:  $PT = 23901 T$ .
- Cortante Basal:  $V = 14695 T$ .

- Coeficiente Sísmico:  $c = V/P_T = 0.6148$ .

Las fuerzas estáticas máximas probables, resultantes del análisis sísmico se indican en la figura 4.10.



**Figura 4. 12** Fuerzas Sísmicas aplicando el criterio del Máximo Valor Probable [T]

Los resultados de las fuerzas sísmicas en cada uno de los nudos se indican en la tabla A.4 de la sección de anexos.

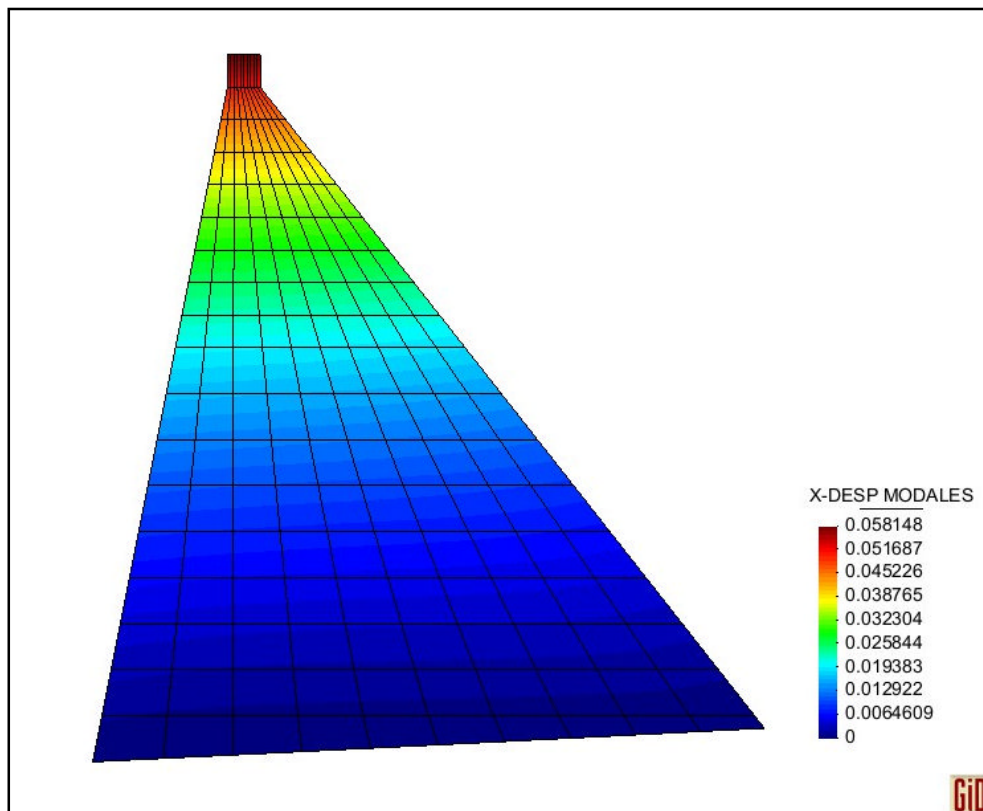
De este análisis se presentan también los desplazamientos elásticos horizontales obtenidos en este estudio. Los desplazamientos inelásticos se obtienen de multiplicar los desplazamientos elásticos  $qt$  por el factor de reducción  $R$ . Además a través de la matriz de influencia estática  $X_i$  se pueden encontrar también los desplazamientos elásticos verticales e inelásticos verticales.



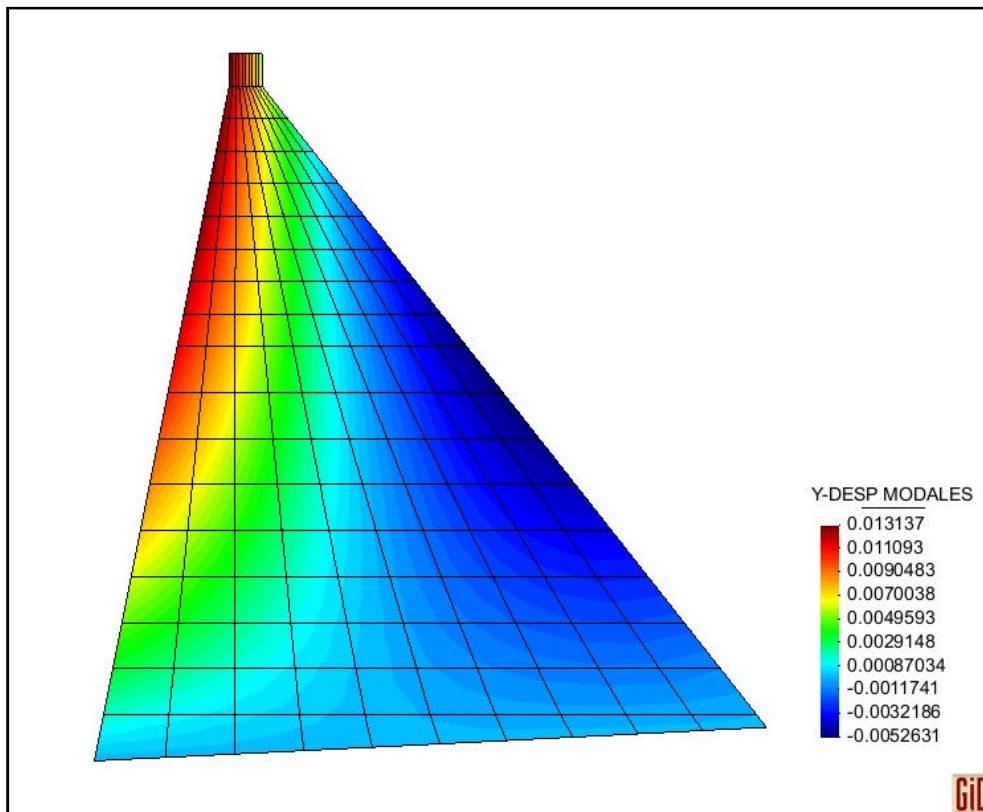
Los desplazamientos elásticos horizontales obtenidos con la realización del Análisis Sísmico, se presentan en la figura 4.11 para el criterio de combinación modal del Máximo Valor Probable.

Los desplazamientos modales elásticos verticales calculados mediante la matriz de influencia estática  $X_i$ , también se presentan en la figuras 4.12.

Todas las gráficas anteriormente mencionadas fueron obtenidas con el programa de post-proceso GID, para lo cual fue necesario ingresar las coordenadas nodales y los resultados en cada uno de los nudos en la malla considerada para el Análisis Sísmico.



**Figura 4.13** Desplazamientos elásticos horizontales en la sección equivalente [m]



**Figura 4. 14** Desplazamientos elásticos verticales en la sección equivalente [m]

Al igual que para las fuerzas sísmicas, los desplazamientos elásticos e inelásticos tanto horizontales como verticales en cada uno de los nudos del modelo discretizado, se muestran en la tabla A.4 de la sección de anexos.

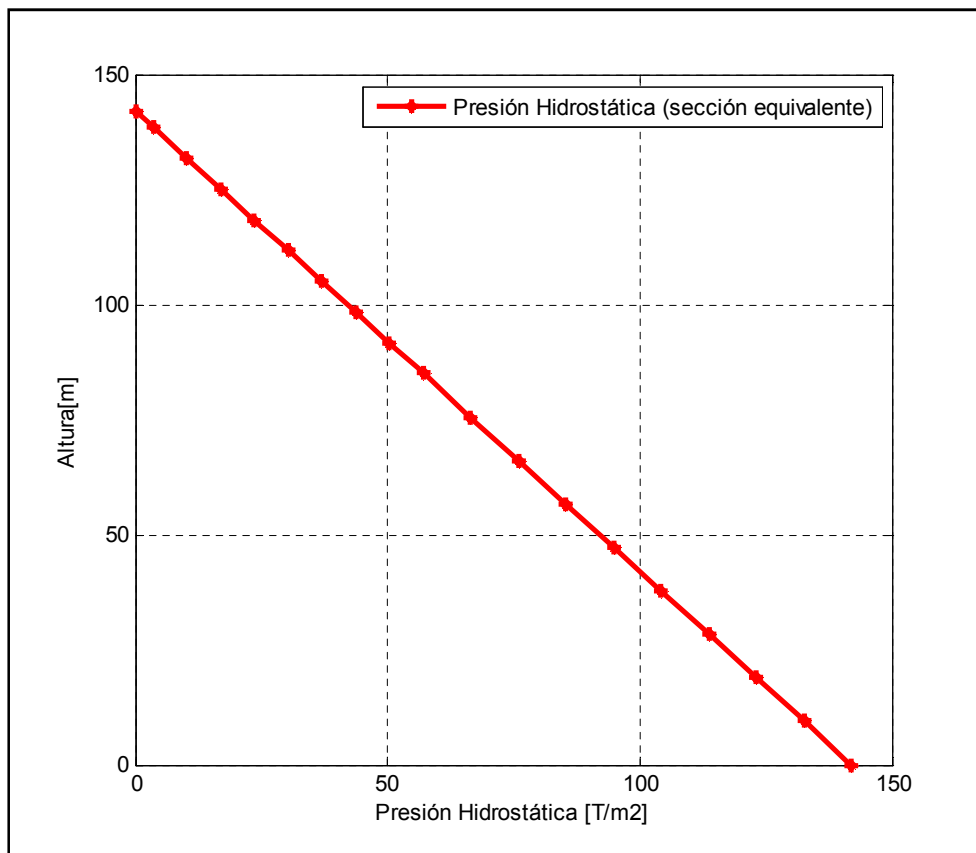
### 4.3. PRESIONES HIDROSTÁTICAS

Como se mencionó en el Capítulo 3, el cálculo de las presiones hidrostáticas, es bastante sencillo. Este cálculo consiste tan solo en obtener el producto de la profundidad de cada división en el sentido Y, por el peso específico del agua, y además para el estudio actual se vuelve aún más fácil debido a que se está trabajando con un modelo equivalente cuya geometría tiene una sola pendiente en la cara aguas arriba.

Para la obtención de las fuerzas generadas a partir de la Presión Hidrostática, se procede de la misma manera que se hizo antes, es decir mediante la igual distribución de cada fuerza en la cara para todos los nudos que están en la misma línea de acción horizontal.

Se debe mencionar que con el nuevo modelo, la disposición uniforme de las presiones es la misma que se calculó en el Capítulo 3, puesto que los resultados están en función de la altura del agua, que por cierto también en este Capítulo se considera hasta el nivel máximo de operación, es decir 138.38 metros.

En la figura 4.13 se presenta el esquema de disposición de la Presión Hidrostática, la misma que actúa sobre la Presa de geometría.



**Figura 4. 15** Disposición de las fuerzas debidas a la Presión Hidrostática.

Con el propósito de comparar el aporte de las fuerzas hidrostáticas en relación a las fuerzas debidas a la acción sísmica, se calcula el cortante basal producido por las fuerzas hidrostáticas aguas arriba, que no es otra cosa que la sumatoria de las mismas.

$$V_{HS} = 10082 T$$

Se sabe que al adoptar una sección equivalente con un área igual a la de la sección original, para el metro de espesor de análisis, se tiene el mismo peso total que ya fue calculado en el Capítulo 3 y tiene el siguiente valor:

$$PT = 23901 T$$

Con estos dos valores podemos hallar el coeficiente hidrostático dividiendo  $V_{HS}$  para  $PT$ , de tal modo que se obtiene:

$$c_{HS} = 0.4218$$

Si se recuerda el valor del coeficiente sísmico  $\alpha = 0.6148$  se puede apreciar que el aporte de las fuerzas hidrostáticas  $c_{HS}$  es aproximadamente el 70% del aporte de las fuerzas sísmicas.

A continuación se presenta la figura 4.14 a, obtenida con el programa GID, donde se indican las fuerzas debido a la acción hidrostática, las mismas que se ejercen en cada nudo del modelo analizado. Además en la figura 4.14 b se indican las fuerzas debidas al peso del agua que actúan en las caras de la Presa de sección equivalente.

Los resultados de las fuerzas hidrostáticas obtenidos en cada nudo, se presentan en la tabla A.4 de la sección de anexos.

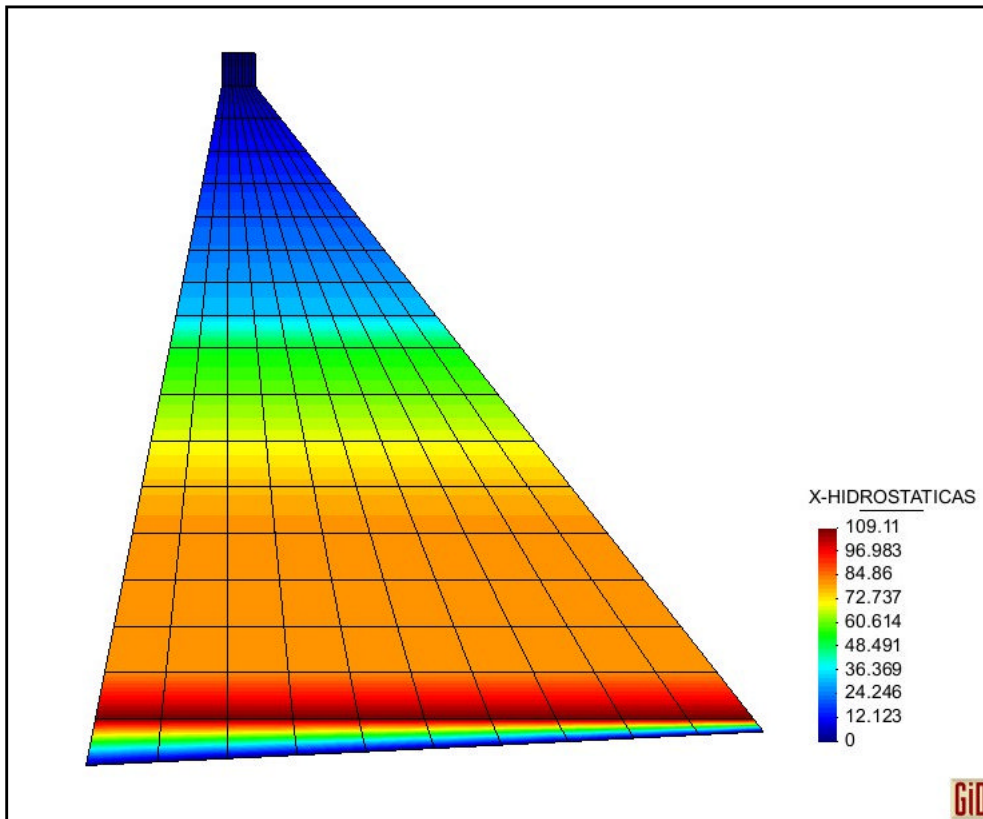


Figura 4. 16 a Fuerzas debidas a la Presión Hidrostática en la Presa de sección equivalente.

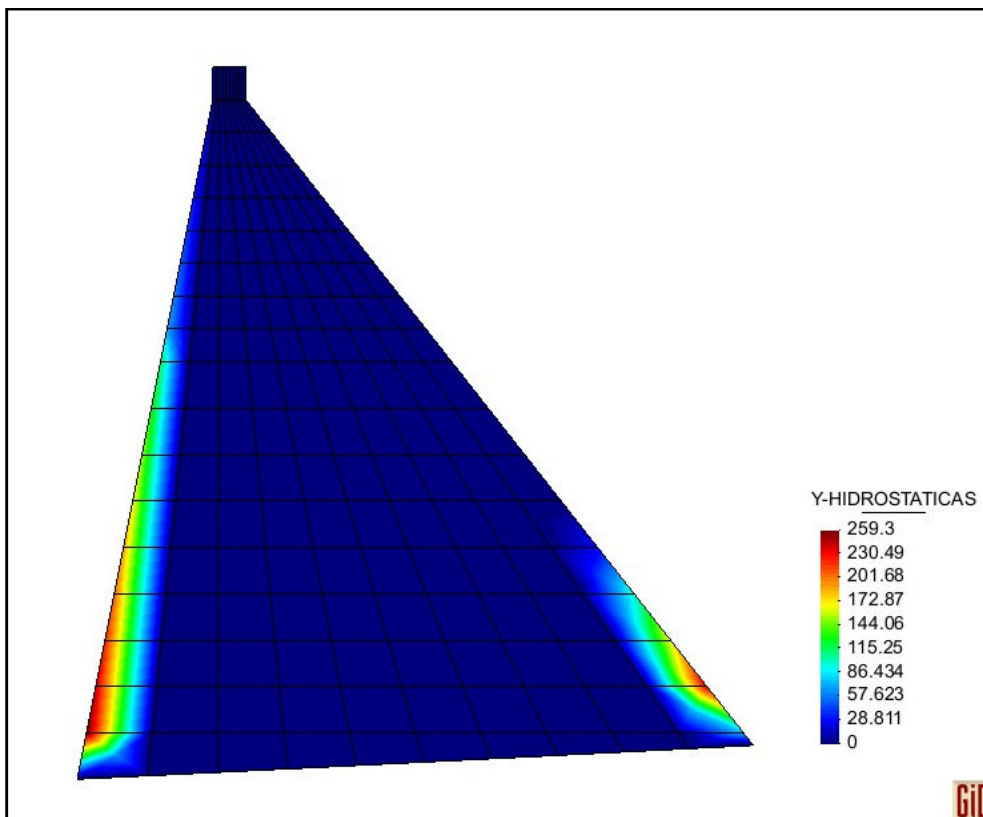


Figura 4. 17 b Peso del agua en las caras de la Presa de sección equivalente.

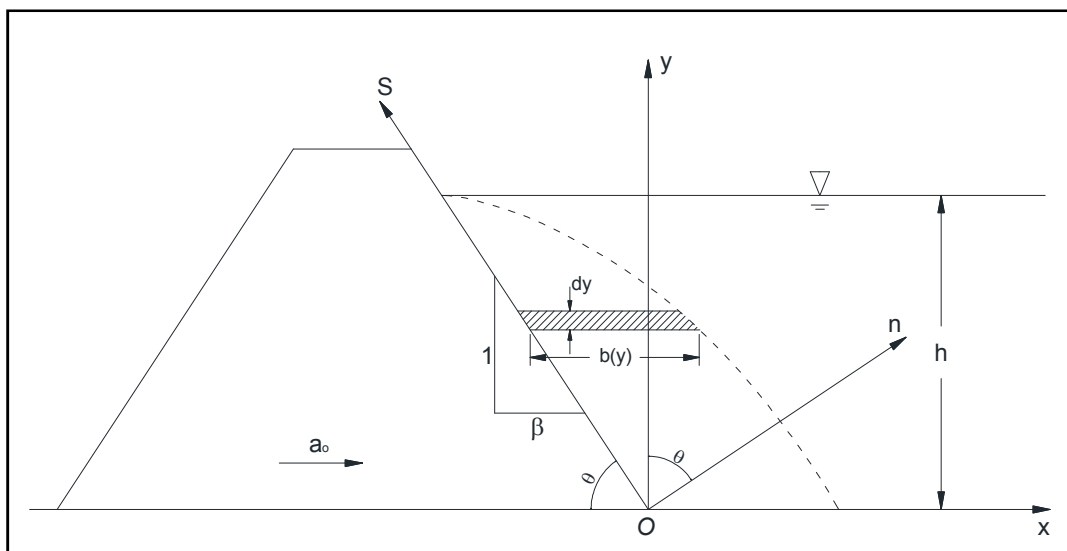
## 4.4. PRESIONES HIDRODINÁMICAS

### 4.4.1. Descripción del Método

Para el cálculo de la Presión Hidrodinámica en este capítulo se emplea la propuesta de Housner (1978) que se basa en una teoría más compleja que la de Zangar.

En 1978 Chwang y Housner propusieron un modelo que considera una sola inclinación a lo largo de la cara aguas arriba de la presa, es decir, el lado que se encuentra en contacto con el agua. Para trabajar con esta teoría se deben tener en cuenta las siguientes consideraciones para el agua: es incompresible, no está sujeta a rotación y su viscosidad es nula.

La descripción del presente método está basada a lo indicado en Aguiar y Sosa (2010) donde se realiza una comparación entre los resultados que se obtienen al trabajar con los métodos de Zangar y Housner.



**Figura 4. 18** Descripción de variables para el modelo de Housner. Fuente: Aguiar y Sosa (2010)

El significado de la nomenclatura que se indica en la figura 4.15, es el siguiente:

- $a_0 =$  *aceleración horizontal debida al sismo*
- $h =$  *altura total del agua*
- $y =$  *distancia vertical medida desde el fondo del embalse hasta  $h$*
- $b(y) =$  *ancho de influencia en que actúa la Presión Hidrodinámica*
- $n =$  *eje normal a la cara aguas arriba de la Presa*
- $s =$  *eje paralelo a la cara aguas arriba de la Presa*
- $\theta =$  *ángulo de inclinación de la cara en contacto con el agua*
- $\beta =$  *cotangente del ángulo  $\theta$*

Se sabe que además de la Presión Hidrostática generada por el agua en reposo, puede producirse una aceleración debida a un evento sísmico, lo cual genera una Presión Hidrodinámica. La componente normal de esta aceleración se obtiene de la siguiente ecuación:

$$a_{0n} = a_0 * \text{sen}\theta = a_0 * \frac{1}{\sqrt{1 + \beta^2}} \quad (4.1)$$

La aceleración en el borde en contacto con el agua es:

$$a_n(x, y) = a_{0n} \quad \text{Para } x = -\beta * y \quad (4.2)$$

Al considerar que  $a_n$  actúa solamente en una franja de longitud  $b(y)$ , se tiene que:

$$\int_{-\beta y}^{\infty} a_n(x, y) dx = b(y) * a_{0n} \quad \text{Para } 0 \leq y \leq h \quad (4.3)$$

Entonces las componentes de la aceleración en las direcciones horizontal (x) y vertical (y) son:

$$a_x(x, y) = a_{0n} * \text{sen}\theta - a_s(x, y)\text{cos}\theta \quad (4.4)$$

$$a_y(x, y) = a_{0n} * \text{cos}\theta - a_s(x, y)\text{sen}\theta$$

Mediante el criterio de continuidad de la masa desplazada, se considera que la masa que se desplaza entre  $y = 0$  y un punto arbitrario de  $y$ , es igual a la masa que atraviesa la franja cuya longitud es  $b(y)$ . En consecuencia se tiene:

$$y * a_0 = b(y) * a_{0n} * \text{cos}\theta + f(y) * \text{sen}\theta \quad (4.5)$$

$$f(y) = \int_{-\beta y}^{b-\beta y} a_s(x, y) dx \quad (4.6)$$

A partir del equilibrio de momentos en la dirección x se encuentra que:

$$F * y = a_x * m * y$$

$$p = \frac{F}{dy} \quad \rightarrow \quad F = p dy$$

$$m = \delta V = \rho * b(y) dy$$

donde:

$$p = \text{Presión Hidrodinámica}$$

$$\rho = \text{densidad del agua}$$

El análisis se lleva a cabo por unidad de profundidad. Realizando algunos reemplazos y simplificaciones se llega a lo siguiente:

$$p = \rho [b(y)a_{0n} \text{sen}\theta - f(y) \text{cos}\theta]$$



A continuación para facilitar la escritura, se va a expresar  $b(y)$  como  $b$ , y  $f(y)$  como  $f$ , de tal manera que la ecuación anterior resulta de la siguiente manera:

$$p = \rho [b a_{0n} \operatorname{sen}\theta - f \operatorname{cos}\theta] \quad (4.7)$$

Realizando lo mismo con las fuerzas verticales, se encuentra el momento con respecto a la dirección  $y$ , llegando a lo demostrado en 1978 por Chwang y Housner:

$$p \operatorname{cot}\theta - \frac{d(p b)}{dy} = \rho(b a_{0n} \operatorname{cos}\theta - f \operatorname{sen}\theta) \quad (4.8)$$

#### 4.4.2. Procedimiento de cálculo de la Presión Hidrodinámica

Se suman las ecuaciones (4.5) y (4.7) multiplicadas por el  $\operatorname{cos}\theta$  y  $\operatorname{sen}\theta$  respectivamente:

$$y a_0 \operatorname{cos}\theta + \frac{p}{\rho} \operatorname{sen}\theta = b a_{0n}$$

$$y a_0 \frac{\beta}{\sqrt{1 + \beta^2}} + \frac{p}{\rho} * \frac{1}{\sqrt{1 + \beta^2}} = b \frac{a_0}{\sqrt{1 + \beta^2}}$$

Realizando operaciones algebraicas simples se encuentra que:

$$p = \rho a_0 (b - \beta y) \quad (4.9)$$

Se sabe que el peso específico y el coeficiente sísmico son respectivamente:

$$\rho = \frac{w}{g}$$

$$\alpha = \frac{a_0}{g}$$

Entonces se tiene:

$$p = w * \alpha * (b - \beta y) \quad (4.10)$$

#### 4.4.3. Ecuación Diferencial

Reemplazando la ecuación (4.8) en la (4.5) se tiene:

$$p \cot\theta - \frac{d(p b)}{dy} = \rho (y a_0)$$

Al tomar la ecuación (4.9) y reemplazarla en la expresión anterior se obtiene lo siguiente:

$$\rho a_0(b - \beta y) \cot\theta - \frac{d(\rho a_0(b - \beta y) b)}{dy} = \rho(y a_0)$$

Si se considera que la aceleración  $a_0$  es constante en el intervalo de tiempo  $\Delta t$  y que la densidad es constante, éstos pueden salir de la derivada y simplificarse, con lo que se llega a la ecuación diferencial que gobierna el problema de la Presión Hidrodinámica para el método de Housner:

$$(b - \beta y) \beta - \frac{d((b - \beta y) b)}{dy} = y \quad (4.11)$$

Se sabe que la presión en la superficie del agua es cero, es decir, cuando  $y = h$ , se tiene que  $p = 0$ . Reemplazando esta condición en la ecuación (4.9) se obtiene la condición de borde para la ecuación (4.11), la cual se muestra en la siguiente ecuación:

$$b = \beta h \quad \text{para } y = h \quad (4.12)$$

Los autores del método en 1978 efectuaron el cambio de variable que se muestra a continuación:

$$A(y) = 2 b - \beta y \quad (4.13)$$

De la ecuación anterior se despeja  $b$ , con lo que se tiene:

$$b = \frac{A(y) + \beta y}{2} \quad (4.14)$$

Reemplazando la ecuación (4.14) en la (4.11) se llega a lo siguiente:

$$\left[ \frac{A(y) + \beta y}{2} - \beta y \right] \beta - \frac{d}{dy} \left( \left[ \frac{A(y) + \beta y}{2} - \beta y \right] \left\{ \frac{A(y) + \beta y}{2} \right\} \right) = y$$

$$\beta [A(y) - \beta y] - \frac{1}{2} \frac{d}{dy} \{ [A(y) - \beta y][A(y) + \beta y] \} = 2y$$

$$\beta A(y) - \beta^2 y - \frac{1}{2} \frac{d}{dy} \{ A^2(y) - \beta^2 y^2 \} = 2y$$

$$\beta A(y) - \beta^2 y - \frac{1}{2} 2A(y) \frac{dA(y)}{dy} + \frac{1}{2} \beta^2 2y = 2y$$

Después de operar algebraicamente, se llega la siguiente ecuación:

$$A(y) \frac{dA(y)}{dy} - \beta A(y) = -2y \quad (4.15)$$

Al reemplazar la ecuación (4.12) en la (4.13) se obtiene la nueva condición de borde para la ecuación diferencial (4.15), la que se expresa de la siguiente manera:

$$A(y = h) = \beta h \quad (4.16)$$

#### 4.4.4. Solución de la Ecuación Diferencial

En Chwang y Housner (1978) se muestra la siguiente solución para la ecuación diferencial (4.15) con la condición de borde (4.16):

$$\ln \left( \frac{A^2 - \beta A y + 2 y^2}{2 h^2} \right) = \frac{2 \beta}{\sqrt{(8 - \beta^2)}} \left[ \tan^{-1} \left( \frac{\beta}{\sqrt{(8 - \beta^2)}} \right) - \tan^{-1} \left( \frac{2 A - \beta y}{y \sqrt{(8 - \beta^2)}} \right) \right] \text{ para } \beta^2 < 8 \quad (4.17)$$

$$\ln\left(\frac{A^2 - \beta A y + 2 y^2}{2 h^2}\right) = \frac{\beta}{\sqrt{(\beta^2 - 8)}} \left[ \ln\left(\frac{\beta - \sqrt{(\beta^2 - 8)}}{\beta + \sqrt{(\beta^2 - 8)}}\right) - \ln\left(\frac{2 A - \beta y - \sqrt{(\beta^2 - 8)} y}{2 A - \beta y + \sqrt{(\beta^2 - 8)} y}\right) \right] \text{ para } \beta^2 > 8 \quad (4.18)$$

Para ambos casos de  $\beta$ , la solución es difícil, por lo que se debe emplear algún método numérico para hallar  $A(y)$ , como puede ser el método de Newton Raphson.

Al reemplazar  $y = 0$  en las ecuaciones (4.17) y (4.18) se llega a lo siguiente:

$$\frac{b_0}{h} = \left\{ \frac{1}{\sqrt{2}} \exp \left[ -\frac{\beta}{\sqrt{8 - \beta^2}} \left( \frac{\pi}{2} - \tan^{-1} \left[ \frac{\beta}{\sqrt{8 - \beta^2}} \right] \right) \right] \right\} \text{ para } \beta^2 < 8 \quad (4.19)$$

$$\frac{b_0}{h} = \frac{1}{\sqrt{2}} \left[ \frac{\beta - \sqrt{\beta^2 - 8}}{\beta + \sqrt{\beta^2 - 8}} \right]^{\frac{\beta}{2\sqrt{\beta^2 - 8}}} \text{ para } \beta^2 > 8 \quad (4.20)$$

En las ecuaciones anteriores  $b_0$  es el ancho cooperante de agua cuando  $y = 0$ .

Si se reemplaza este valor en la ecuación (4.13) se llega a la condición inicial:

$$A(y = 0) = 2 b_0$$

En Aguiar y Sosa (2010) se indica la solución de la ecuación diferencial mediante Diferencias Finitas con el propósito de establecer una forma más sencilla de hacerlo, que la establecida en las ecuaciones (4.17) y (4.18). Ambas soluciones generan valores del coeficiente de presión  $C_p$  bastante similares.

Para la explicación de la solución por Diferencias Finitas se tiene la tabla 4.2

donde  $U_Y = \frac{dU}{dY}$  es la primera derivada de una variable cualquiera  $U$  con respecto a  $Y$ ,  $U_{YY}$  es la segunda derivada,  $U_{YYY}$  representa la tercera derivada y así sucesivamente. Solamente se utilizará la primera derivada para la solución de la ecuación diferencial y la variable de interés se denotará como  $A$ .

Además en la tabla mencionada se tiene el factor función del paso  $k$ , los puntos que intervienen en el cálculo de la derivada y el primer término de error. Aguiar (1991).

**Tabla 4. 2** Fórmulas progresivas Ordinarias. Fuente: Aguiar y Sosa (2011).

Derivada	Factor	$U_i$	$U_{i+1}$	$U_{i+2}$	$U_{i+3}$	$U_{i+4}$	Error
$U_Y$	$\frac{1}{k}$	-1	1				$\frac{-k U_{YY}}{2}$
$U_{YY}$	$\frac{1}{k^2}$	1	-2	1			$-k U_{YYY}$
$U_{YYY}$	$\frac{1}{k^3}$	-1	3	-3	1		$\frac{-3k U_{YYYY}}{2}$
$U_{YYYY}$	$\frac{1}{k^4}$	1	-4	6	-4	1	$-2k U_{YYYYY}$

La ecuación en diferencias finitas se halla realizando el reemplazo de la aproximación de la primera derivada en la ecuación (4.15), con lo que se llega a la siguiente expresión:

$$A_j \left[ \frac{A_{j+1} - A_j}{k} \right] - \beta A_j = -2 * y_j$$

$$A_{j+1} = \beta k - 2 * k * \frac{y_j}{A_j} + A_j \tag{4.21}$$

La condición inicial en este caso es la misma que se indicó para la solución analítica.

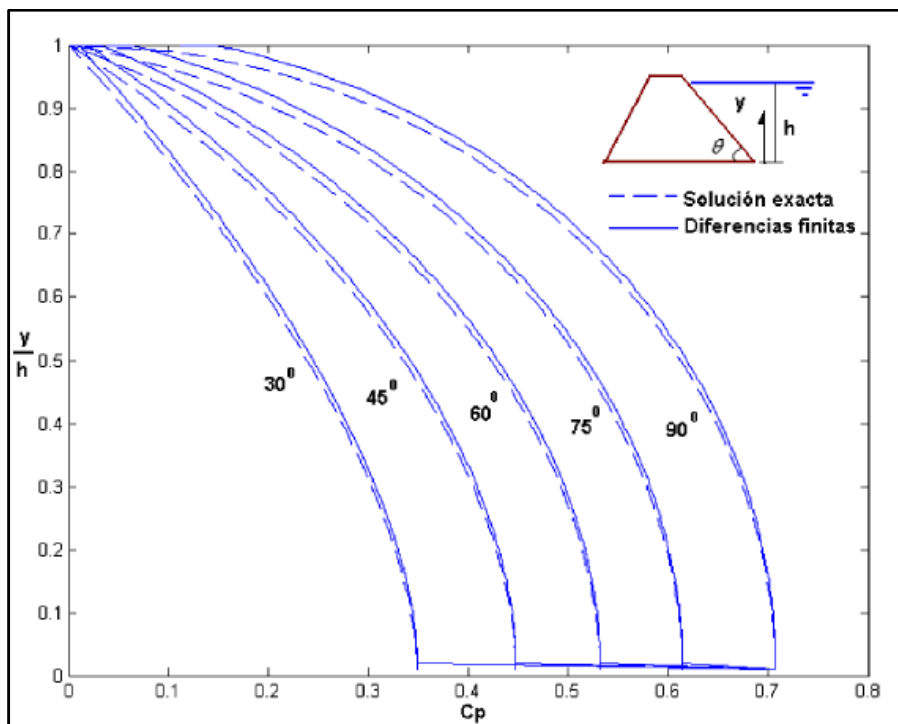
#### 4.4.5. Presión Hidrodinámica

Reemplazando la ecuación (4.14) en la (4.10) se obtiene la ecuación que permite encontrar la Presión Hidrodinámica:

$$p = w * \alpha * \left( \frac{A(y) - \beta y}{2} \right) \quad (4.22)$$

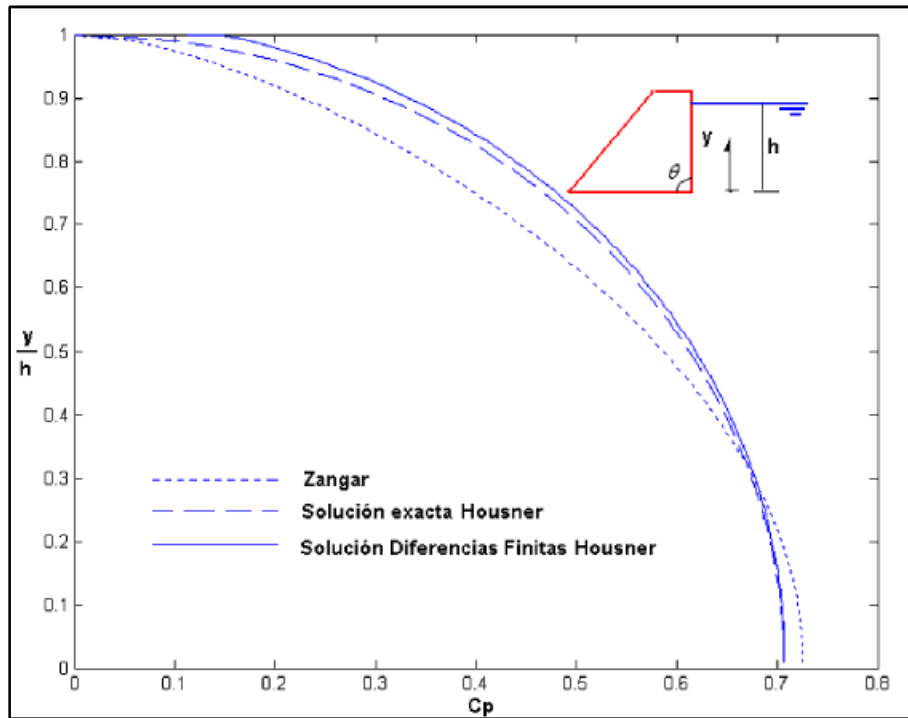
Al comparar la ecuación (4.22) con la ecuación de Zangar  $P_e = C * \alpha * w * h$ , se nota que el coeficiente para el cálculo de la presión hidrodinámica es el que se muestra en la siguiente expresión:

$$C_p = \frac{A(y) - \beta y}{2h} \quad (4.23)$$



**Figura 4. 19** Comparación de los valores de  $C_p$  obtenidos con la Solución Analítica y con Diferencias Finitas. Fuente: Aguiar y Sosa (2010).

También se muestra, para  $\theta = 90^\circ$  una comparación del valor del coeficiente  $C_p$  entre la propuesta de Zangar y las dos propuestas que se presentan en este Capítulo.

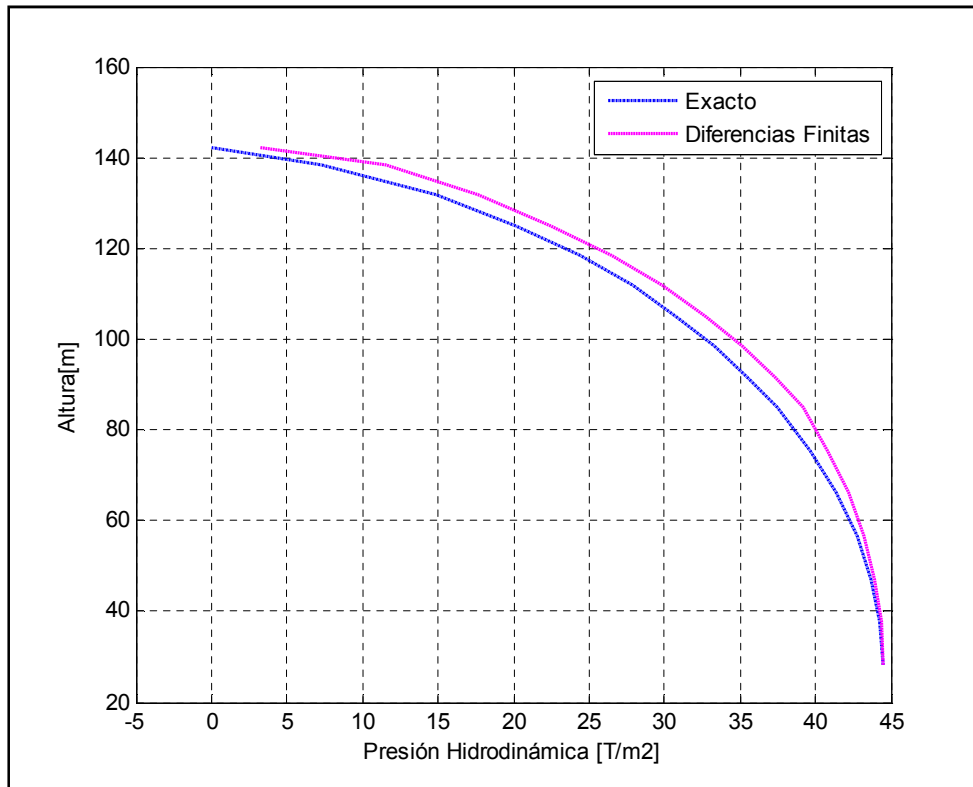


**Figura 4. 20** Valores de  $C_p$  obtenidos con: Zangar, Solución Exacta y Diferencias Finitas.  
Fuente: Aguiar y Sosa (2010).

#### 4.4.6. Fuerzas Hidrodinámicas

Para el cálculo de las fuerzas hidrodinámicas se indican las fórmulas en Aguiar y Sosa (2010), donde se estudia detalladamente el modelo propuesto por Chwang y Housner (1978). En este capítulo se mantiene el mismo criterio que se adoptó en el Capítulo 3, con el que se calculan las fuerzas en la cara aguas arriba de la presa, en base a las presiones y luego se las distribuye equitativamente a todos los nudos en cada línea de acción en sentido X.

Las fuerzas debidas a la Presión Hidrodinámica ejercidas en todos los nudos mediante las soluciones analítica exacta y por diferencias finitas de la ecuación diferencial, se indican en la tabla A.4 de la sección de anexos para el coeficiente sísmico  $\alpha = 0.6148$ , proveniente del análisis sísmico que se realizó en este capítulo.



**Figura 4. 21** Disposición de la Presión Hidrodinámica según Housner para  $\alpha = 0.6148$

La figura 4.18 presenta la disposición de la Presión Hidrodinámica según la propuesta de Housner a partir de la solución analítica exacta en color azul y por Diferencias Finitas en color fucsia, aplicando el coeficiente sísmico obtenido para la sección equivalente.

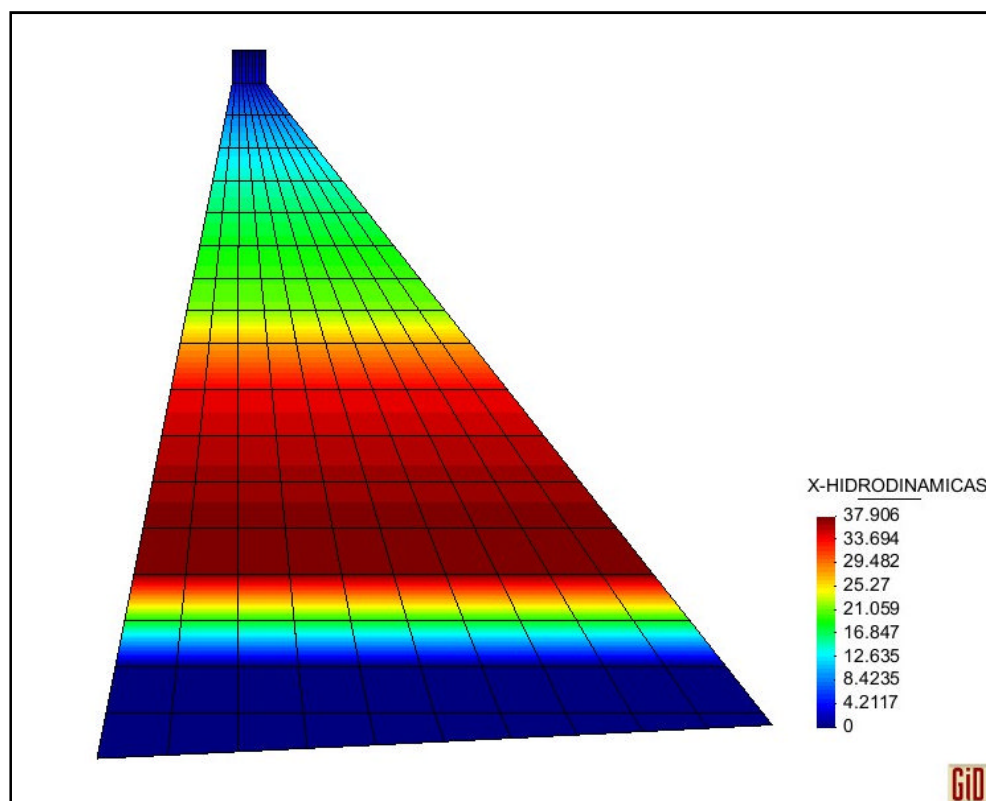
Los programas de CEINCI-LAB, utilizados para obtener los resultados que se indican en este capítulo son los siguientes:

- **fuerzas\_hidrostaticas**, programa que se utilizó anteriormente para hallar la distribución de las fuerzas hidrostáticas en todos los nudos de la malla en la sección transversal de la presa.
- **b\_y**, programa que calcula la Presión Hidrodinámica de acuerdo a la teoría de Housner, en base a la solución analítica.

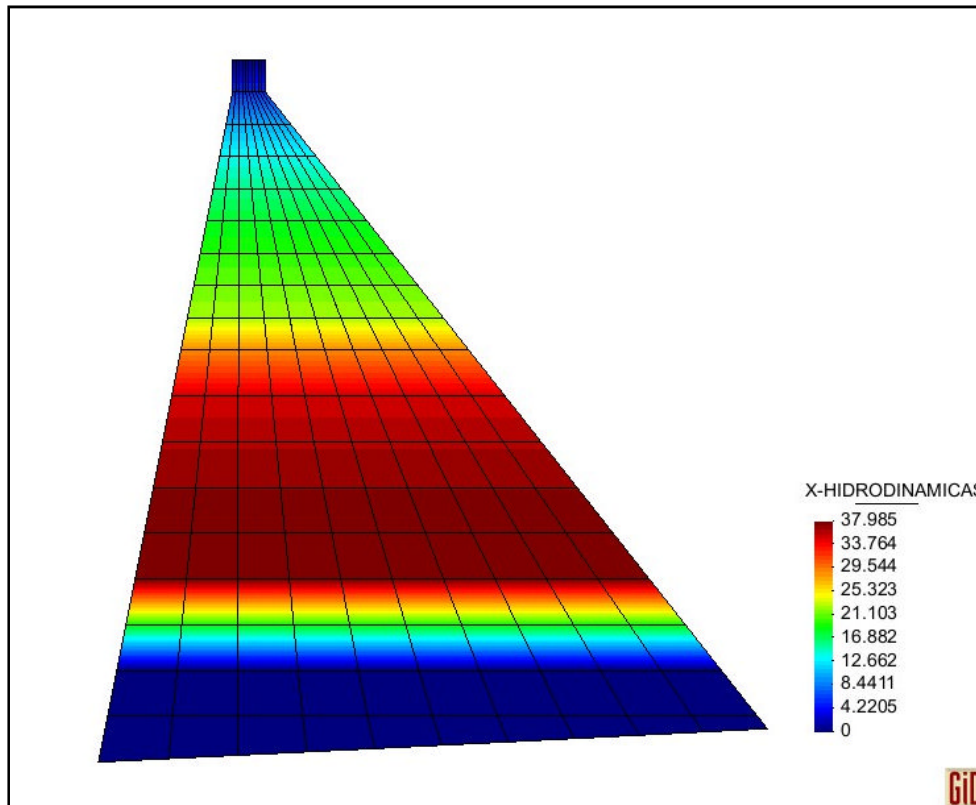


- **by\_difin**, es un programa que al igual que el anterior, resuelve la disposición de la Presión Hidrodinámica con respecto a la teoría de Housner, pero aplicando Diferencias Finitas.
- **fuerzas\_hidrodinamicas**, programa que ya fue utilizado en el Capítulo 3 para obtener la distribución de las fuerzas hidrodinámicas en cada uno de los nudos de la malla en la sección transversal considerada para la estructura. Este programa llama a todos los métodos de cálculo de Presión Hidrodinámica y genera la distribución de fuerzas de acuerdo a la geometría asignada a la presa.

En las figuras 4.19 y 4.20, se presentan las distribuciones de fuerzas hidrodinámicas en todos los nudos de la malla de elementos finitos sobre la sección equivalente de acuerdo al cálculo de la Presión Hidrodinámica mediante la solución analítica de Housner y por diferencias finitas.



**Figura 4. 22** Fuerzas Hidrodinámicas para  $\alpha = 0.6148$  (Housner – Solución Analítica)



**Figura 4. 23** Fuerzas Hidrodinámicas para  $\alpha = 0.6148$  (Housner – Diferencias Finitas)

En las figuras de fuerzas hidrodinámicas, se puede observar en las leyendas de resultados, que los valores obtenidos entre la solución analítica y por diferencias finitas se aproximan estrechamente entre sí, variando por menos de una tonelada.

De la misma manera que se hizo para las fuerzas debidas a la Presión Hidrostática e Hidrodinámica en el Capítulo 3, se calcula el cortante basal de fuerzas hidrodinámicas  $V_{HD}$  y el correspondiente coeficiente de cargas  $c_{HD}$ , con el fin de comparar el aporte de éstas con respecto a las fuerzas sísmicas.

El peso total de la presa para el metro de espesor de análisis es el mismo que se indicó anteriormente y su valor es:

$$PT = 23901 T$$

Con los valores  $V_{HD}$  y  $PT$  se puede hallar el coeficiente de fuerzas hidrodinámicas de la siguiente manera:

$$c_{HD} = \frac{V_{HD}}{PT}$$

Entonces, de acuerdo al coeficiente  $\alpha = 0.6148$ , proveniente del análisis sísmico mediante el criterio de combinación modal del Máximo Valor Probable, para la sección equivalente que se adoptó en este capítulo, se obtienen los resultados que se indican a continuación.

- De acuerdo a la teoría de Housner y aplicando la solución analítica exacta:

$$V_{HD.SA} = 3797 T$$

$$c_{HD.SA} = 0.1588$$

- De acuerdo a la teoría de Housner y aplicando la solución por Diferencias Finitas:

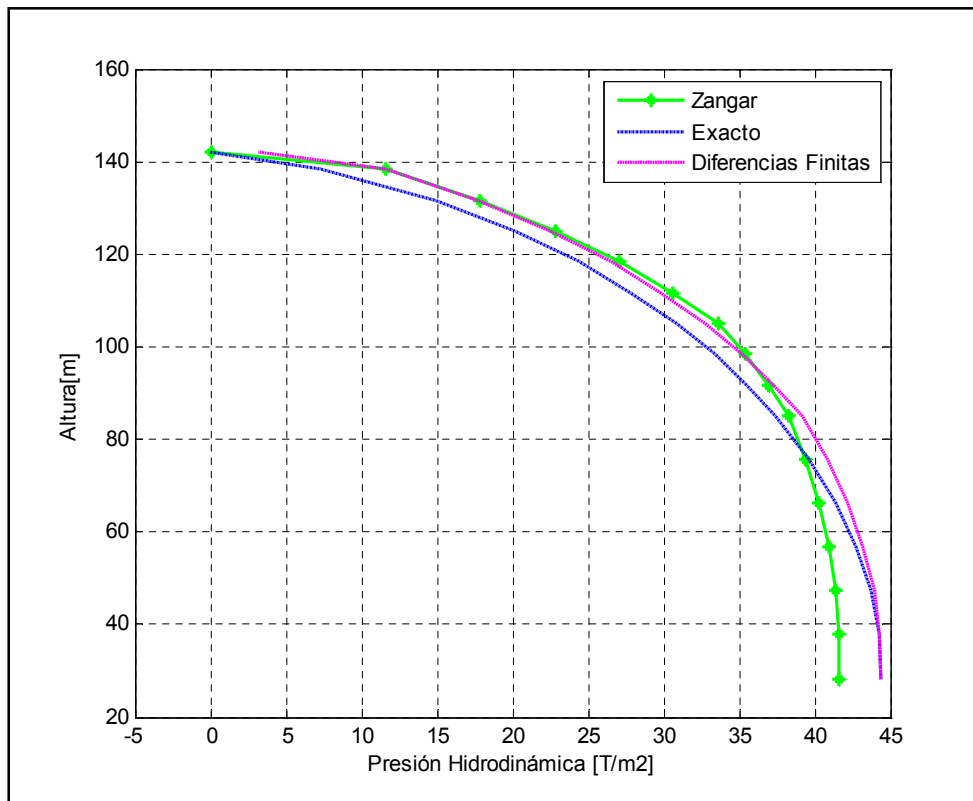
$$V_{HD.DF} = 3961 T$$

$$c_{HD.DF} = 0.1657$$

El efecto de las cargas originadas por la Presión Hidrodinámica varía en proporción al coeficiente sísmico puesto que su valor interviene directamente en la fórmula de Housner. Se observa que los resultados de las fuerzas hidrodinámicas son un poco mayores con la solución por diferencias finitas, lo cual se debe a que se utiliza un método numérico para llegar a la solución. Entre más divisiones se consideren en la malla de elementos finitos, más semejantes serán los resultados obtenidos con ambos métodos.

#### 4.5. COMPARACIÓN DE LOS MODELOS DE ZANGAR Y HOUSNER

Los modelos de las teorías de Zangar y Housner son propuestas clásicas para el cálculo de las Presiones Hidrodinámicas, y habiendo aplicado ambos para el análisis del efecto hidrodinámico en la Presa Chontal se pudieron obtener resultados que no varían significativamente.



**Figura 4. 24** Comparación de resultados de la Presión Hidrodinámica calculada mediante Zangar y Housner a partir de  $\alpha = 0.6148$

Es importante recordar que para el método de Zangar se trabajó con la sección original ya que ese método presenta varias alternativas para el factor de cálculo del coeficiente de presión de acuerdo a la geometría que se presente, permitiendo tener dos inclinaciones en el lado aguas arriba de la Presa. En cambio el método de Housner que es más general aunque los cálculos son más complejos, se lo trabajó empleando la geometría equivalente que se

detalló al principio de este capítulo, y solamente permite considerar una pendiente en la cara de la presa que se encuentra en contacto con el agua.

Para tener una idea de la diferencia entre los métodos de Zangar y Housner, en la figura 4.21 se presentan, los esquemas de disposición de las Presiones Hidrodinámicas halladas con ambas teorías en base al coeficiente sísmico que se indica en este estudio.

Se aprecia que ambos métodos presentan resultados muy parecidos, sin embargo, los obtenidos con la teoría de Zangar son un poco mayores en el caso de la Presa Chontal si se toma en cuenta el aporte de las fuerzas hidrodinámicas cuyo coeficiente fue  $c_{HD} = 0.1740$  como se calculó en el Capítulo 3 y es un valor que supera a los que se obtienen en el actual capítulo, ante dichos resultados se puede establecer que la propuesta de Zangar es más conservadora que la de Housner, y es más conveniente considerarla en un análisis de combinación de cargas.

## **CAPÍTULO 5**

### **ANÁLISIS DE LA PRESIÓN HIDRODINÁMICA DE LA PRESA CHONTAL MODELANDO EL EMBALSE MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS**

#### **5.1. INTRODUCCIÓN**

##### **5.1.1. Generalidades**

En los Capítulos 3 y 4 se plantearon los modelos clásicos para el cálculo de la Presión Hidrodinámica, los mismos que fueron propuestos por Zangar (1952) y Housner (1978).

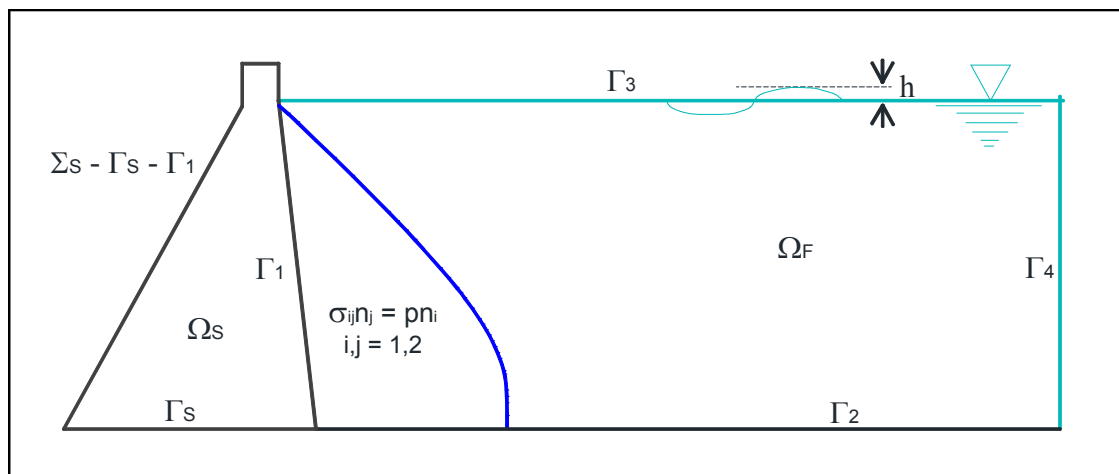
En este capítulo se va a emplear un nuevo método para la obtención de la Presión Hidrodinámica que actúa en la Presa Chontal y es aplicable para presas a gravedad de hormigón RCC sometidas a eventos sísmicos.

En este método, el cual fue propuesto por Tiliouine & Seghir (1998), las consideraciones principales a seguirse para el sistema presa-embalse, son que la estructura es rígida y el fluido es incompresible.

La evaluación de las fuerzas hidrodinámicas y sus efectos en las respuestas de presas a gravedad de hormigón RCC depende de los modelos numéricos utilizados para la idealización de los subsistemas de la presa y del embalse. Estos modelos pueden ser ampliamente categorizados como función de las consideraciones que se tengan para las propiedades físicas del material, de la presa y del fluido en el embalse.

Para este análisis se tienen en cuenta las suposiciones de que el fluido no es viscoso y se extiende a una determinada distancia actuante en la dirección aguas arriba de la Presa.

Convenientemente se mantiene un campo de presión que representa la acción del fluido y un campo de desplazamiento que describe el comportamiento de la presa. Los dominios de la presa y el embalse, se ilustran en la figura 5.1, están modelados separadamente y se demuestra que las fuerzas de interacción dinámica que relacionan los dos subsistemas en la interfaz presa-agua son causadas por las presiones hidrodinámicas de la parte del fluido que actúa en la cara aguas arriba de la presa, y por las aceleraciones estructurales en la interfaz que actúan en el embalse.



**Figura 5. 1** Dominio y nomenclatura del sistema presa-embalse y distribución de fuerzas hidrodinámicas

En general, el campo ecuaciones continuas para una presa flexible a gravedad fija en su base, a lo largo con las condiciones de borde apropiadas se pueden resumir de la siguiente manera:

$$\sigma_{ij,j} + f_i = \rho_s \ddot{u}_i \quad | \Omega_s \quad (5.1)$$

$$\sigma_{ij} n_j = \rho n_i \quad | \Gamma_1 \quad (5.2)$$

$$\sigma_{ij}n_j = 0 \quad | \Sigma_s - \Gamma_1 - \Gamma_s \quad (5.3)$$

$$u_i = 0 \quad | \Gamma_s \quad (5.4)$$

La nomenclatura indicada en la figura 5.1 se detalla a continuación:

$\Omega_s, \Sigma_s \implies$  Dominio de la estructura y su contorno en equilibrio

$\Gamma_s \implies$  Base de la presa

$\Gamma_1 \implies$  Interfaz fluido – estructura

$\rho_s \implies$  Densidad de masa de presa

$u_i, \ddot{u}_i \implies$  Desplazamiento y aceleración de la presa en la dirección  $i$

$p \implies$  Presiones hidrodinámicas en la cara aguas arriba

$n_i \implies$  La componente  $i$  de  $n$  (unidad normal exterior)

$f_i =$  fuerzas del cuerpo en la dirección  $i$

$\sigma_{ij} =$  Vector de esfuerzos

Las ecuaciones que se indican en este capítulo están indicadas en Aguiar R., Sosa D. y Mroginski J. (2011). Para llevar a cabo el análisis sísmico en los subsistemas indicados presa y embalse, se emplea el siguiente sistema de ecuaciones diferenciales de segundo orden:

$$M_s \ddot{U} + C_s \dot{U} + K_s U = F_g + F_p \quad (5.5)$$

En la cual  $M_s$ ,  $C_s$  y  $K_s$  son respectivamente las matrices de masas, amortiguamiento y rigidez de de la estructura de la presa.  $F_g$  representa el vector de cargas generalizadas que se producen por la acción sísmica y  $F_p$  corresponde al vector de fuerzas producido por la presión hidrodinámica. Es también necesario mencionar que la matriz de amortiguamiento global para la



presa se construye más efectivamente aplicando el concepto de amortiguamiento tipo Rayleigh a la estructura y se puede calcular a partir de la siguiente ecuación:

$$C_s = \alpha M_s + \beta K_s \quad (5.6)$$

Donde  $\alpha$  y  $\beta$  son constantes proporcionalmente seleccionadas para controlar los factores de amortiguamiento de los modos más bajo y más alto esperados en contribuir significativamente a la respuesta. El vector desconocido de la variable nodal básica  $U$  representa los desplazamientos relativos en los puntos nodales del modelo de elementos finitos de la presa a ser analizada y el símbolo  $\dot{\phantom{x}}$  denota derivación con respecto al tiempo.

$$F_g = -M_s \ddot{U}_g \quad (5.7)$$

El vector de fuerzas  $F_g$  contiene las componentes de la fuerza generada por el prescrito vector de aceleraciones  $\ddot{U}_g$  aplicadas en los puntos nodales de la estructura. El vector adicional  $F_p$  de las fuerzas hidrodinámicas que actúan en la cara aguas arriba de la presa se relaciona con el vector desconocido de presiones nodales  $P$ , en los puntos nodales del modelo de elementos finitos del embalse a través de la matriz de transformación  $Q$  como se muestra a continuación:

$$F_p = QP \quad (5.8)$$

con

$$Q = - \int_{\Gamma_1} N_u^T n N_p d\Gamma \quad (5.9)$$

Las presiones perpendiculares a la cara de la presa son transformadas mediante la matriz  $Q$ , en componentes en la dirección de los grados de libertad correspondientes a los desplazamientos de la presa.

En la última ecuación,  $N_u$  y  $N_p$  representan las funciones de forma de los elementos finitos respectivamente utilizadas para la interpolación del desplazamiento de la presa y de las variables del campo de presiones del embalse.

En la ecuación (5.9), la componente normal superficial está representada por  $n$ .

Dado este caso, y con el fin de investigar la incidencia de varias suposiciones en la respuesta de presas a gravedad de concreto sujetas a excitaciones sísmicas, las presiones hidrodinámicas a ser utilizadas en la ecuación (5.8), se calcularán de acuerdo al modelo presa-embalse que se detalla en este capítulo.

### 5.1.2. Descripción del Modelo de Presa Rígida - Agua Incompresible

El modelo estándar de presa rígida - agua incompresible debería ser considerado como extensión del problema de Westergaard. Para este modelo, las ecuaciones de gobierno para el desplazamiento y para los campos de presión hidrodinámicas están desacopladas. El campo de presión continua satisface la ecuación de Laplace y la distribución de presiones hidrodinámicas se puede obtener a partir de las siguientes ecuaciones:

$$\nabla^2 p = 0 \quad | \Omega_f \quad (5.10)$$

$$\frac{dp}{dn} = -\rho_f \ddot{u}_n^g \quad | \Gamma_1 \quad (5.11)$$

$$\frac{dp}{dn} = 0 \quad | \Gamma_2 + \Gamma_4 \quad (5.12)$$

$$\frac{dp}{dn} = -\frac{1}{\rho_f g} \ddot{p} \quad | \Gamma_3 \quad (5.13)$$

En estas ecuaciones, los parámetros físicos  $\rho_f$  y  $g$  representan la densidad de masa del fluido y la constante gravitacional respectivamente. Los símbolos  $\Gamma_2, \Gamma_3, \Gamma_4$  corresponden al fondo, la superficie en equilibrio y a los bordes del elemento finito respectivamente. En la ecuación (5.11), el símbolo  $\ddot{u}_n^g$  indica la componente normal externa del vector de aceleración del suelo aplicado a las partículas solidas húmedas en la interfaz presa-agua.

Alternativamente, el sistema discreto correspondiente de las ecuaciones de elementos finitos es:

$$M_F \ddot{P} + K_F P = q \quad (5.14)$$

En la ecuación anterior, el vector de presiones está representado por la letra  $P$ .

En la ecuación (5.14), las matrices de masa y rigidez ensambladas de elementos finitos para el subsistema del agua en el embalse, respectivamente son:

$$M_F = \int_{\Gamma_3} N_p^T \frac{1}{g} N_p d\Gamma \quad (5.15)$$

y

$$K_F = \int_{\Omega_f} \nabla N_p^T N_p d\Omega \quad (5.16)$$

En la ecuación (5.14), el vector de cargas  $q$  está dado por la expresión:

$$q = - \int_{\Gamma_1} \rho_f \ddot{u}_n^g N_p^T d\Gamma \quad (5.17)$$

No se espera que este modelo de resultados exactos para grandes presas ya que la flexibilidad de la presa y la compresibilidad del agua se han omitido. Dado que en general los efectos de onda superficial son de menor importancia y pueden ignorarse para propósitos prácticos, el vector de presiones hidrodinámicas que actúan en los puntos nodales del modelo agua embalse se puede estimar directamente a partir de:

$$P = -K_F^{-1}q \quad (5.18)$$

## 5.2. OBTENCIÓN DE LA MATRIZ DE RIGIDEZ PARA UN ELEMENTO FINITO DE AGUA

La deducción para obtener la matriz de rigidez de un elemento finito de agua  $H_{ww}$ , se presenta en Aguiar y Mroginski (2010) y está dada por la siguiente ecuación:

$$H_{ww} = \int_{\Omega_f} (\nabla N_p)^T \frac{k^{rw}}{\mu^w} \nabla N_p d\Omega_f \quad (5.19)$$

Es importante indicar el significado de cada término en la ecuación anterior:

$k^{rw}$  = permeabilidad relativa del agua

$\mu^w$  = viscosidad cinemática (depende de la temperatura y presión)

$N_p$  = funciones de forma del agua (modelo de fluido incompresible)

$\nabla N_p$  = matriz con las derivadas de  $N_p$  con respecto a  $X, Y$

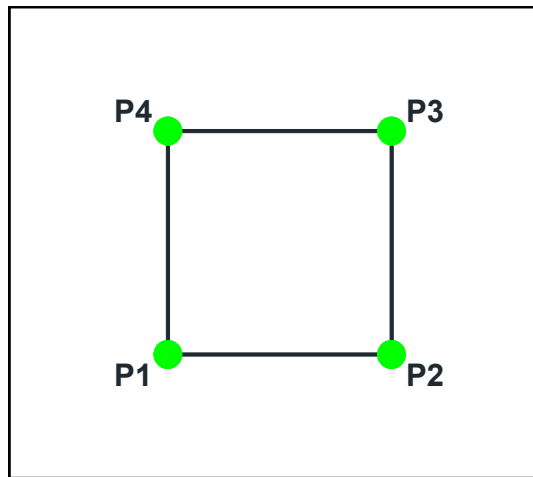
También es necesario mencionar que la capacidad de un material para que un fluido lo atraviese sin que su estructura interna se vea afectada, para el caso del agua  $k^{rw}/\mu^w$  es la unidad.

Teniendo en cuenta lo indicado, la matriz de rigidez para un elemento finito de agua queda expresada mediante la ecuación siguiente:

$$H_{ww} = \int_{\Omega_f} (\nabla N_p)^T \nabla N_p d\Omega_f \quad (5.20)$$

### 5.2.1. Funciones de forma

Las características del elemento finito del agua son que tiene cuatro nudos y cuatro grados de libertad (es decir un grado de libertad en cada nudo) que corresponden a las presiones nodales  $P$ .

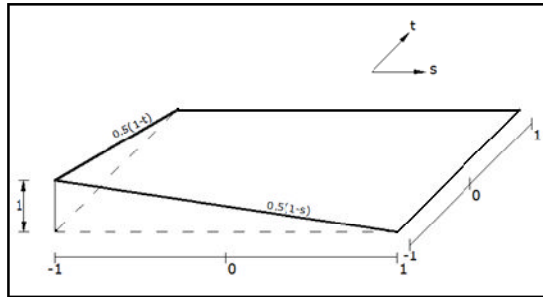


**Figura 5. 2** Esquema general del elemento finito de agua. Fuente

Para el elemento finito indicado en la figura anterior, las funciones de forma a utilizarse son las que se muestran a continuación:

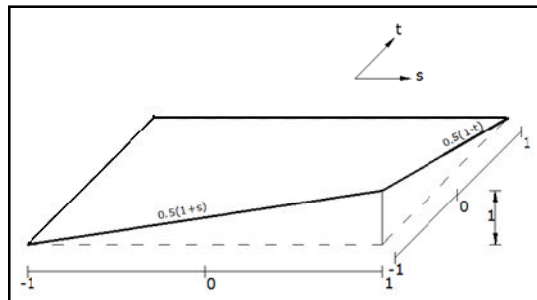
$$N_p = \{\phi_1^w(s, t) \quad \phi_2^w(s, t) \quad \phi_3^w(s, t) \quad \phi_4^w(s, t)\} \quad (5.21)$$

$$\phi_1^w(s, t) = \frac{1}{4}(1 - s)(1 - t) \quad (5.22)$$



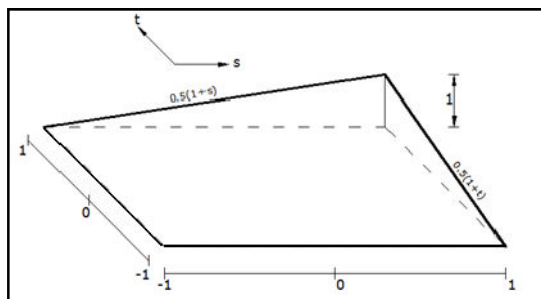
**Figura 5.3** Función de forma para la fase líquida asociada a la Presión P1. Fuente: Aguiar, Sosa y Mroginski (2011).

$$\phi_2^w(s, t) = \frac{1}{4}(1 + s)(1 - t) \quad (5.23)$$



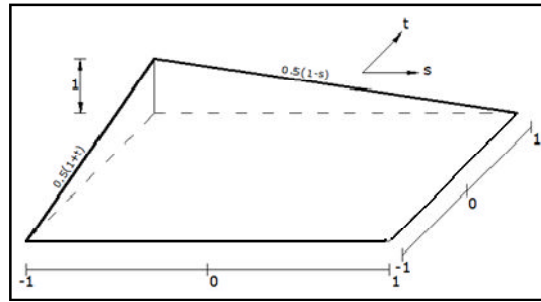
**Figura 5.4** Función de forma para la fase líquida asociada a la Presión P2. Fuente: Aguiar, Sosa y Mroginski (2011).

$$\phi_3^w(s, t) = \frac{1}{4}(1 + s)(1 + t) \quad (5.24)$$



**Figura 5.5** Función de forma para la fase líquida asociada a la Presión P3. Fuente: Aguiar, Sosa y Mroginski (2011).

$$\phi_4^w(s, t) = \frac{1}{4}(1-s)(1+t) \quad (5.25)$$



**Figura 5. 6** Función de forma para la fase líquida asociada a la Presión P4. Fuente: Aguiar, Sosa y Mroginski (2011).

### 5.2.2. Obtención de la Matriz Jacobiana

Las funciones de forma indicadas anteriormente están expresadas en coordenadas naturales (s,t), de modo que para su transformación a coordenadas reales (x,y), es necesario utilizar las ecuaciones que se indican a continuación:

$$x = 0.25[(1-s)(1-t)x_1 + (1+s)(1-t)x_2 + (1+s)(1+t)x_3 + (1-s)(1+t)x_4] \quad (5.26)$$

$$y = 0.25[(1-s)(1-t)y_1 + (1+s)(1-t)y_2 + (1+s)(1+t)y_3 + (1-s)(1+t)y_4]$$

En las ecuaciones (5.26), las coordenadas de los vértices del elemento finito de agua están expresadas por (x1, y1), (x2, y2), (x3, y3) y (x4, y4).

La matriz Jacobiana queda indicada de la siguiente manera:

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial x(s, t)}{\partial s} & \frac{\partial y(s, t)}{\partial s} \\ \frac{\partial x(s, t)}{\partial t} & \frac{\partial y(s, t)}{\partial t} \end{bmatrix} \quad (5.27)$$

Al obtener el determinante de la matriz J se tiene el área de influencia del punto de integración en la cuadratura de Gauss y además se utiliza para hallar el

gradiente de las funciones de forma  $\nabla N_p$ , el cual se calcula como lo muestra la expresión (5.28).

$$\nabla N_p = \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_1^w(s, t)}{\partial x} & \frac{\partial \phi_2^w(s, t)}{\partial x} & \frac{\partial \phi_3^w(s, t)}{\partial x} & \frac{\partial \phi_4^w(s, t)}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi_1^w(s, t)}{\partial y} & \frac{\partial \phi_2^w(s, t)}{\partial y} & \frac{\partial \phi_3^w(s, t)}{\partial y} & \frac{\partial \phi_4^w(s, t)}{\partial y} \end{bmatrix} \quad (5.28)$$

Una manera simplificada de expresar la ecuación anterior es la que se muestra a continuación:

$$\nabla N_p = \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i^w(s, t)}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi_i^w(s, t)}{\partial y} \end{bmatrix}$$

Donde  $i$  va desde 1 hasta 4 y siguiendo la regla de la cadena se puede llegar a lo siguiente:

$$\begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i^w(s, t)}{\partial x} \\ \frac{\partial \phi_i^w(s, t)}{\partial y} \end{bmatrix} = J^{-1} \begin{bmatrix} \frac{\partial \phi_i^w(s, t)}{\partial s} \\ \frac{\partial \phi_i^w(s, t)}{\partial t} \end{bmatrix} \quad (5.29)$$

### 5.2.3. Obtención de la matriz de rigidez de un elemento finito de agua

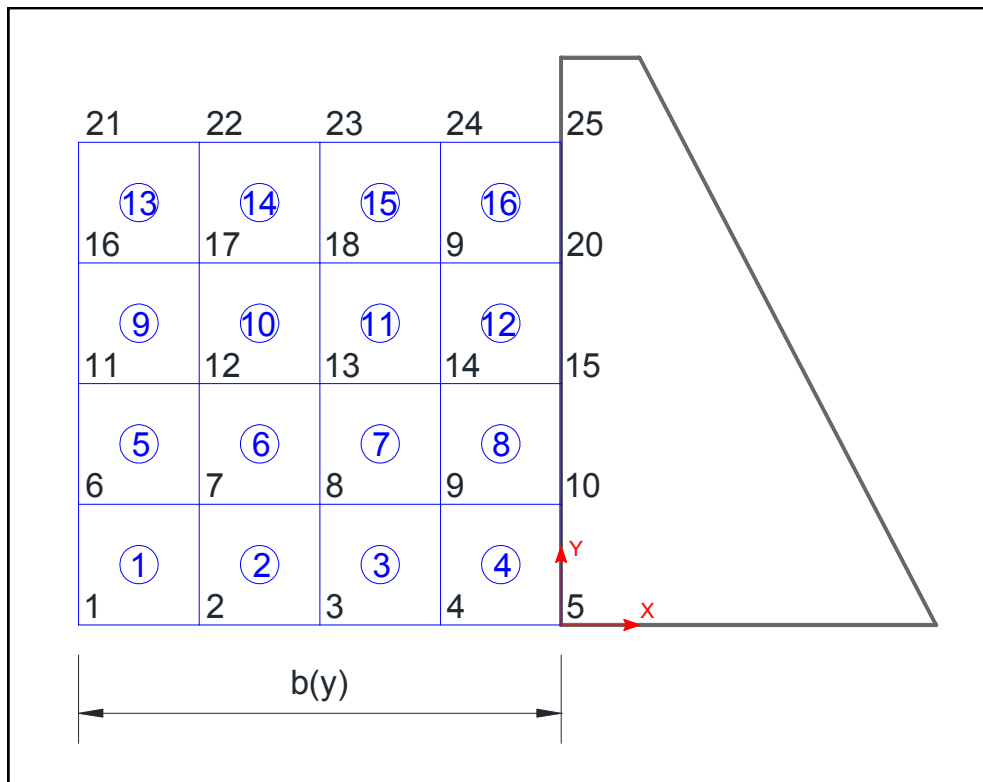
El programa que se utiliza en este estudio para hallar la matriz de rigidez de cada elemento finito del agua en el embalse es *rigidez\_elemento\_finito\_agua* que se indica en Aguiar, Sosa y Mroginski (2011), el cual incorpora la teoría y fórmulas indicadas en esta sección, dentro de una subrutina en base a Matlab de la librería CEINCI-LAB.



### 5.3. MATRIZ DE RIGIDEZ DEL AGUA EN EL EMBALSE

La matriz de rigidez del agua en el embalse es la que fue indicada en la ecuación (5.16) como  $K_F$ . En Aguiar (2004) se menciona como obtener dicha matriz por ensamblaje directo, y es la forma en la que se la obtiene en este capítulo.

Se realiza un ejemplo explicativo a partir de la figura que se presenta a continuación:

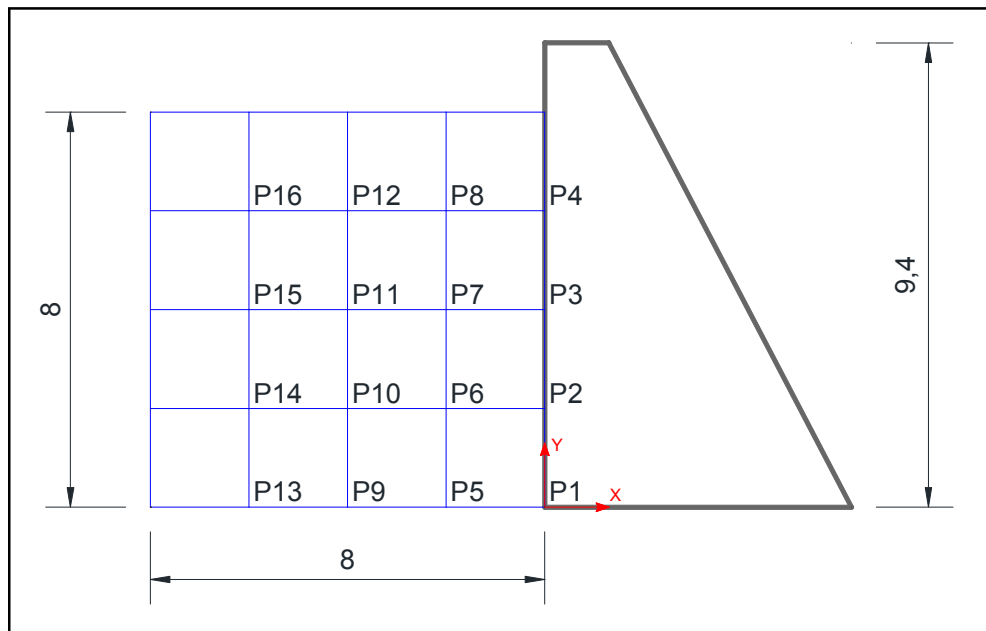


**Figura 5. 7** Discretización del subsistema del agua en el embalse

Como se puede observar en la figura anterior se consideran 4 divisiones tanto en sentido X como en sentido Y, con lo que se tienen 16 elementos finitos de agua donde los números dentro de círculos en color azul indican el orden de cada elemento finito y los nudos numerados del 1 al 25 son los puntos de acción de las presiones.

### 5.3.1. Grados de libertad del subsistema del agua en el embalse

Para la numeración de los grados de libertad correspondientes a las presiones, el procedimiento se realiza comenzando desde el nudo inferior derecho, desde abajo hacia arriba y así cada columna a la izquierda. Se debe notar que en la superficie del líquido, las presiones son nulas y se hace la consideración que en el borde del dominio del agua las presiones también carecen de valores como lo indica la figura 5.8.



**Figura 5. 8** Grados de libertad del dominio del agua en el embalse (represa).

### 5.3.2. Vectores de Colocación

La matriz con los vectores de colocación para el dominio del agua en el embalse se obtiene con la ayuda del programa **vc\_represa** de la librería CEINCI-LAB, con el cual se obtienen los vectores de colocación. Para el modelo del ejemplo considerado en este capítulo los vectores de colocación son los que se muestran a continuación:

$$VC = \begin{bmatrix} 0 & 13 & 14 & 0 \\ 13 & 9 & 10 & 14 \\ 9 & 5 & 6 & 10 \\ 5 & 1 & 2 & 6 \\ 0 & 14 & 15 & 0 \\ 14 & 10 & 11 & 15 \\ 10 & 6 & 7 & 11 \\ 6 & 2 & 3 & 7 \\ 0 & 15 & 16 & 0 \\ 15 & 11 & 12 & 16 \\ 11 & 7 & 8 & 12 \\ 7 & 3 & 4 & 8 \\ 0 & 16 & 0 & 0 \\ 16 & 12 & 0 & 0 \\ 12 & 8 & 0 & 0 \\ 8 & 4 & 0 & 0 \end{bmatrix}$$

Además el mismo programa que calcula los vectores de colocación, obtiene las matrices XE y YE que corresponden a las coordenadas en sentido horizontal y vertical de los elementos finitos.

**Tabla 5. 1** Coordenadas XE para cada elemento finito del ejemplo indicado en la figura 5.7

ELEMENTO	NUDO P1	NUDO P2	NUDO P3	NUDO P4
1	-8	-6	-6	-8
2	-6	-4	-4	-6
3	-4	-2	-2	-4
4	-2	0	0	-2
5	-8	-6	-6	-8
6	-6	-4	-4	-6
7	-4	-2	-2	-4
8	-2	0	0	-2
9	-8	-6	-6	-8
10	-6	-4	-4	-6
11	-4	-2	-2	-4
12	-2	0	0	-2
13	-8	-6	-6	-8
14	-6	-4	-4	-6
15	-4	-2	-2	-4
16	-2	0	0	-2

**Tabla 5. 2** Coordenadas YE para cada elemento finito del ejemplo indicado en la figura 5.7

ELEMENTO	NUDO P1	NUDO P2	NUDO P3	NUDO P4
1	0	0	2	2
2	0	0	2	2
3	0	0	2	2
4	0	0	2	2
5	2	2	4	4
6	2	2	4	4
7	2	2	4	4
8	2	2	4	4
9	4	4	6	6
10	4	4	6	6
11	4	4	6	6
12	4	4	6	6
13	6	6	8	8
14	6	6	8	8
15	6	6	8	8
16	6	6	8	8

Como puede observarse en las tablas 5.1 y 5.2, existe una fila de coordenadas tanto en sentido X como en sentido Y para cada elemento finito.

### 5.3.3. Datos requeridos para obtener las matrices VC, XE y YE

Para la obtención de las matrices con los vectores de colocación (VC), con las coordenadas en sentido X de cada elemento (XE) y con las coordenadas en sentido Y de cada elemento (YE), es necesario conocer los siguientes datos de ingreso al programa **vc\_represa**:

- $divx$  = Divisiones del dominio del agua en sentido X, se consideran 4 para el ejemplo de la figura 5.7.
- $divy$  = Divisiones del dominio del agua en sentido Y, se consideran 4 para el ejemplo de la figura 5.7.

- base = vector que contiene los datos de la franja de agua que se considera actuante sobre la cara aguas arriba de la Presa. Para el ejemplo de la figura 5.7 se trabaja con:

$$base = [8 \ 8 \ 8 \ 8 \ 8]$$

Se tienen cinco valores porque corresponden a cada línea, es decir que el vector base siempre va a tener una cantidad de datos superior en uno a divy.

- hl = altura del agua que actúa en la cara en contacto con la Presa.

#### **5.3.4. Datos requeridos para la obtención de la matriz de rigidez del agua en el embalse**

Para obtener la matriz de rigidez del agua en el embalse (SSw), es necesario conocer los datos siguientes:

- VC = matriz con los vectores de colocación de cada elemento finito de agua, obtenida mediante el programa *vc\_represa*.
- divx = Divisiones del dominio del agua en sentido X, se consideran 4 para el ejemplo de la figura 5.7.
- divy = Divisiones del dominio del agua en sentido Y, se consideran 4 para el ejemplo de la figura 5.7.
- XE = coordenadas en sentido X de cada elemento finito de agua.
- YE = coordenadas en sentido Y de cada elemento finito de agua.
- espesor = dimensión normal a la sección transversal de la presa, se considera 1 metro como espesor de análisis.

- $n_{gl}$  = número de grados de libertad del subsistema discretizado del agua en el embalse. Para el ejemplo de la figura 5.7 se tienen 16 grados de libertad.

Los datos indicados se ingresan al programa ***rigidez\_represa*** el cual obtiene la matriz de rigidez del subsistema de agua por ensamblaje directo (SSw), llamando al programa ***rigidez\_elemento\_finito\_agua*** y asignándole la ubicación correspondiente a cada elemento finito de acuerdo a su vector de colocación previamente hallado con el programa ***vc\_represa***.

Una vez encontrada la matriz de rigidez del agua (SSw), se lleva a cabo la condensación que permite obtener la matriz de rigidez asociada a los grados de libertad en la cara de la Presa que se encuentran en contacto con el agua. Para el caso del ejemplo mostrado en la figura 5.7 se condensa a una matriz de 4 por 4 y se obtiene lo siguiente:

$$KF = \begin{bmatrix} 0.5687 & -0.3150 & -0.0837 & -0.0205 \\ -0.3150 & 1.0537 & -0.3355 & -0.0837 \\ -0.0837 & -0.3355 & 1.1373 & -0.2945 \\ -0.0205 & -0.0837 & -0.2945 & 1.2210 \end{bmatrix}$$

#### 5.4. OBTENCIÓN DEL VECTOR DE CARGAS

En el presente capítulo se va a hallar el vector de cargas  $q$  siguiendo un procedimiento similar al empleado en las propuestas de Zangar (1952) y Housner (1978), es decir que se va a obtener las presiones hidrodinámicas en función del coeficiente sísmico, del que se trató en el Capítulo 2, con el propósito de comparar sus formas al trabajar con elementos finitos de cuatro nudos.

A partir del coeficiente sísmico  $\alpha$  se obtiene la aceleración, la misma que fue deducida por Aguiar y Sosa (2011) y está dada por la siguiente ecuación:

$$\ddot{U}_n^g = \alpha g \frac{1}{\sqrt{1 + \beta^2}} \quad (5.30)$$

Donde:

$g =$  *aceleración de la gravedad*

$\beta = \cot \theta$

$\theta =$  *ángulo de inclinación de la cara aguas arriba de la presa*

Las fuerzas actuantes en los nudos de la cara de la Presa que está en contacto con el agua del embalse se hallan a partir del producto de la masa por la aceleración. Se sabe que a su vez la masa es igual al cociente entre el peso y la gravedad y además que el peso resulta de multiplicar el peso específico por el volumen, con lo que al reemplazar estos datos tomando como consideración que se trabaja con un metro de espesor de análisis, se pueden obtener las fuerzas nodales  $q_i$  mediante la siguiente ecuación:

$$q_i = \gamma \alpha \frac{1}{\sqrt{1 + \beta^2}} L_i \quad (5.31)$$

Donde:

$\gamma =$  *peso específico del agua*

$L_i =$  *longitud del elemento finito en la cara de la presa en contacto con agua*

$q_i =$  *elemento  $i$  del vector de cargas*

## 5.5. CÁLCULO DE LA FRANJA DE AGUA

El ancho o franja de agua actuante en la cara aguas arriba de la presa para el ejemplo de la figura 5.7 fue denotado como  $b(y)$  y para ese caso se lo consideró constante en toda la altura del líquido. Se sabe que esta franja de agua puede también calcularse mediante la propuesta de Housner (1978), la misma que ya fue explicada en el capítulo anterior y que está dada por la ecuación diferencial que se muestra a continuación:

$$A(y) \frac{dA(y)}{dy} - \beta A(y) = -2y \quad (5.32)$$

Donde:

$y =$  distancia vertical medida desde el fondo de la presa

$\beta =$  cotangente del ángulo de inclinación de la cara aguas arriba de la presa

La condición de borde que se utiliza para la resolución de la ecuación anterior es la siguiente:

$$A(y = h) = \beta h$$

Después de la resolución de la ecuación diferencial (5.32) se procede a obtener el ancho de la franja  $b(y)$  mediante la siguiente ecuación:

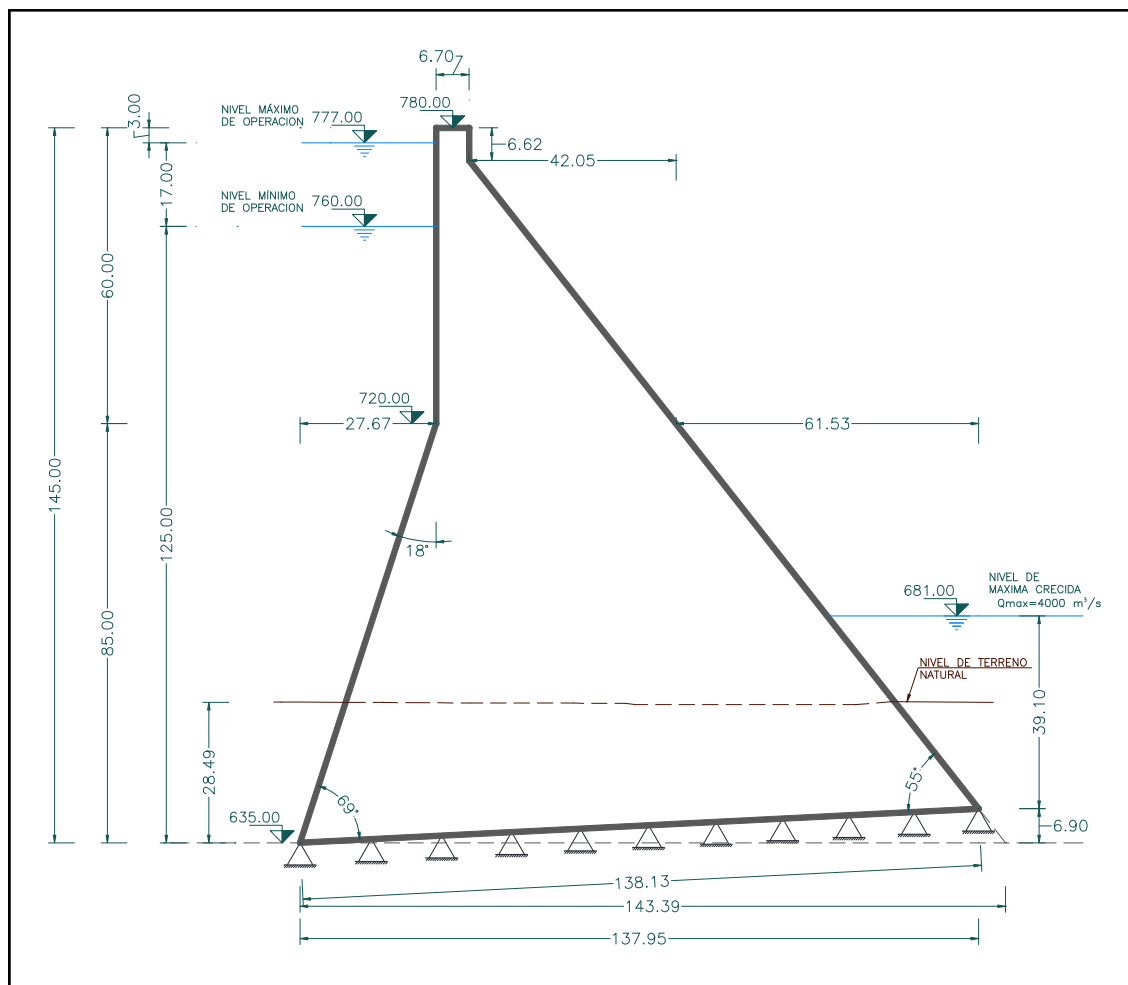
$$b(y) = \frac{A(y) + \beta(y)}{2} \quad (5.33)$$

La ecuación diferencial (5.31) empleando la solución analítica es un tanto compleja por lo que también se la puede obtener mediante diferencias finitas como se lo hace en Aguiar y Sosa (2011).



## 5.6. CÁLCULO DE LA PRESIÓN HIDRODINÁMICA MEDIANTE ELEMENTOS FINITOS PARA LA PRESA CHONTAL

En la figura 5.9 se presenta nuevamente la geometría de la Presa Chontal, la cual formará parte del Proyecto Integrado Guayllabamba y tiene las características que se muestran a continuación:



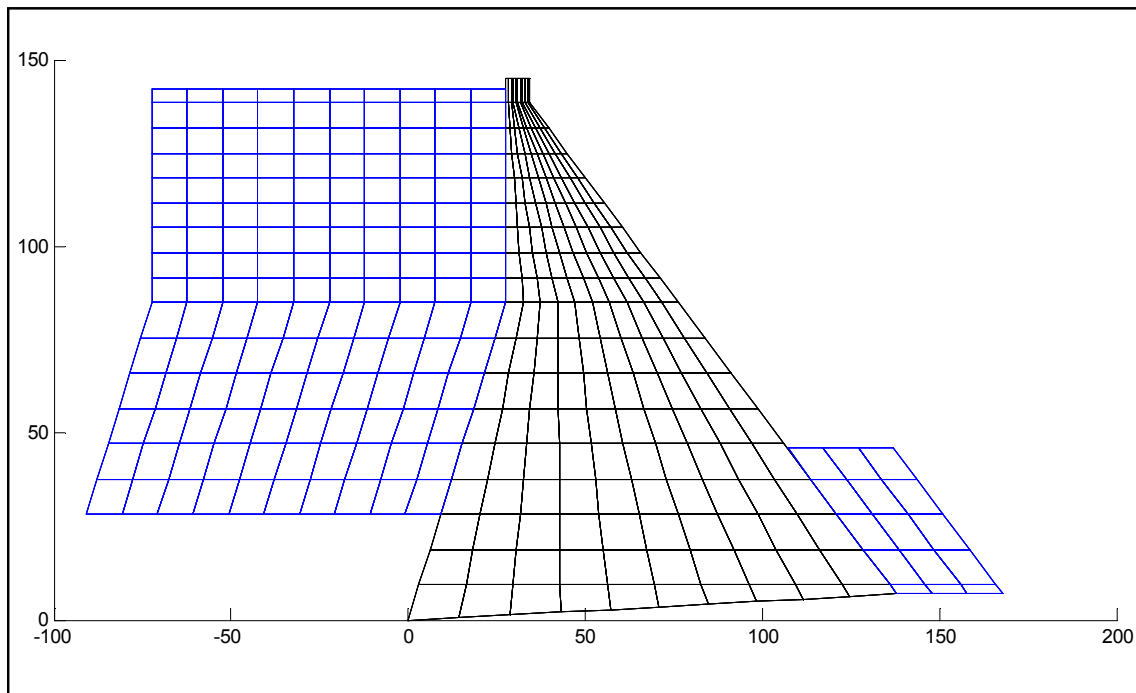
**Figura 5.9** Sección transversal real de la Presa Chontal. Fuente: Aguiar y Tarambís (2010).

Es de gran importancia mencionar que el espectro para la Presa Chontal, el cual ya fue indicado en el Capítulo 2, fue obtenido para un sismo MCE cuyo período de retorno es de 970 años, Aguiar (2010).

Para el análisis sísmico se consideró el Criterio de Combinación Modal del Máximo Valor Probable con el que se llegó a un valor del coeficiente sísmico

$\alpha = 0.5955$ . Con dicho coeficiente se puede calcular el vector de cargas mediante la ecuación (5.31).

En la figura 5.10 se indica la malla de elementos finitos del agua en el embalse con la cual se trabajó para la obtención de la Presión Hidrodinámica de la Presa Chontal. Además se presenta la malla de elementos finitos de la sección real de la Presa Chontal. Al igual que en los capítulos anteriores, se consideraron 10 divisiones en sentido X y 18 divisiones en sentido Y para la Presa. Se adoptó la misma cantidad de divisiones en X e Y para el agua, es decir que se tiene una malla de 180 elementos finitos en el embalse considerando el nivel del agua igual a la altura de la Presa. Además se indica el nivel aguas abajo pero se recalca que no influye en la Presión Hidrodinámica.

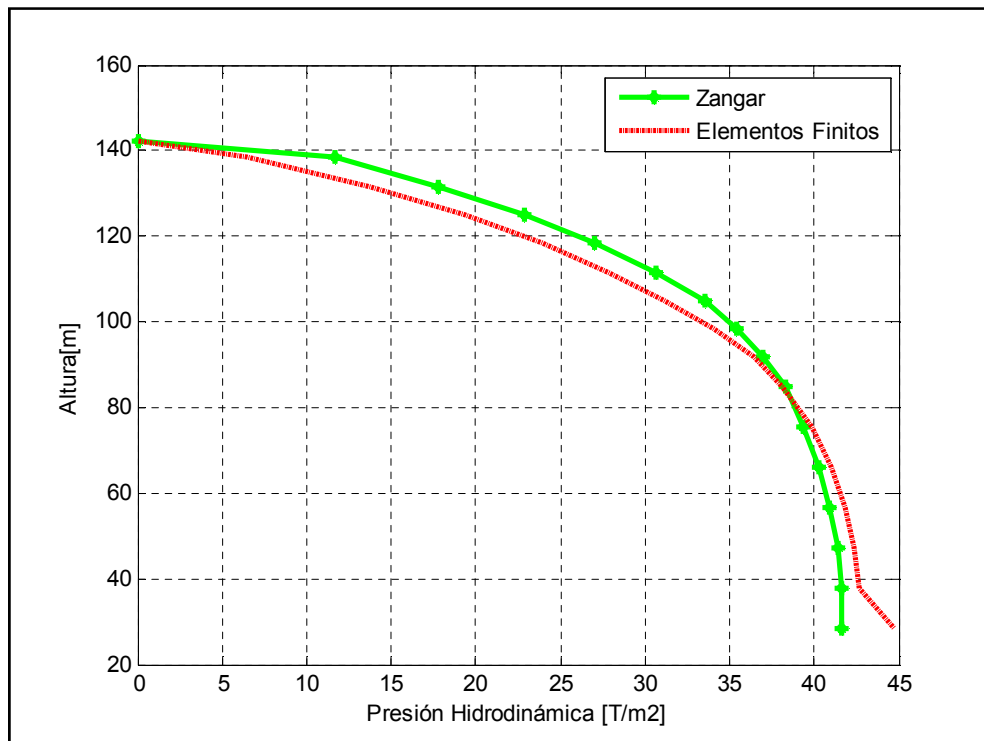


**Figura 5. 10** Malla de elementos finitos considerada para el Agua y para la sección real de la Presa Chontal

Después de realizar varios análisis de la forma de la curva de Presión Hidrodinámica para el modelo de Zangar (1952) y para el modelo de Elementos

Finitos, se obtuvo una mejor aproximación considerando un ancho constante de la franja de agua como puede observarse en la figura anterior.

En la figura 5.11 se presenta la comparación de las curvas de Presiones Hidrodinámicas obtenidas a partir del modelo de Elementos Finitos en color rojo y del modelo propuesto por Zangar en color verde. Se observa que ambos métodos presentan curvas parecidas, sin embargo los resultados que se hallan mediante la teoría de Zangar son ligeramente mayores.

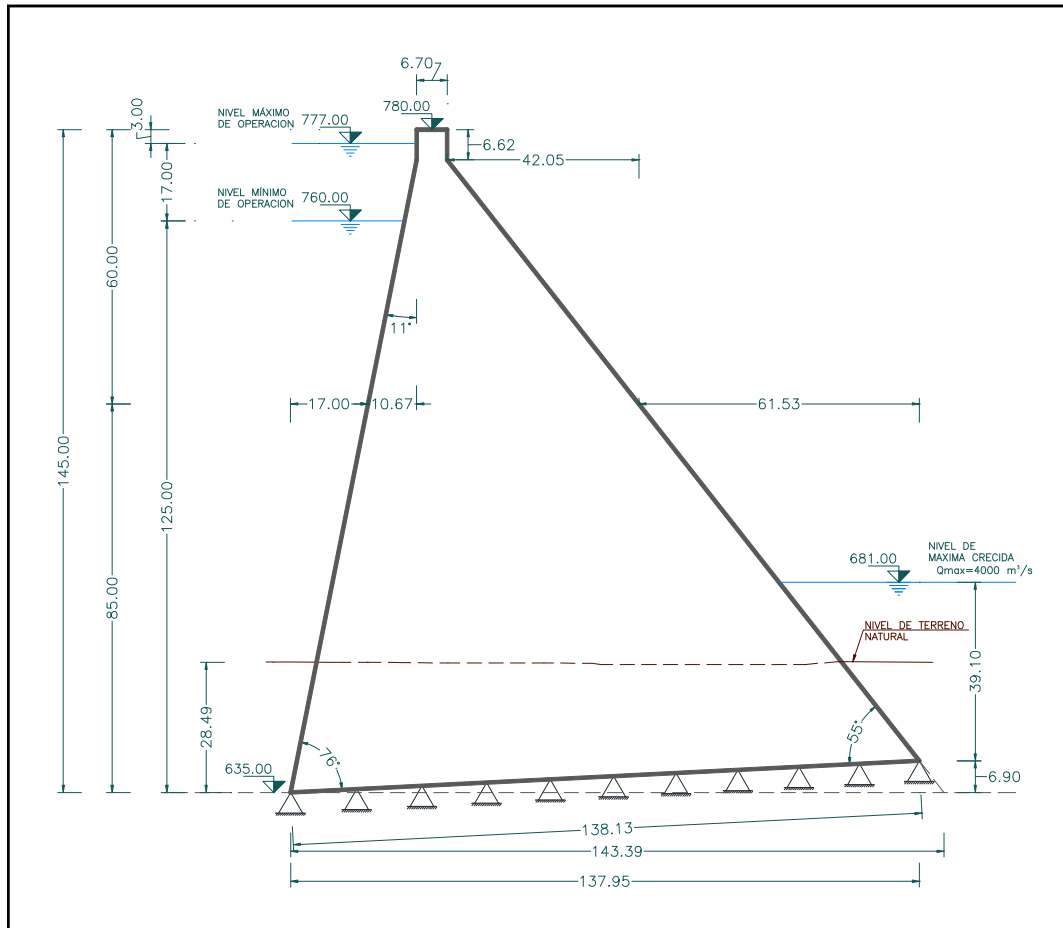


**Figura 5. 11** Comparación de curvas de Presiones Hidrodinámicas encontradas mediante Zangar (1952) y Elementos Finitos ( $\alpha = 0.5955$ )

Las Presiones Hidrodinámicas que se muestran en la figura 5.11 se obtuvieron aplicando un coeficiente sísmico  $\alpha = 0.5955$ .

Con el fin de comparar los resultados obtenidos con los tres métodos, en la figura 5.12 se presenta la sección equivalente de la Presa Chontal, la cual

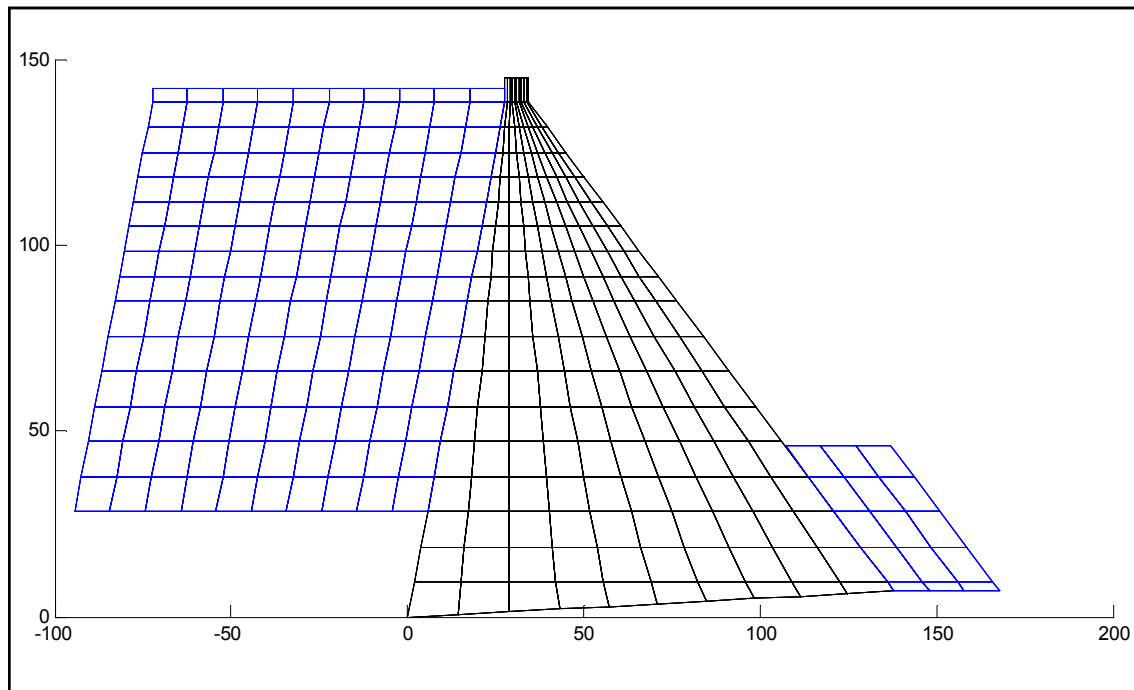
presenta una sola pendiente en la cara aguas arriba de la estructura, lo que hace posible emplear también el método propuesto por Housner (1978). Se observa además que para este caso el ángulo inclusivo de la presa de sección equivalente, es de  $11^\circ$ .



**Figura 5. 12** Sección transversal equivalente de la Presa Chontal.

En la figura 5.13 se indica la malla de elementos finitos del agua en el embalse con la cual se trabajó para la obtención de la Presión Hidrodinámica. Además se presenta la malla de elementos finitos de la sección equivalente de la Presa Chontal. Para esta sección se consideraron mallas de 10 divisiones en sentido X por 18 divisiones en sentido Y para la Presa y para el Embalse, al igual que se hizo con la sección real.

Del mismo modo que para el análisis anterior, en toda la altura del líquido se utilizó un ancho constante de la franja de agua, debido a que para el caso de la Presa Chontal, este criterio permite una gran aproximación entre las diferentes curvas de Presión Hidrodinámica.

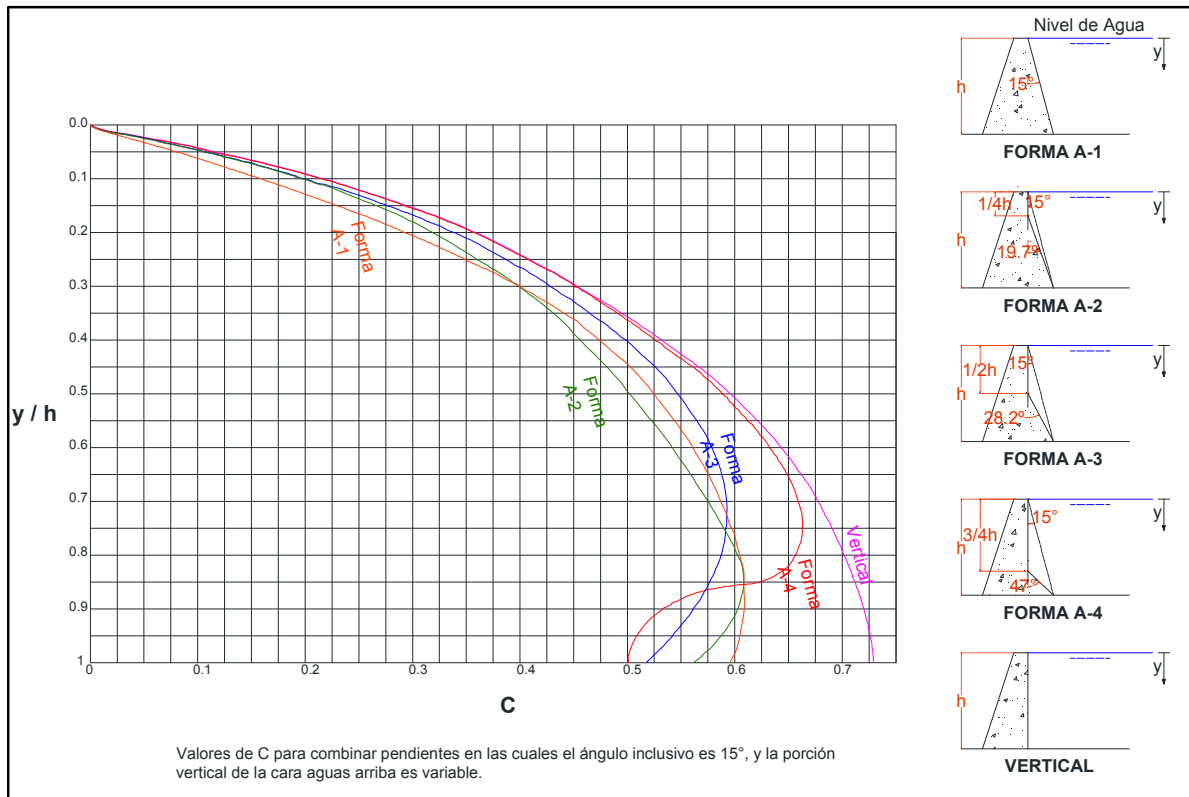


**Figura 5. 13** Malla de elementos finitos considerada para el Agua y para la sección equivalente de la Presa Chontal

En la figura 5.15 se presenta la comparación de las curvas de Presiones Hidrodinámicas obtenidas a partir de las tres teorías: Zangar (1952), Housner (1978) mediante la solución analítica y por diferencias finitas, y Elementos Finitos para la sección equivalente. Se puede apreciar que las cuatro curvas son similares, lo cual se debe a que los métodos analizados tienen en común la utilización del coeficiente sísmico  $\alpha$ .

La sección equivalente corresponde a la forma de Presa A – 1 de las curvas de Zangar, que indican un valor de  $C_m = 0.610$  para el cálculo del coeficiente de presión  $C_p$ , según lo ya indicado en el Capítulo 3. Para el caso de la geometría

equivalente de la Presa mostrada en la figura 5.13, la obtención del valor de  $C_m$  que mejor se adapta a tales condiciones, se indica en la figura 5.14.



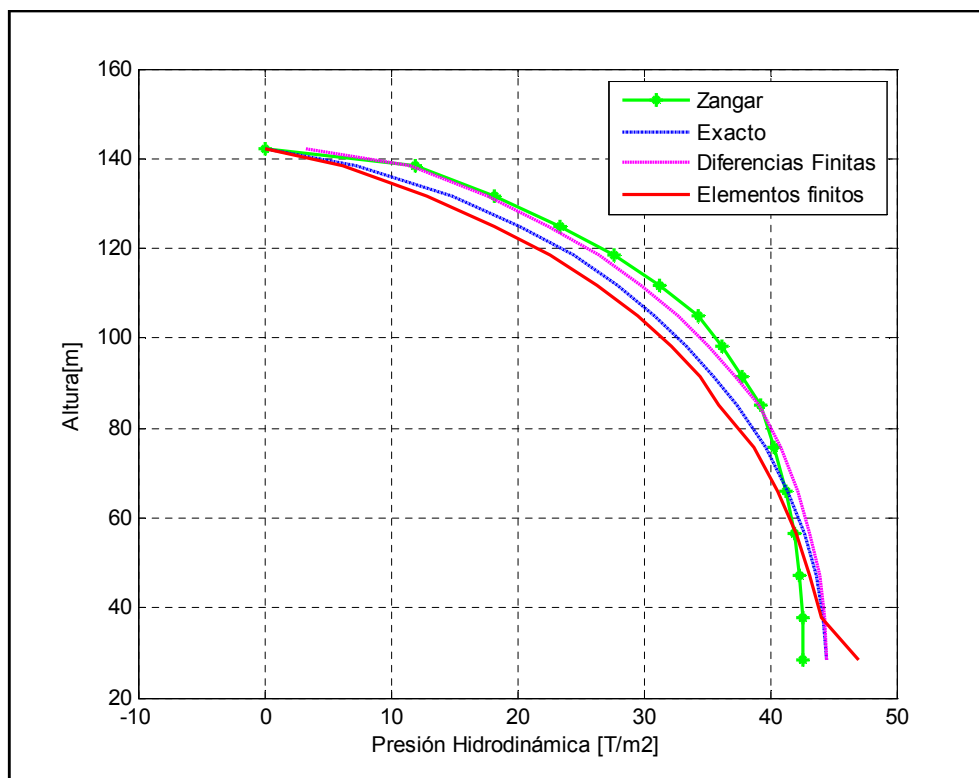
**Figura 5. 14** Valores de  $C_m$  para combinación de pendientes con ángulo inclusivo de 15°

La aplicación de los tres métodos utilizados a lo largo de este estudio, para el cálculo de las Presiones Hidrodinámicas, no hubiese sido posible sin llevar a cabo previamente el Análisis Sísmico detallado en el Capítulo 1 para la geometría real de la Presa Chontal y en el Capítulo 3 para la geometría equivalente. A partir de los análisis mencionados, aplicando el criterio de combinación modal del Máximo Valor Probable, se obtuvieron los coeficientes sísmicos, requeridos para la aplicación de las teorías de Zangar, Housner y Elementos Finitos del Agua.

El resultado del coeficiente sísmico para la geometría equivalente es mayor que el obtenido para la geometría real, con lo que se entiende que el diseño de

la Presa Chontal fue analizado minuciosamente hasta llegar a determinar las condiciones geométricas que permitan el mejor comportamiento ante un evento sísmico, en el cual se busca que las fuerzas estáticas máximas probables ejerzan la menor magnitud posible.

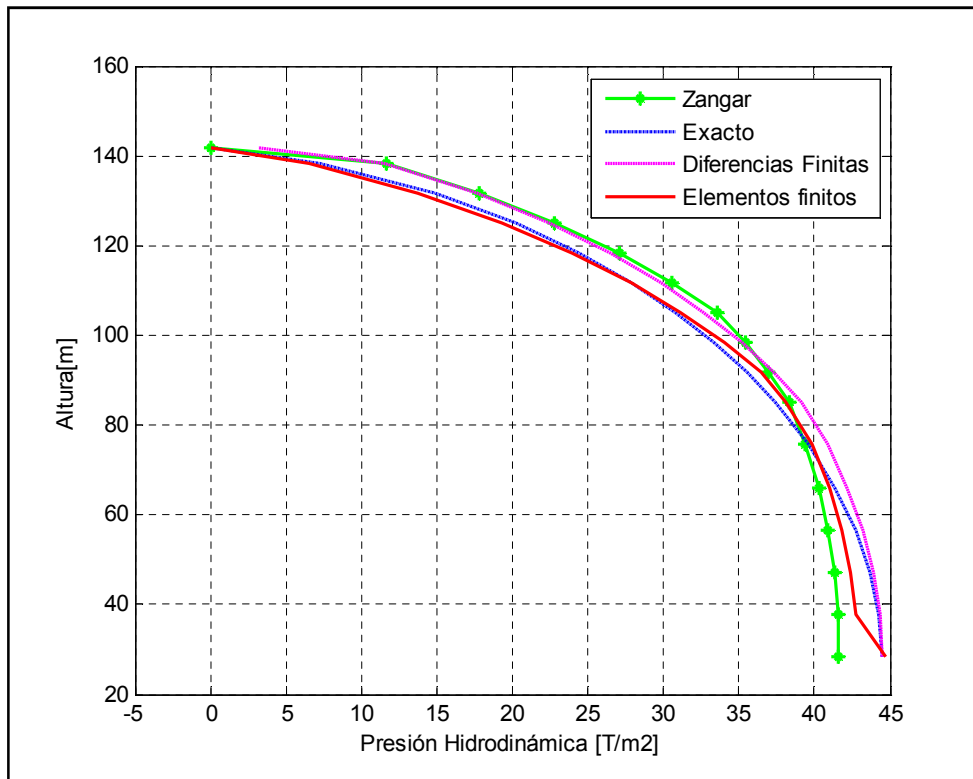
Para el caso de la figura 5.15 se trabajó con un coeficiente sísmico  $\alpha = 0.6148$  y se observa que para la sección transversal equivalente, la curva que se obtiene mediante la propuesta de Zangar (1952) es ligeramente mayor con respecto a las curvas obtenidas aplicando el método de Housner y de elementos finitos.



**Figura 5. 15** Comparación de curvas de Presiones Hidrodinámicas ( $\alpha = 0.6148$ )

Ahora bien, si se comparan las curvas obtenidas con los cuatro métodos, pero trabajando con la geometría real para la aplicación de las teorías de Zangar y de Tiliouine & Seghir, y con la geometría equivalente para las soluciones

analítica y por diferencias finitas de Housner, se obtienen curvas mucho más coincidentes, como lo muestra la figura 5.16.



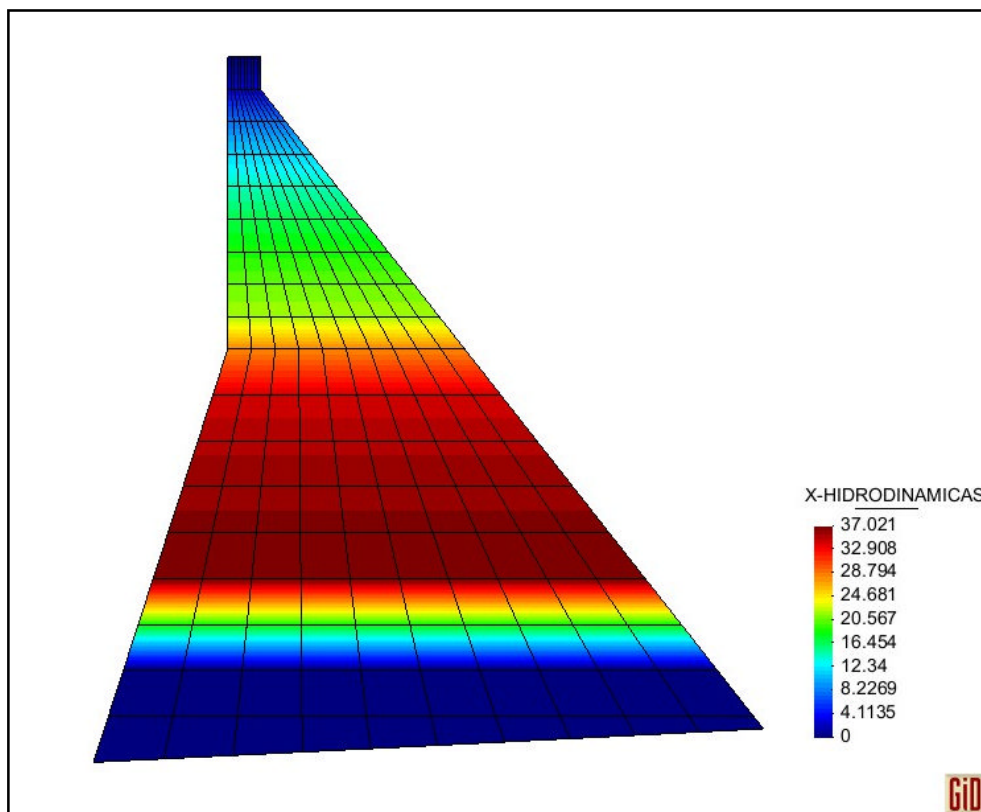
**Figura 5. 16** Comparación de curvas de Presión Hidrodinámica  
*( $\alpha = 0.5955$  para la geometría real y  $\alpha = 0.6148$  para la geometría equivalente)*

Con estas curvas se puede observar que la obtención de la Presión Hidrodinámica es bastante acertada por cualquiera de los métodos analizados. El cortante basal debido a la acción sísmica aumenta al trabajar con la sección equivalente, con lo que el coeficiente sísmico obtenido de la relación  $V/PT$ , en ese caso también es levemente superior con respecto al obtenido con la geometría real, de ahí es que las curvas difieren entre sí, como se indica en la figuras. A pesar de ello, entre los tres métodos, se llega a resultados muy cercanos de las fuerzas producidas por la Presión Hidrodinámica, sin embargo los que se obtienen mediante la propuesta de Zangar se mantienen ligeramente mayores sobre las demás teorías.



Los resultados de las fuerzas nodales que se producen por el movimiento del agua ante un sismo, aplicando la solución de la Presión Hidrodinámica mediante Elementos Finitos para la sección real de la Presa Chontal, se indican en la figura 5.17, la cual fue obtenida con el programa GID.

Además todos los valores de las fuerzas hidrodinámicas actuantes en cada nudo, se presentan en la tabla A.3 de la sección de anexos.



**Figura 5. 17** Fuerzas Hidrodinámicas de acuerdo a la teoría de Elementos Finitos, empleando un coeficiente sísmico  $\alpha = 0.5955$

Si se procede de manera similar a los Capítulos 3 y 4, se puede hallar el coeficiente de fuerzas hidrodinámicas que se obtiene de la relación de la sumatoria de las cargas hidrodinámicas  $V_{HD}$  con respecto al peso total de la estructura  $PT$ .

Se conoce de los anteriores análisis que  $PT = 22129 T$ , dato con el cual se obtiene:

$$V_{HD} = 3759 T$$

$$c_{HD} = \frac{V_{HD}}{PT} = \frac{3759 T}{22129 T} = 0.1698$$

Una vez más y al igual que en el Capítulo 3 se puede notar que los resultados de fuerzas obtenidos a causa de la Presión Hidrodinámica están alrededor del 30% de los provenientes de la acción producida ante un evento sísmico.

## **CAPÍTULO 6**

### **OBTENCIÓN DE LAS FUERZAS FINALES ACTUANTES SOBRE LA PRESA CHONTAL DEBIDO A LA COMBINACIÓN DE LAS ACCIONES SÍSMICA, HIDROSTÁTICA E HIDRODINÁMICA**

#### **6.1. FUERZAS DEBIDAS A LA ACCIÓN SÍSMICA**

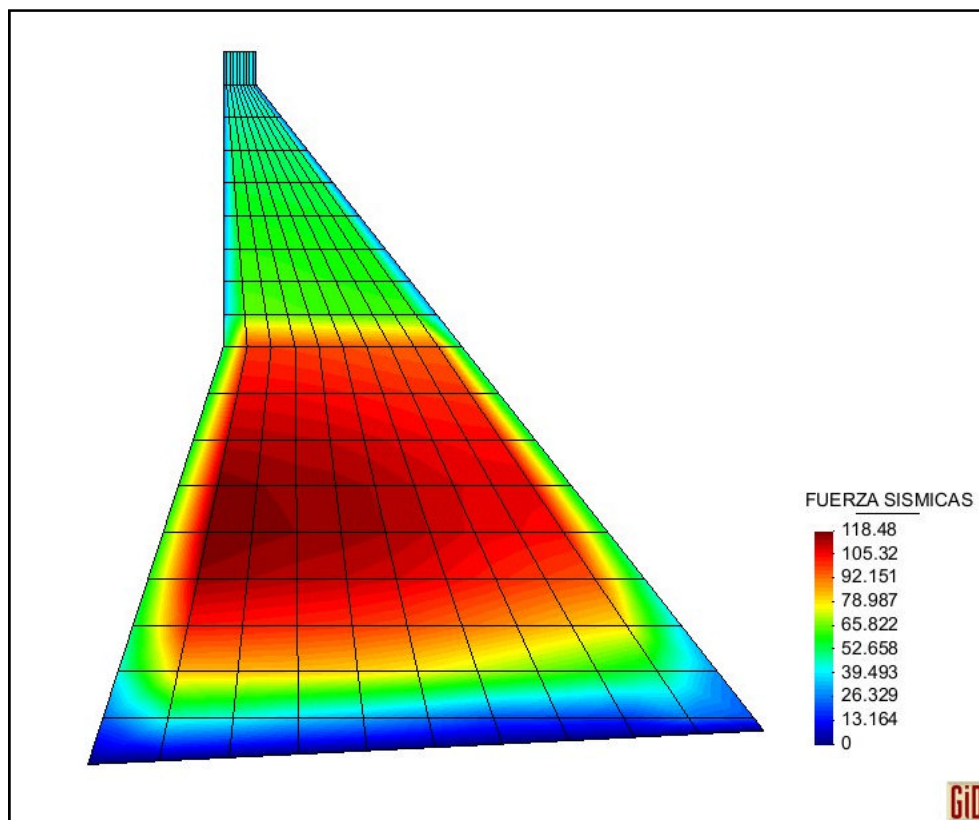
El Análisis Sísmico de la Presa Chontal fue explicado y realizado con mucho detalle en el Capítulo 2, en el cual se trabajó con las dimensiones reales de una sección sorda de la presa. De este estudio se obtuvo el coeficiente sísmico que luego sería empleado para el cálculo de las Presiones Hidrodinámicas mediante los métodos de Zangar y de Elementos Finitos del Agua (Tiliouine & Seghir, 1998), en los Capítulos 3 y 5 respectivamente.

Se recuerda además que para el Capítulo 4 donde se estudia la Presión Hidrodinámica según la teoría de Housner se utilizó el coeficiente sísmico hallado a partir del análisis en una sección equivalente de la estructura, en la cual se considera una sola inclinación en la cara aguas arriba. Los programas utilizados para este análisis fueron modificados y adaptados de tal manera que los resultados fuesen aplicables a las nuevas características geométricas y al método de obtención de la presión a causa del movimiento del agua, así como a las fuerzas que por ella se generan.

Se explicó que el coeficiente sísmico se encuentra a partir de la relación entre el cortante basal sísmico con respecto al peso de la presa para el metro considerado en el análisis. A su vez ese cortante basal se obtiene de la

sumatoria de las fuerzas estáticas máximas probables sumatoria de las fuerzas estáticas máximas probables obtenidas con el criterio de combinación modal del Máximo Valor Probable.

Las fuerzas resultantes de este análisis están aplicadas en todos los nudos de la malla considerada en la sección de la presa, y se indican en la figura 6.1. Los resultados que permiten la obtención de la figura 6.1 mediante el programa GID, se presentan en la tabla de anexos A.3.

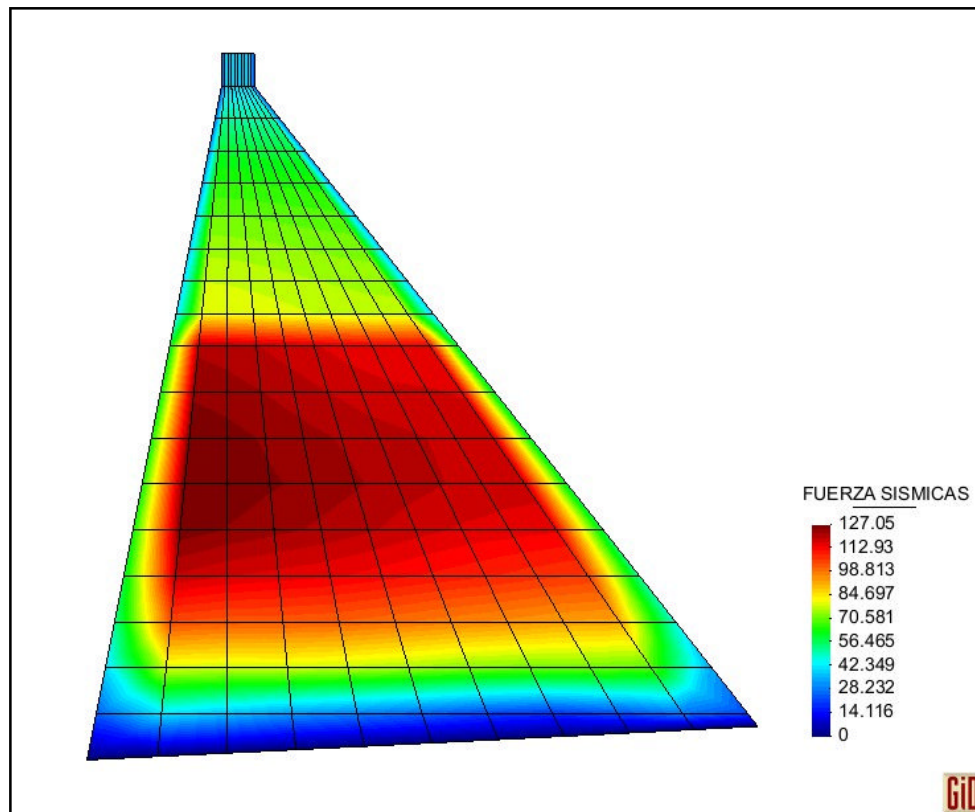


**Figura 6. 1** Fuerzas Sísmicas en la Sección Real de la Presa Chontal [T]

El coeficiente sísmico obtenido con el Criterio de Combinación Modal del Máximo Valor Probable para la sección real de la Presa Chontal fue  $\alpha = 0.5955$ , adoptando la nomenclatura de los métodos de cálculo para hallar la Presión Hidrodinámica.

En la figura anterior se observa que las mayores fuerzas sísmicas se concentran en el cuerpo inferior de la presa, donde a su vez se encuentra la mayor cantidad de masa de la estructura.

Para el caso de la sección equivalente se obtuvo la figura 6.2 que muestra la distribución nodal de las fuerzas en toda la malla de elementos finitos.



**Figura 6. 2** Fuerzas Sísmicas en la Sección Equivalente de la Presa Chontal [T]

El coeficiente sísmico obtenido con el Criterio de Combinación Modal del Máximo Valor Probable para la sección equivalente de la Presa Chontal fue  $\alpha = 0.6148$ .

Los resultados para la obtención de las figura 6.2, se presentan en la tabla de anexos A.4. En estas figuras se aprecia que la concentración de las fuerzas sísmicas es similar en ambas secciones. Además se obtuvieron las fuerzas debidas al peso propio de la estructura, para lo cual se multiplicó la masa

concentrada en cada nudo por la gravedad. Estos resultados se presentan en las figuras 6.3 y 6.4.

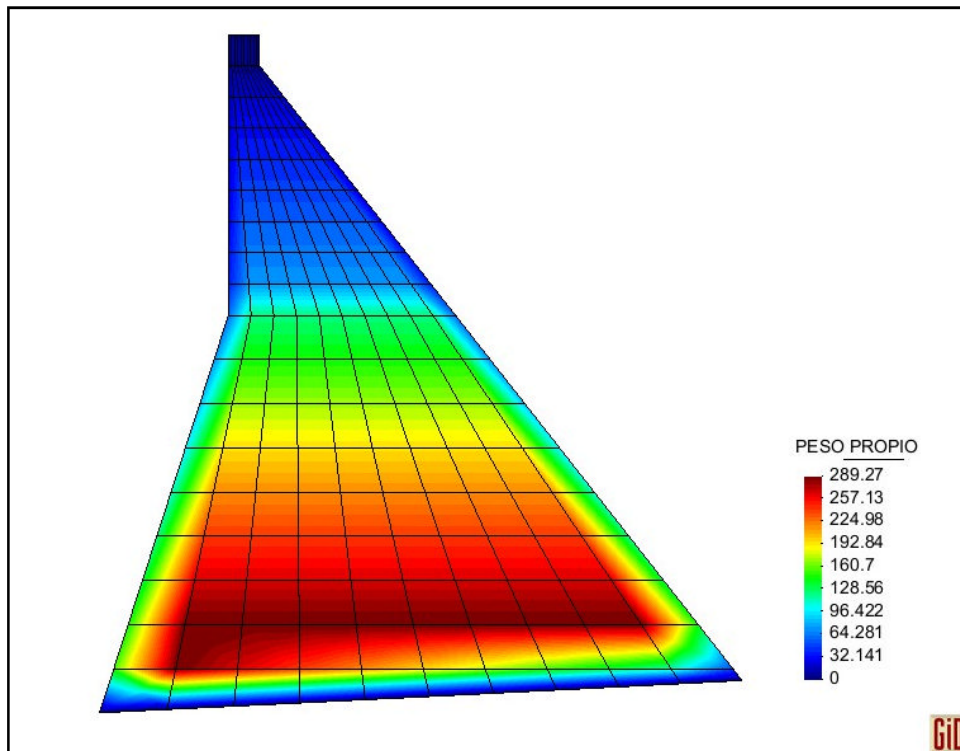


Figura 6. 3 Fuerzas debidas al peso propio en la sección real de la Presa Chontal

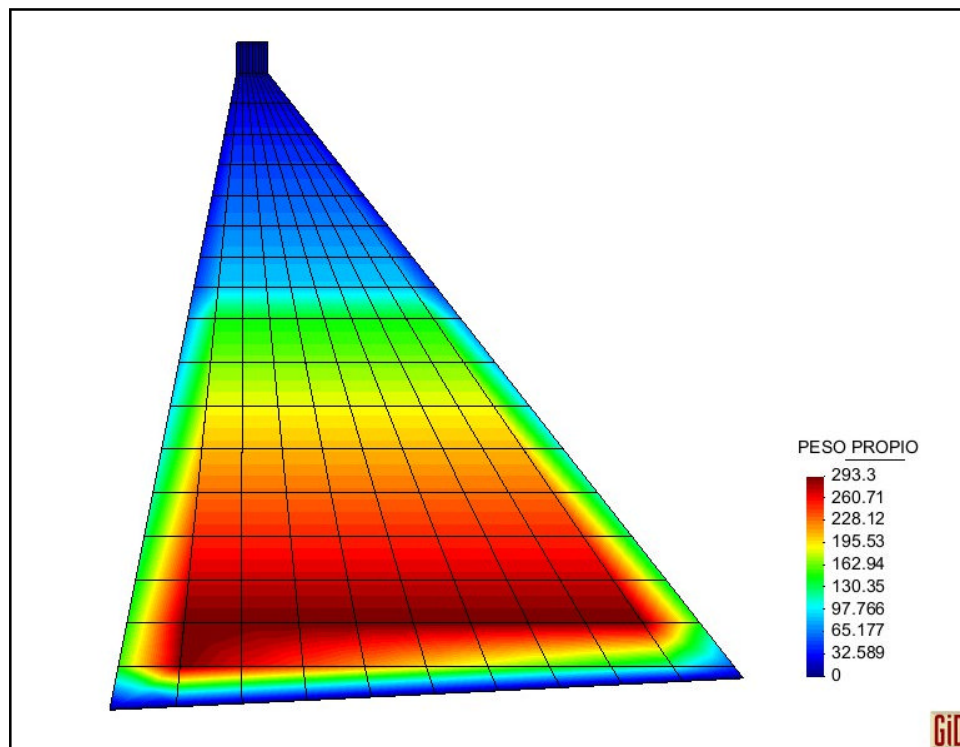


Figura 6. 4 Fuerzas debidas al peso propio en la sección equivalente de la Presa Chontal

## 6.2. FUERZAS DEBIDAS A LA PRESIÓN HIDROSTÁTICA

En los Capítulos 3 y 4 se explicó la forma de obtención de la Presión Hidrostática, que por cierto es muy simple y presenta una disposición en línea diagonal, la cual está en función de la profundidad del agua y de su peso específico, que por lo general se considera como  $w = 1$ .

Se mencionó también la manera cómo obtener las fuerzas debidas a la Presión Hidrostática, que actúan en la cara de la presa que está en contacto con el agua. El nivel del agua se consideró igual a la altura de la Presa.

Además se indicó el criterio de distribución equitativa de las fuerzas en todos los nudos de la malla para el sistema de la presa. De este análisis se obtuvieron los resultados presentados gráficamente en las figuras 6.5 para la sección real y en la figura 6.6 para la sección equivalente de la Presa Chontal.

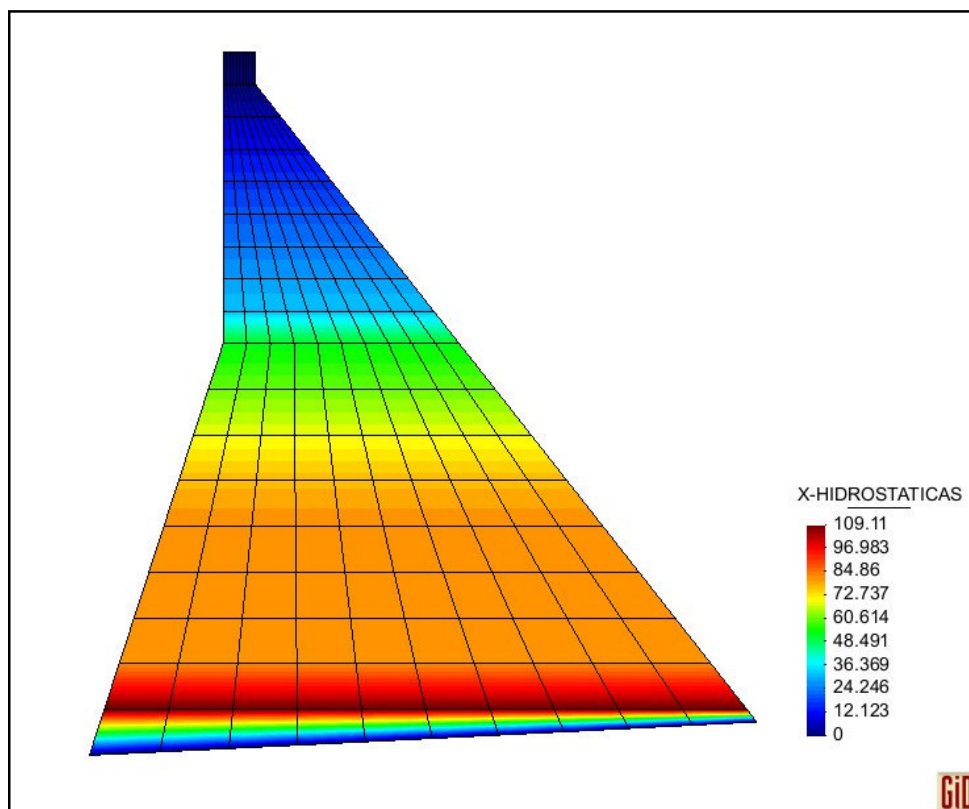
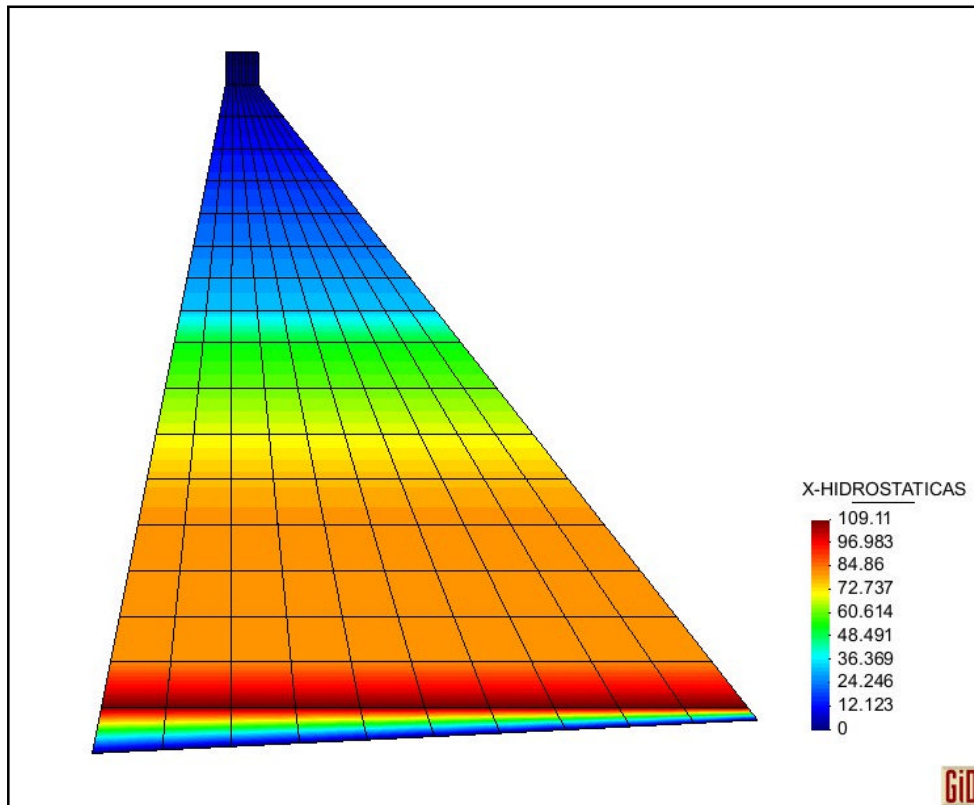


Figura 6. 5 Fuerzas Hidrostáticas actuando en la sección real de la Presa Chontal



**Figura 6. 6** Fuerzas Hidrostáticas actuando en la sección equivalente de la Presa Chontal

Se observa que para el caso de la sección real de la presa Chontal, las fuerzas hidrostáticas están actuando más intensamente en el cuerpo inferior, mientras en la parte superior se tiene menores valores.

Además se puede apreciar que las fuerzas en la parte inferior presentan valores similares debido a la acción del nivel aguas abajo que de alguna manera contrarresta el efecto producido por el embalse sobre la cara aguas arriba.

Además se presenta la acción que provoca el peso del agua sobre las caras de la presa en las figuras 6.7 y 6.8 para las secciones real y equivalente respectivamente.



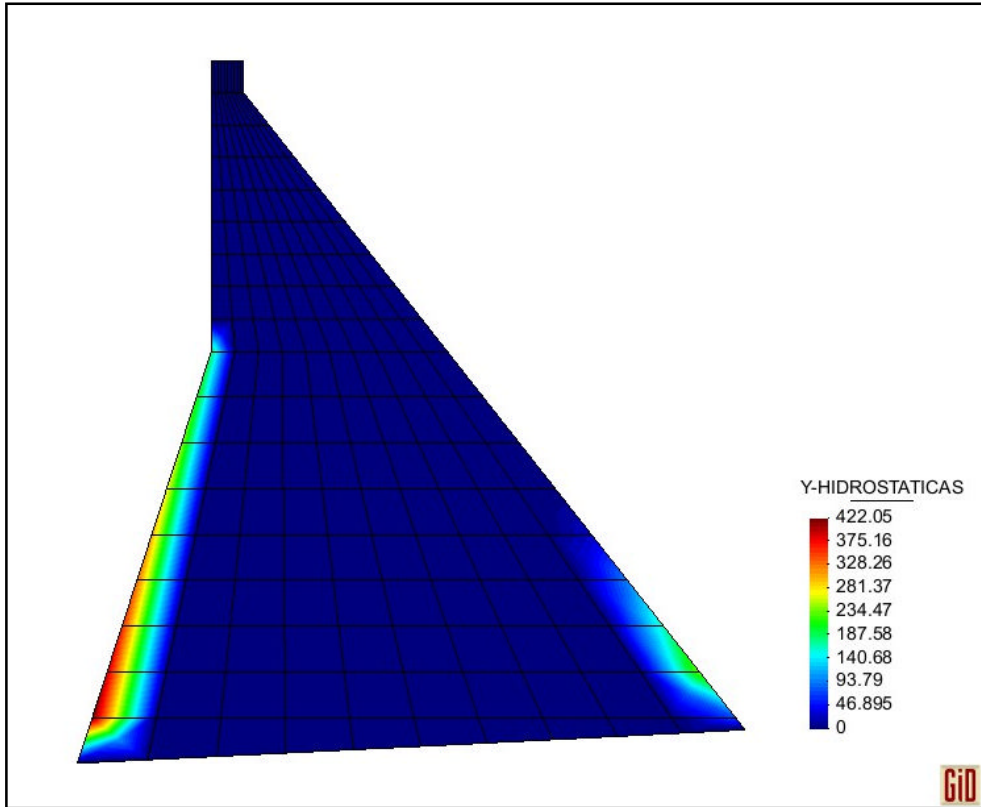


Figura 6. 7 Fuerzas a causa del peso del agua en las caras de la sección real

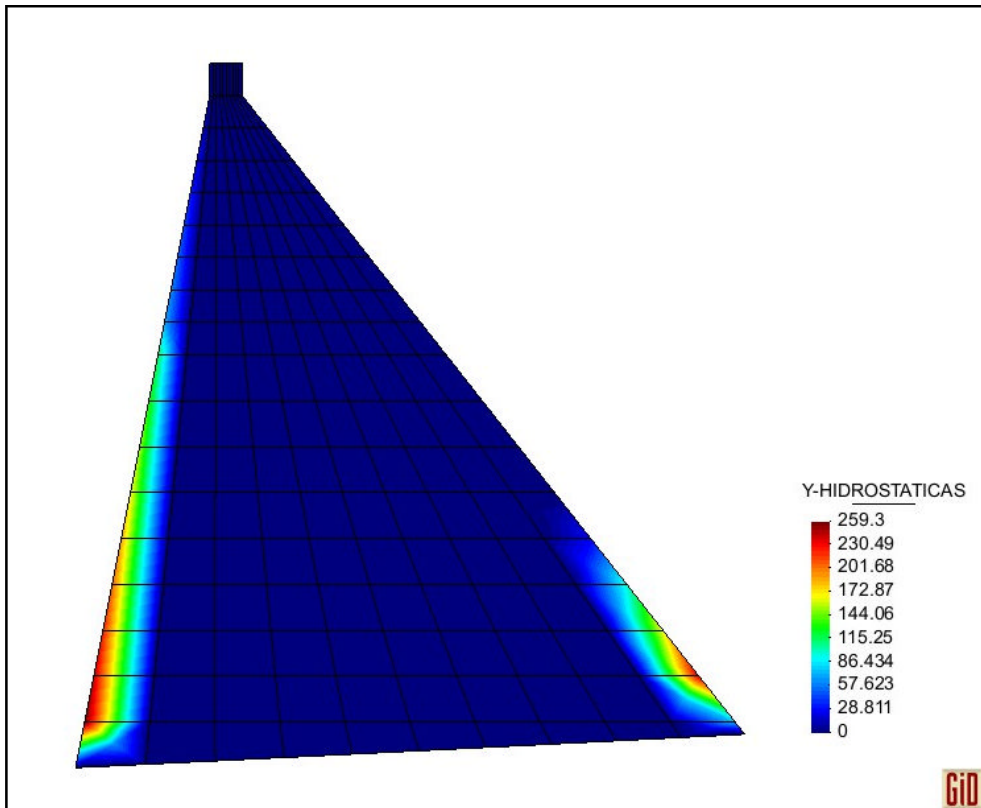


Figura 6. 8 Fuerzas a causa del peso del agua en las caras de la sección equivalente

Se observa que para el caso de la sección real, en la zona superior, el peso del agua no ejerce efecto alguno como consecuencia de que esa parte de la cara es vertical, lo que no sucede en la sección equivalente que sí tiene una inclinación.

### 6.3. FUERZAS DEBIDAS A LA PRESIÓN POR SEDIMENTOS

Además de las fuerzas hidrostáticas en la cara aguas arriba de la Presa, al final del período de vida útil de la estructura se acumularán sedimentos hasta una altura equivalente al nivel mínimo de operación al principio de su vida útil, es decir cuando la estructura entra en funcionamiento. De acuerdo a la geometría indicada en la figura 2.3 para la Presa Chontal, se sabe que dicho nivel se encuentra a los 125 metros de altura contados desde la base en la cara aguas arriba.

Para calcular la Presión que se produce a causa de la acumulación de sedimentos, se utiliza la siguiente expresión:

$$P_{sed} = \gamma_{sed} * h_{(i)} * \tan^2(45 - \varphi/2) \quad (6.1)$$

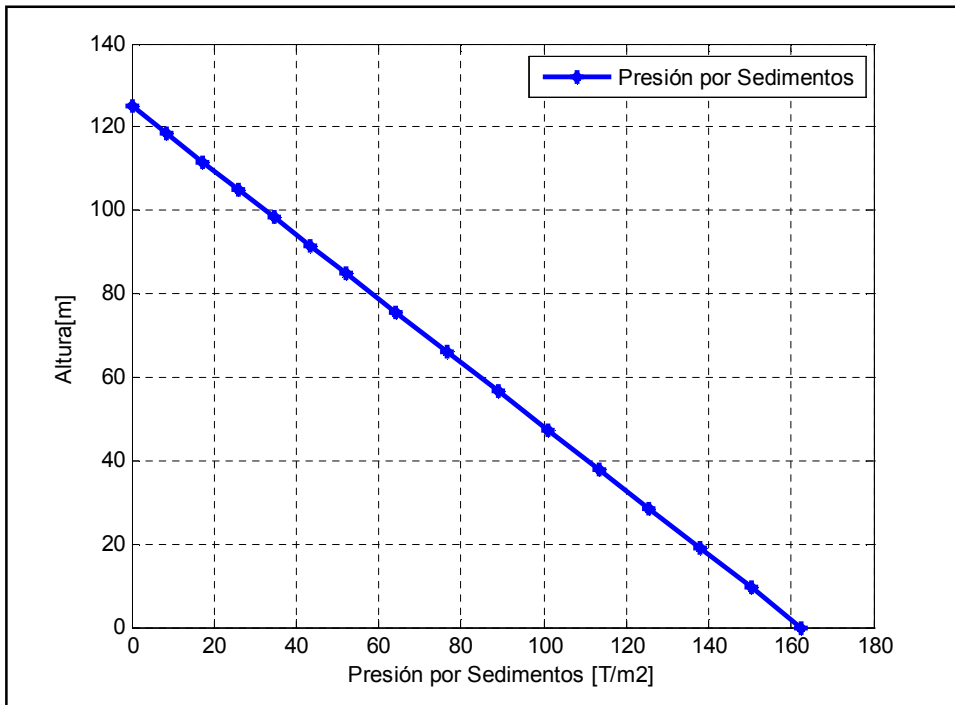
Donde:

$\gamma_{sed}$  = peso específico de los sedimentos (asumido  $1.3 T/m^3$ )

$h_{(i)}$  = altura a la que se desea calcular la presión por sedimentos

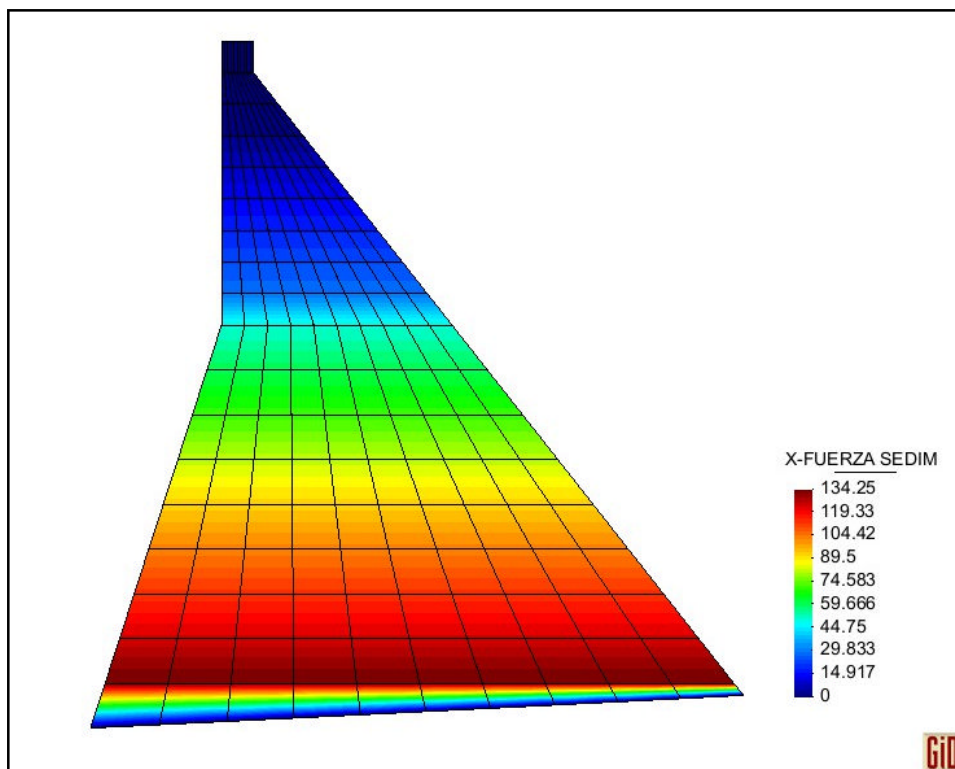
$\varphi$  = ángulo de fricción interna (asumido para suelos rocosos  $\varphi = 0^\circ$ )

La distribución de presiones por sedimentos para la Presa Chontal al final de su período de vida útil, se presenta en la figura 6.9.



**Figura 6. 9** Distribución de Presiones por Sedimentos en la Presa Chontal al final de su vida útil

Las fuerzas y pesos nodales que se generan a causa de la Presión por Sedimentos se indican en las figuras 6.10 y 6.11 para la sección real de la Presa Chontal y en las figuras 6.12 y 6.13 para la sección equivalente.



**Figura 6. 10** Fuerzas producidas por los sedimentos en la Presa Chontal al final de su vida útil

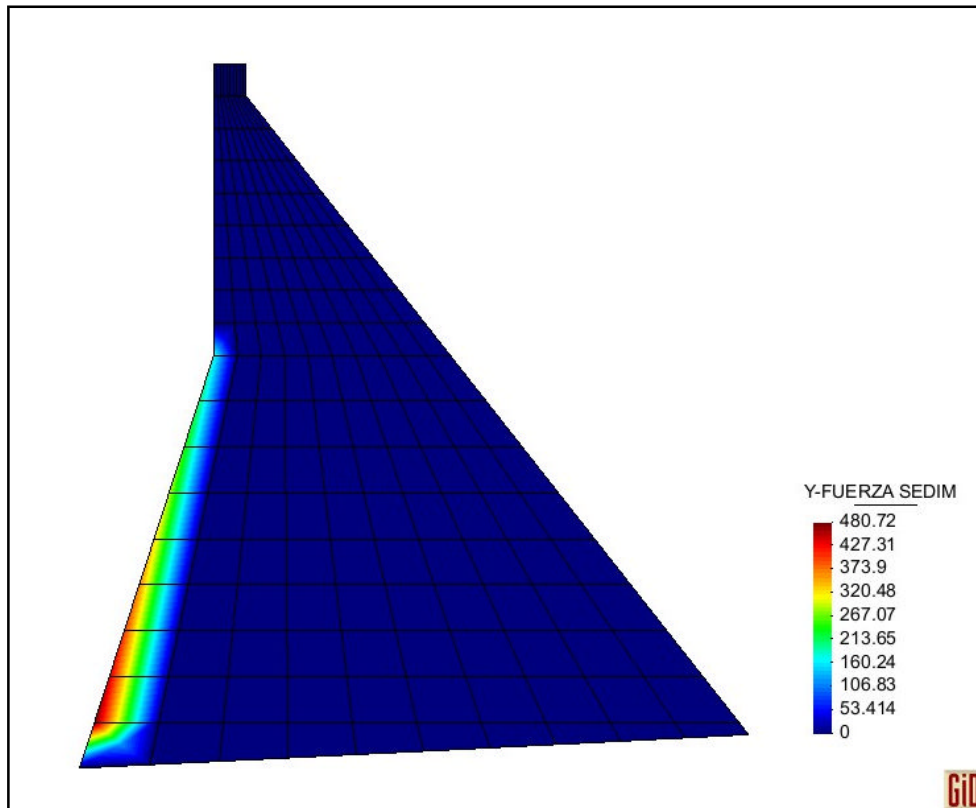


Figura 6. 11 Peso de sedimentos en la cara aguas arriba de la Presa Chontal

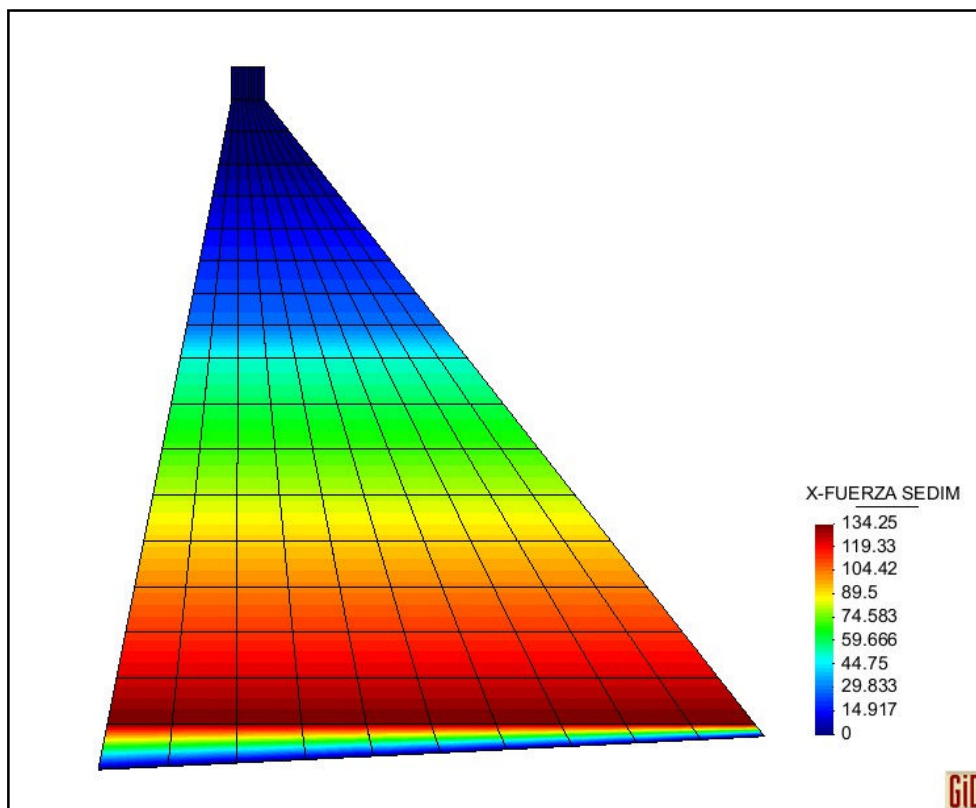
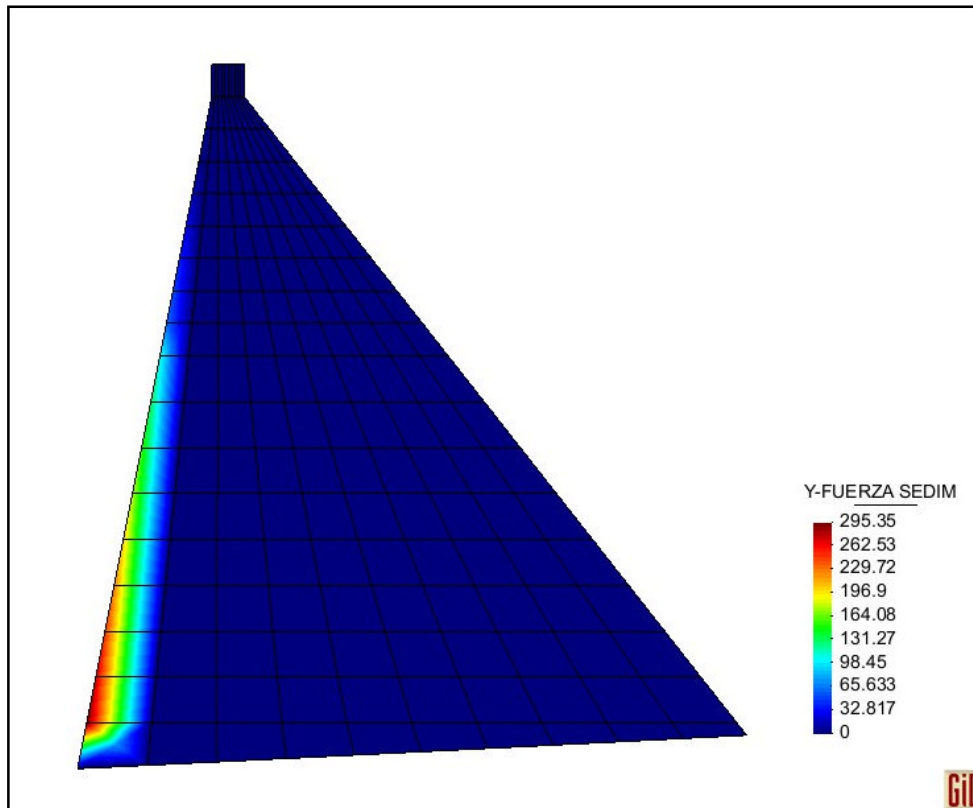


Figura 6. 12 Fuerzas producidas por los sedimentos en la sección equivalente de la Presa Chontal



**Figura 6. 13** Peso por sedimentos en la sección equivalente de la Presa Chontal

#### **6.4. FUERZAS DEBIDAS A LA PRESIÓN HIDRODINÁMICA**

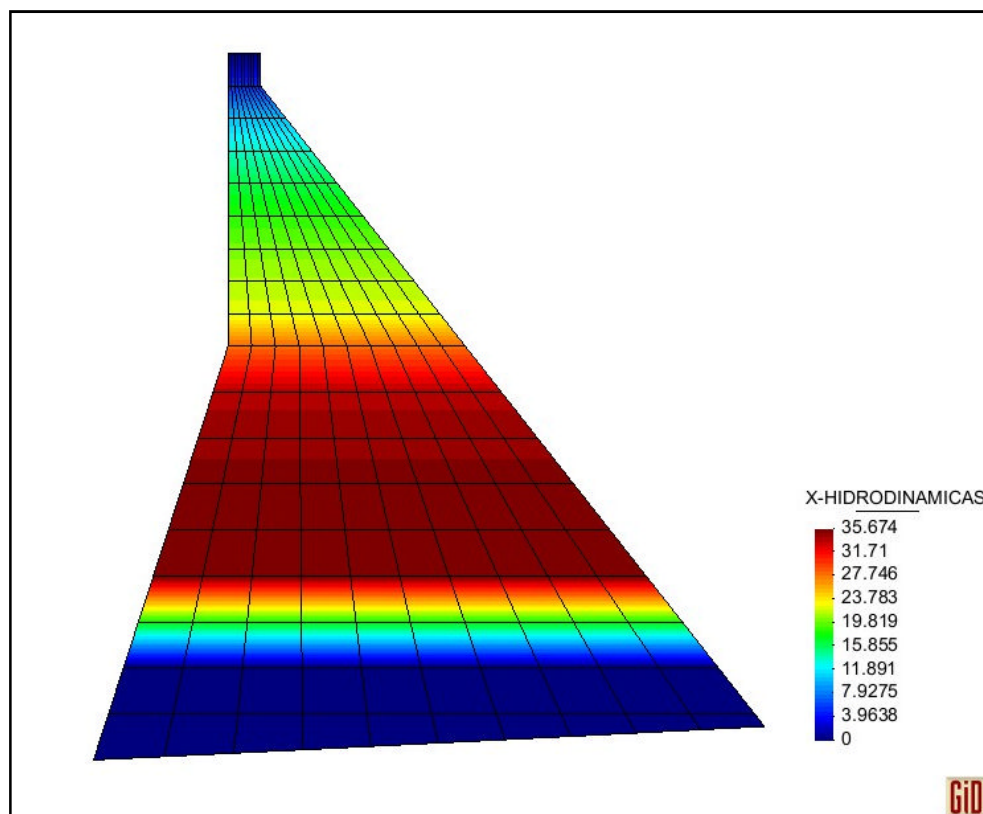
En los Capítulos 3, 4 y 5 se analizaron los métodos de cálculo propuestos por Zangar (1952), Housner (1978) y Tiliouine & Seghir (1998) (Elementos Finitos), para obtener la Presión Hidrodinámica. Estos tres criterios tienen en común la utilización del Coeficiente Sísmico, por lo que primero se debe efectuar el procedimiento indicado en el Capítulo 1 para hallar este parámetro.

Una vez descritos los métodos y calculadas las Presiones Hidrodinámicas a partir de cada una de las propuestas mencionadas, se obtuvieron también las fuerzas debidas al efecto de este tipo de presión, las mismas que actúan en la cara aguas arriba de la presa, siguiendo el mismo procedimiento de distribución equitativa que se utilizó para las fuerzas debidas a la acción hidrostática, pero

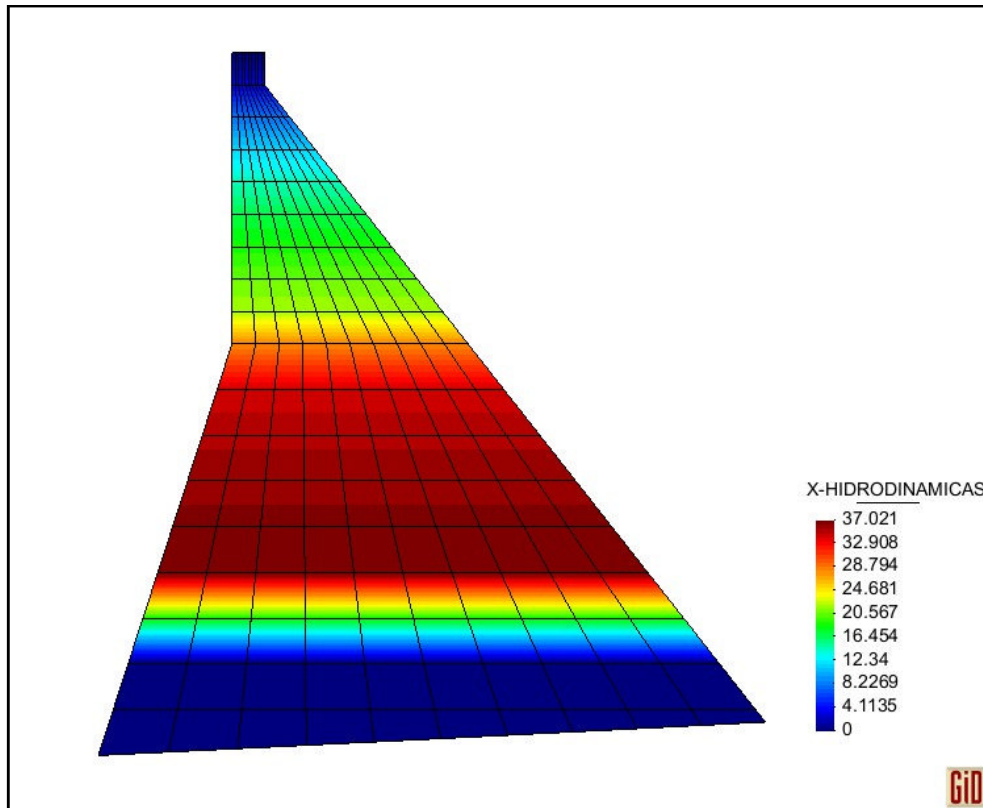
suponiendo la altura de agua medida desde el nivel del terreno hasta el nivel máximo de operación.

Se recuerda que la Presión Hidrodinámica en este trabajo se obtiene con respecto al nivel máximo de operación en vista de que coincide con el nivel normal, el cual es comúnmente utilizado para este cálculo.

Los resultados de las fuerzas originadas por la Presión Hidrodinámica se presentan gráficamente en las figuras 6.14 y 6.15 para la sección real de la Presa Chontal y en las figuras 6.16 y 6.17 para la sección equivalente considerada en este trabajo.

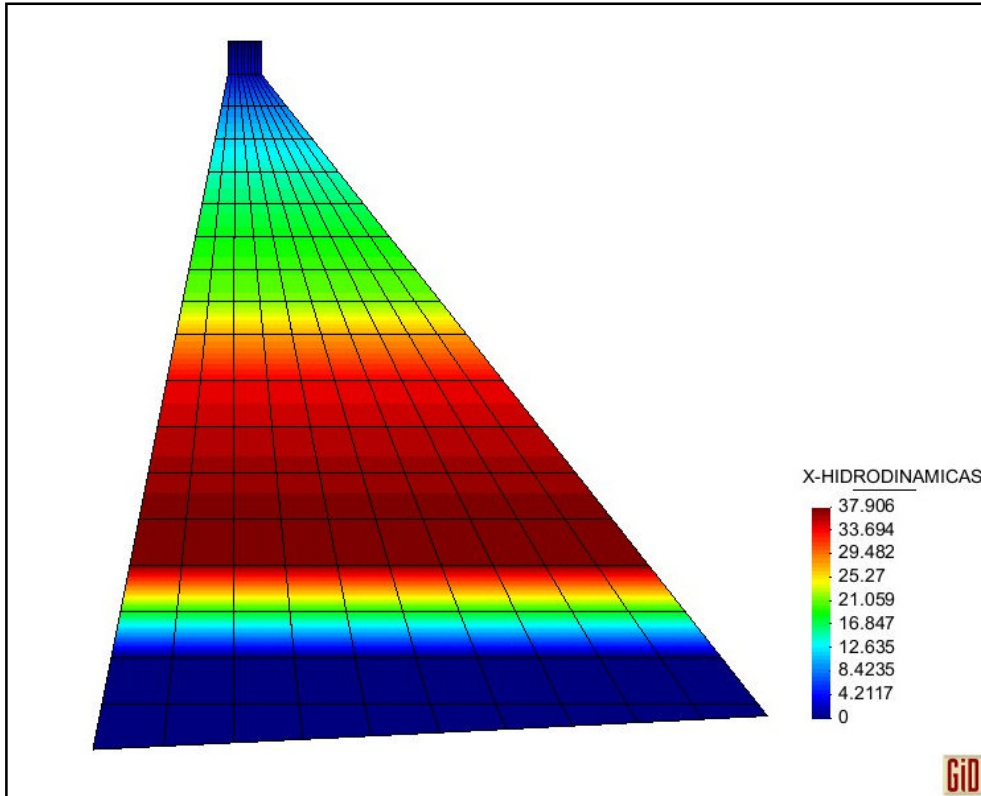


**Figura 6. 14** Fuerzas Hidrodinámicas en la sección real a partir de la teoría de Zangar

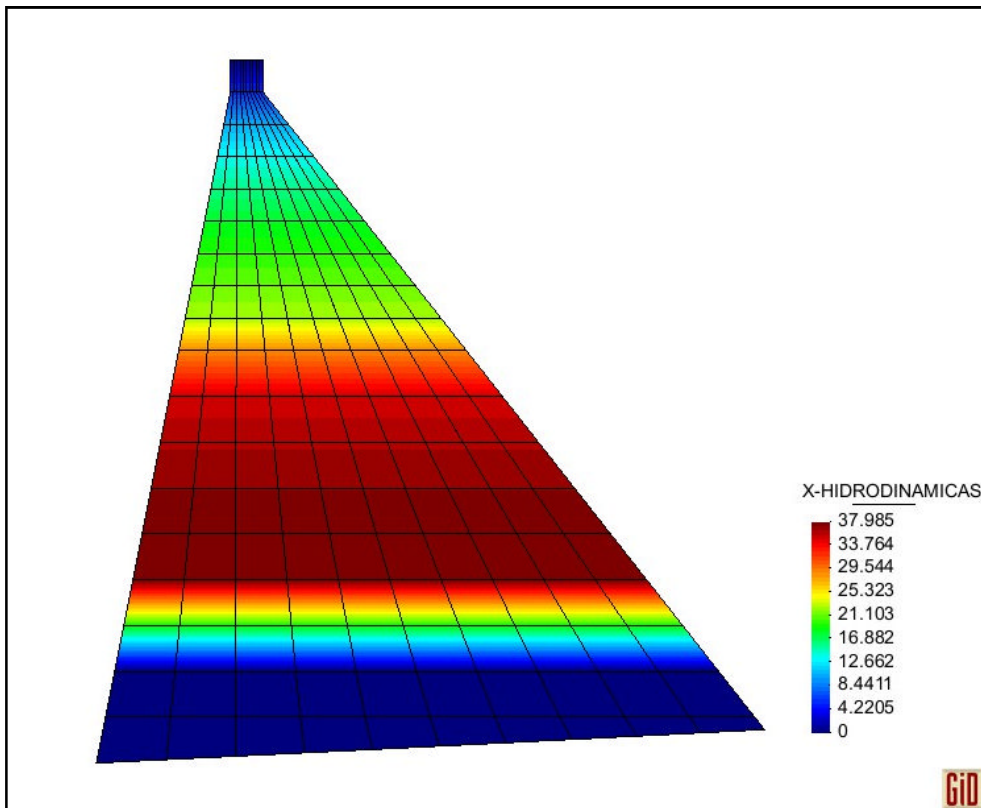


**Figura 6. 15** Fuerzas Hidrodinámicas en la sección real a partir del método de Elementos Finitos

En la figura 6.14 se muestran los valores de las fuerzas hidrodinámicas nodales, aplicando la propuesta de Zangar (1952) mientras en la figura 6.15 se indican las mismas fuerzas pero encontradas mediante la teoría de Elementos Finitos (Tiliouine & Seghir, 1998). A simple vista parecería que por el último método se obtienen los mayores resultados pero de acuerdo a los coeficientes de fuerzas hidrodinámicas que se han calculado a lo largo de este trabajo podemos comprobar que en realidad los resultados con la propuesta de Zangar son mayores, especialmente en la parte superior de la Presa Chontal. Esto se puede comprobar también en la tabla de anexos A.3 donde se detallan los valores en cada uno de los nudos.



**Figura 6. 16** Fuerzas Hidrodinámicas en la sección equivalente a partir de la teoría de Housner  
(Solución Analítica)



**Figura 6. 17** Fuerzas Hidrodinámicas en la sección equivalente a partir de la teoría de Housner  
(Solución por Diferencias Finitas)



Además, para el método de Housner se indican las figuras 6.16 y 6.17 donde se detallan las fuerzas hidrodinámicas halladas mediante la solución analítica exacta y la solución por diferencias finitas respectivamente. Se observa que los resultados son muy similares.

No está por demás recalcar que los coeficientes sísmicos con los que se trabajó para calcular las Presiones Hidrodinámicas fueron obtenidos a partir de Análisis Sísmicos en los cuales se aplicó el criterio de combinación modal del Máximo Valor Probable, tanto para la sección real de la Presa Chontal como para la sección equivalente.

Aunque la diferencia de valores entre las cuatro propuestas es muy poco significativa, se debe mencionar que en base a los coeficientes de fuerzas hidrodinámicas que se han calculado, los resultados hallados según la teoría de Zangar son ligeramente superiores.

## **6.5. FUERZAS FINALES**

En este trabajo se ha denominado fuerzas finales a la combinación de las fuerzas provenientes de los efectos sísmico, hidrostático e hidrodinámico. La obtención dichas fuerzas se obtiene mediante la sumatoria de todas las cargas que actúan en cada uno de los nudos de la malla adoptada, ya sea para la sección transversal real o para la equivalente, según sea el caso.

Existen varios tipos de combinaciones de carga establecidos en las normativas, sin embargo en este trabajo se van a utilizar dos tipos de combinación en las cuales se concentran las fuerzas que se han calculado en los capítulos previos. Una de ellas es al momento en que se pone en funcionamiento la estructura, ya

que se trata de una presa que se encuentra en proyecto y la otra combinación es al final de su período de vida útil. Dichas combinaciones se detallan a continuación:

1) Combinación de cargas al inicio de la vida útil de la estructura

- a. Peso Propio
- b. Fuerzas por Sismo en el cuerpo de la Presa
- c. Fuerzas Hidrostáticas aguas arriba y aguas abajo
- d. Peso del agua en ambas caras de la Presa
- e. Fuerzas Hidrodinámicas (desde el nivel del terreno)

2) Combinación de cargas al final de la vida útil de la estructura

- a. Peso Propio
- b. Fuerzas por Sismo en el cuerpo de la Presa
- c. Fuerzas Hidrostáticas aguas arriba y aguas abajo
- d. Peso del agua en ambas caras de la Presa
- e. Fuerzas debidas a la Presión de Sedimentos o Lodos
- f. Fuerzas Hidrodinámicas (desde el nivel de sedimentos)

Se hace hincapié en que las fuerzas producidas por la Presión Hidrodinámica que se consideran para las combinaciones son las provenientes de la propuesta de Zangar, que proporciona un aporte levemente superior a las otras teorías. Además en ambos casos se considerará el Empuje y la Subpresión con el fin de calcular los coeficientes de estabilidad.

Los resultados de las fuerzas finales obtenidas con la combinación (1), se presentan en las figuras 6.18 y 6.19 para la sección real y en las figuras 6.20 y 6.21 para la sección equivalente.

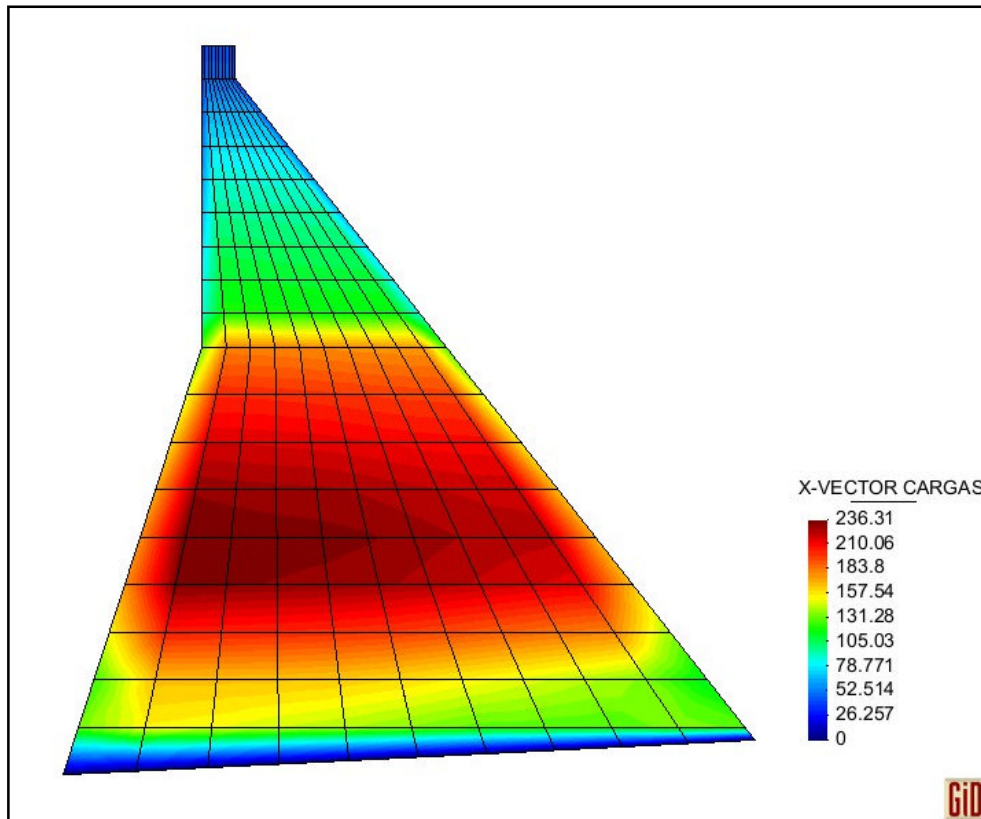


Figura 6. 18 Combinación de Cargas (1) en sentido X para la sección real de la Presa Chontal

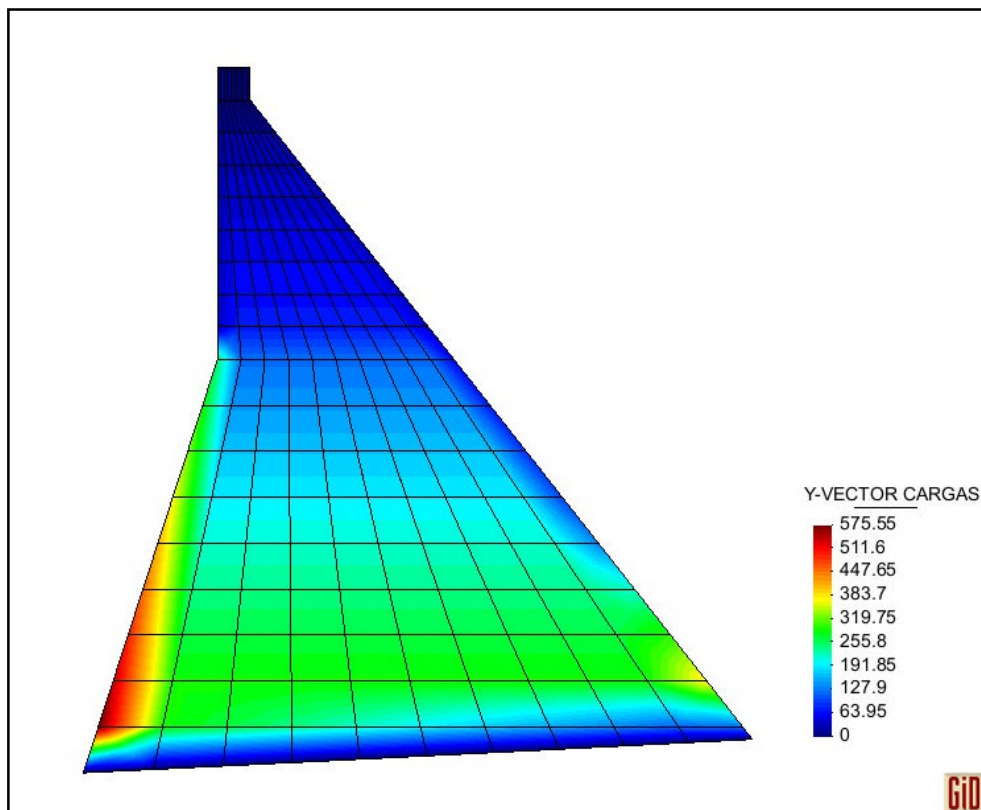


Figura 6. 19 Combinación de Cargas (1) en sentido Y para la sección real de la Presa Chontal

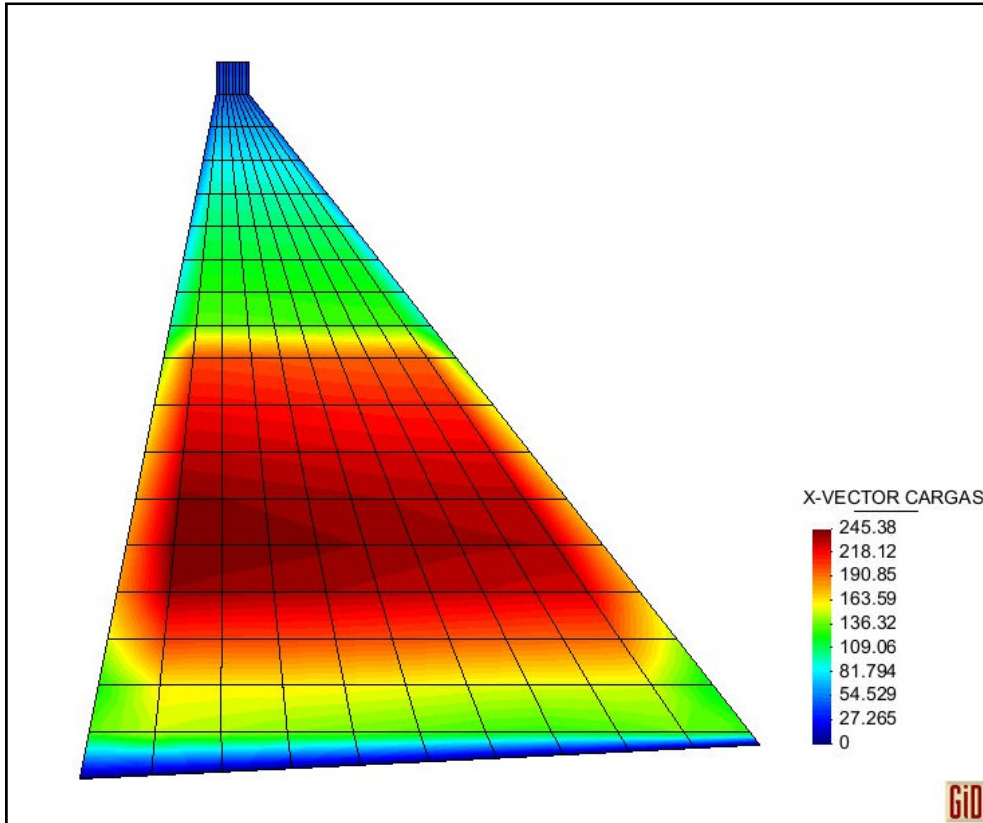


Figura 6. 20 Combinación de Cargas (1) en sentido X para la sección equivalente

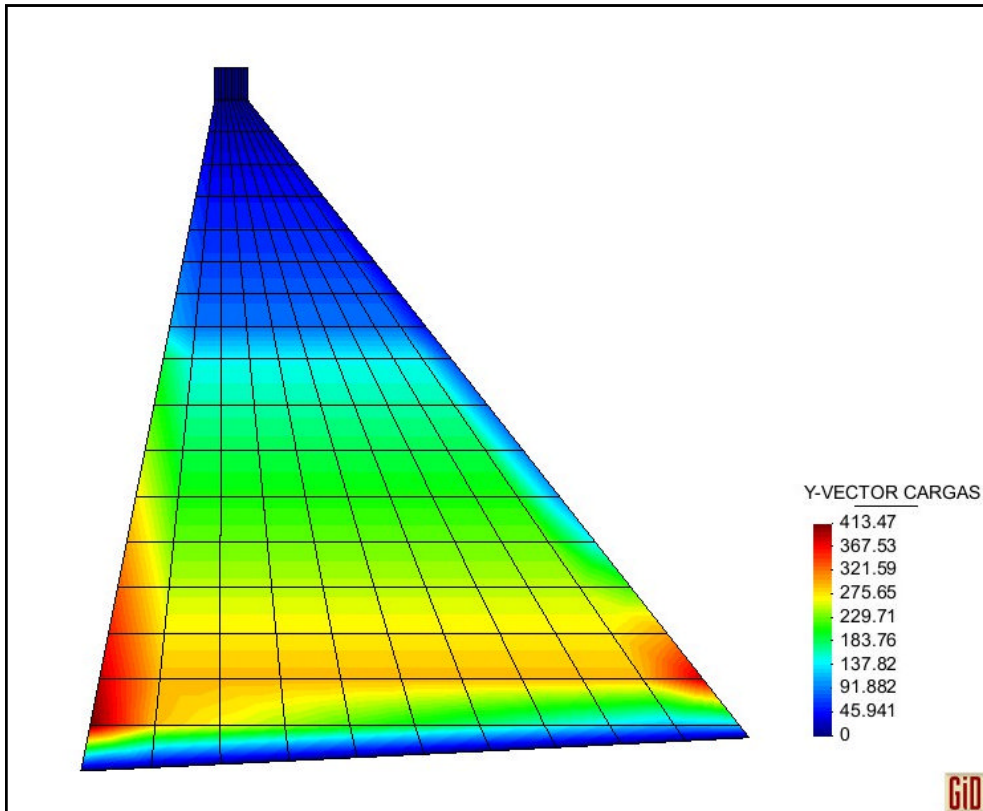
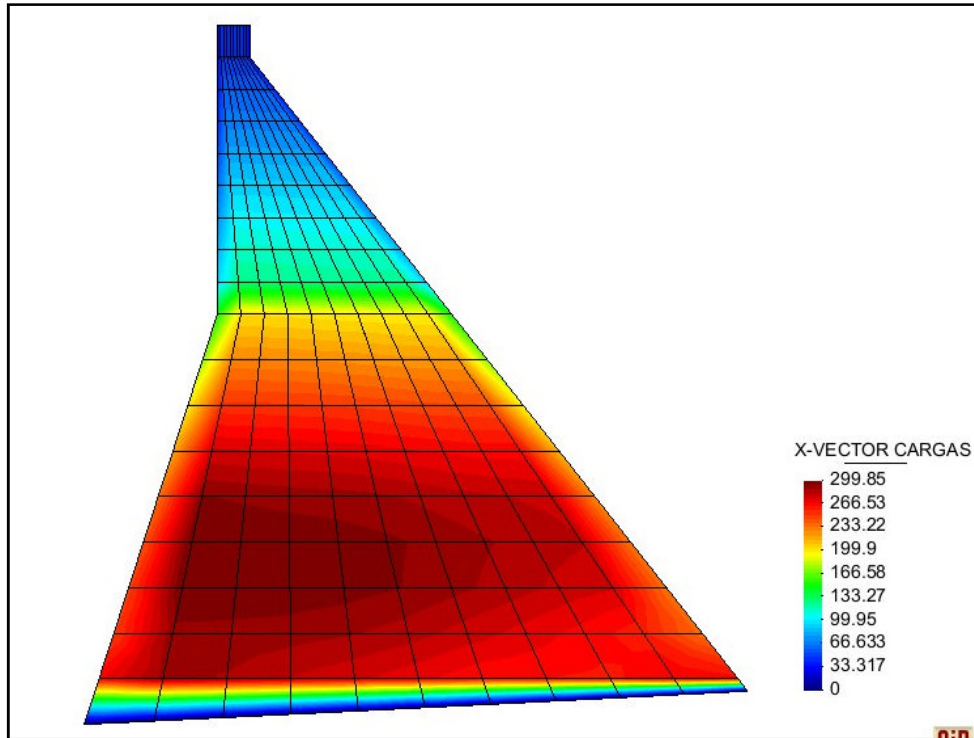
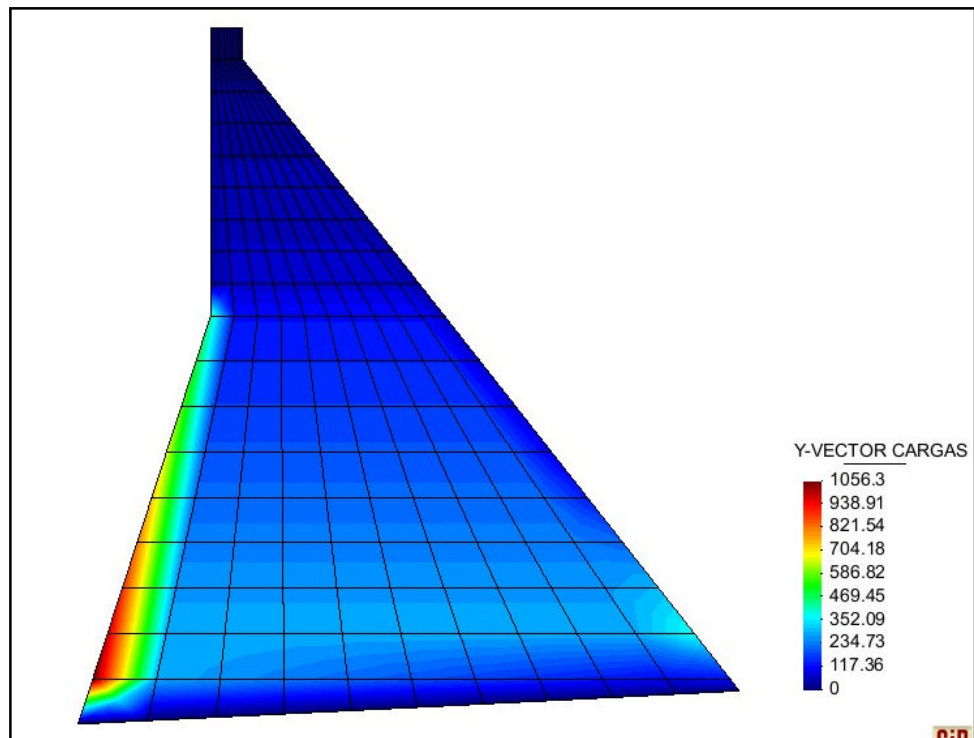


Figura 6. 21 Combinación de Cargas (1) en sentido Y para la sección equivalente

Los resultados de las fuerzas finales obtenidas con la combinación (2), se presentan en las figuras 6.22 y 6.23 para la sección real y en las figuras 6.24 y 6.25 para la sección equivalente.



**Figura 6. 22** Combinación de Cargas (2) en sentido X para la sección real de la Presa Chontal



**Figura 6. 23** Combinación de Cargas (2) en sentido Y para la sección real de la Presa Chontal

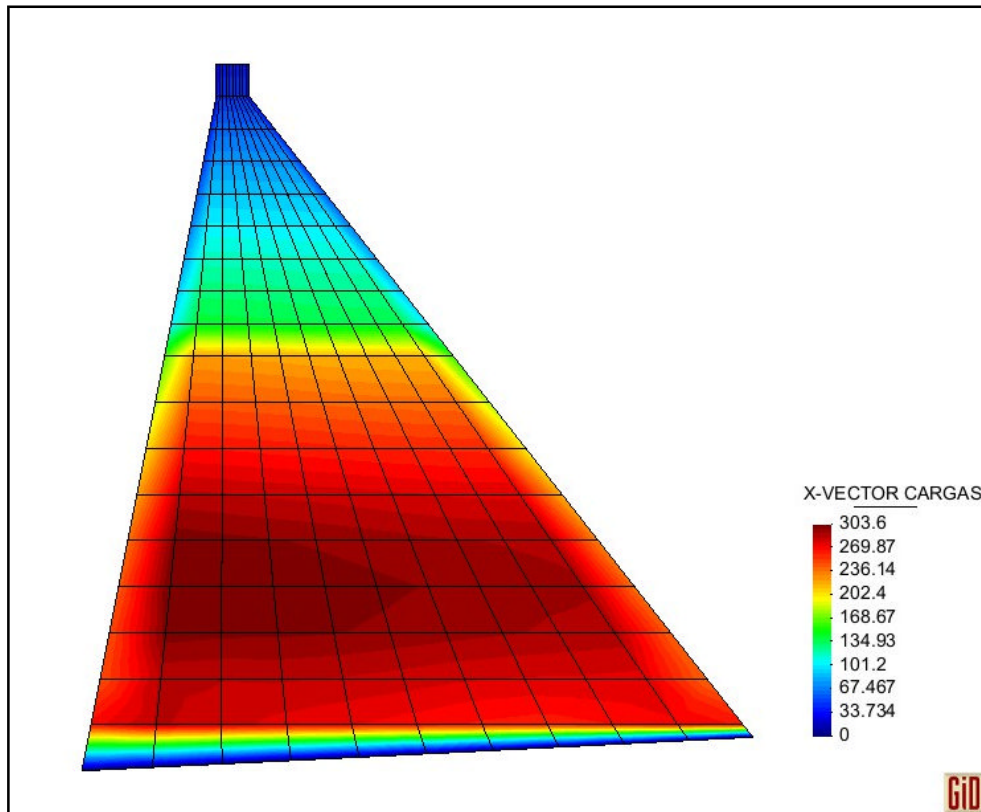


Figura 6. 24 Combinación de Cargas (2) en sentido X para la sección equivalente

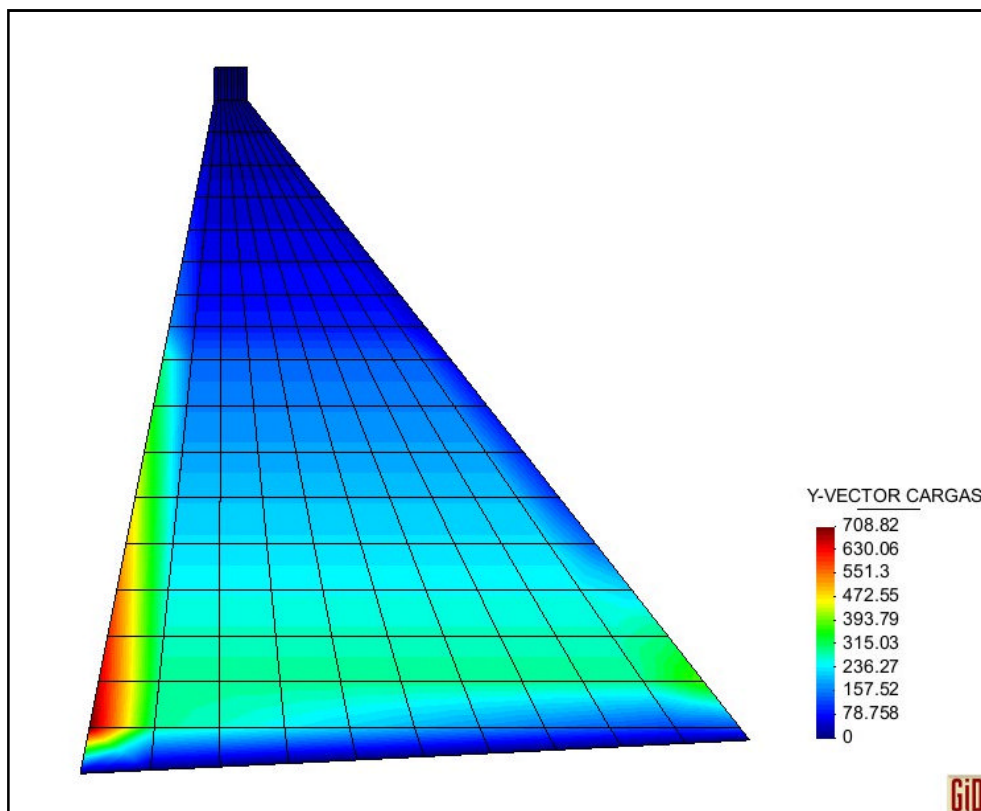
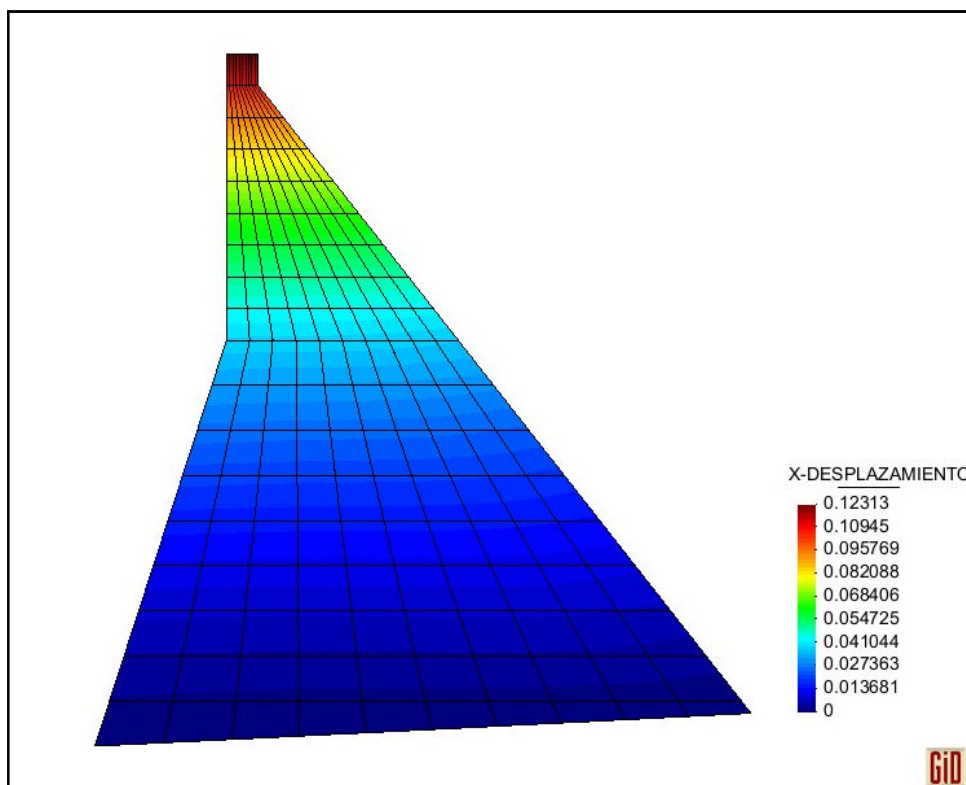


Figura 6. 25 Combinación de Cargas (2) en sentido Y para la sección equivalente

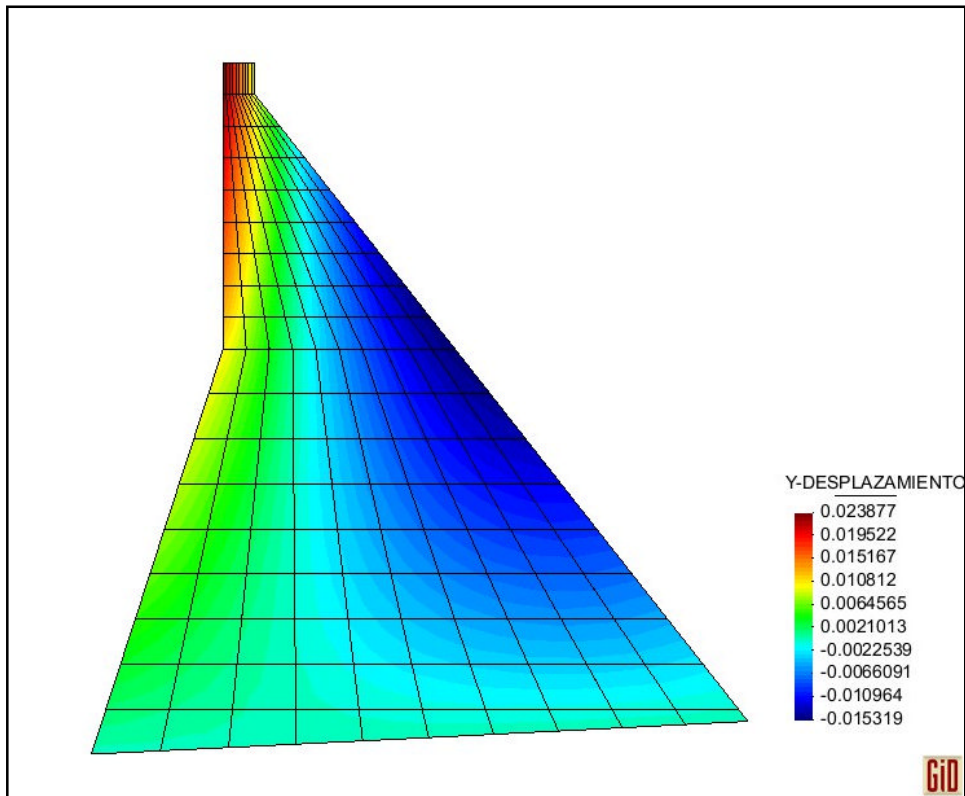
## 6.6. DESPLAZAMIENTOS TOTALES

Los desplazamientos modales fueron obtenidos a partir de la relación del vector de cargas finales con respecto a la matriz de Rigidez de la estructura como se indicó en la ecuación (2.34).

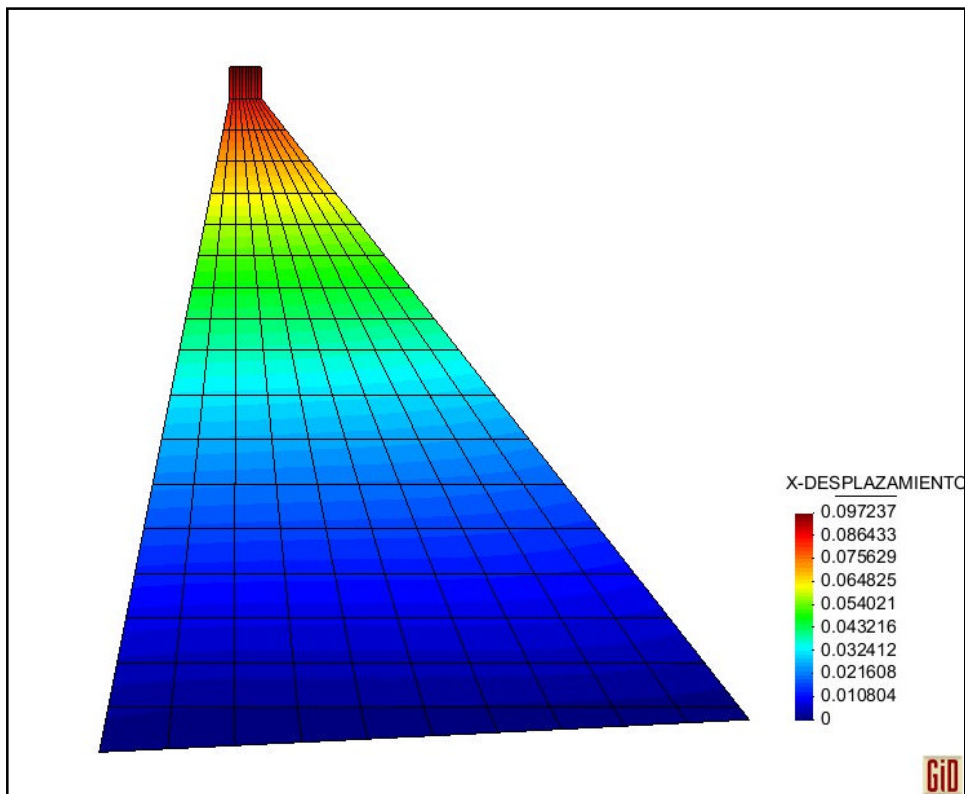
Los resultados de los desplazamientos totales horizontales y verticales, en unidades de metros, para la combinación de cargas (1) se pueden visualizar en las figuras 6.26 y 6.27 para la sección real y en las figuras 6.28 y 6.29 para la sección equivalente. También para la combinación de cargas (2) se presentan los resultados de desplazamientos totales en las figuras 6.30 y 6.31 para la sección real y en las figuras 6.32 y 6.33 para la sección equivalente. Se debe mencionar que todas las figuras mencionadas se obtuvieron mediante postproceso en el programa GiD.



**Figura 6. 26** Desplazamientos totales horizontales en la sección real de la Presa Chontal para la Combinación de Cargas (1)

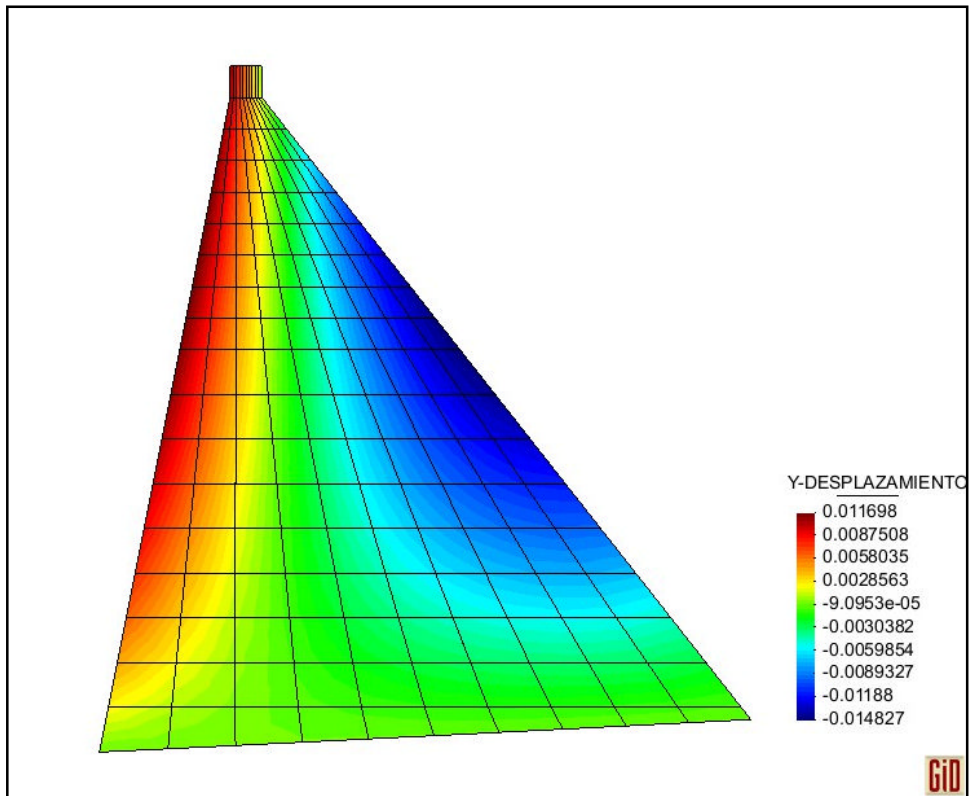


**Figura 6. 27** Desplazamientos totales verticales en la sección real de la Presa Chontal para la Combinación de Cargas (1)

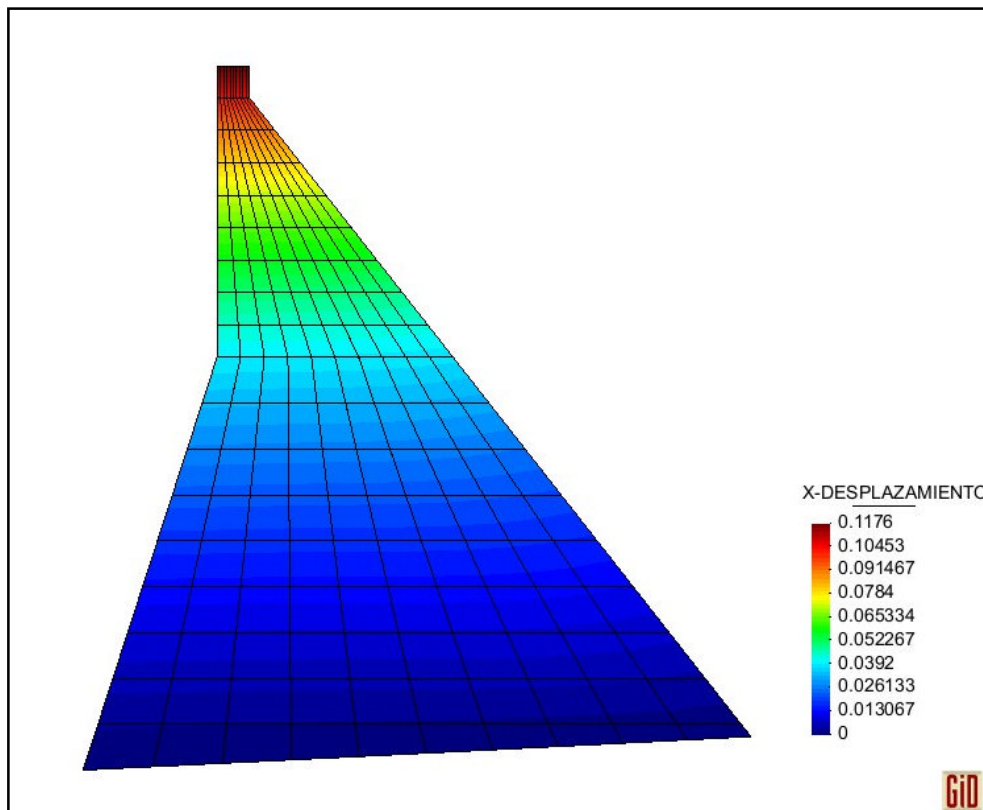


**Figura 6. 28** Desplazamientos totales horizontales en la sección equivalente de la Presa Chontal para la Combinación de Cargas (1)

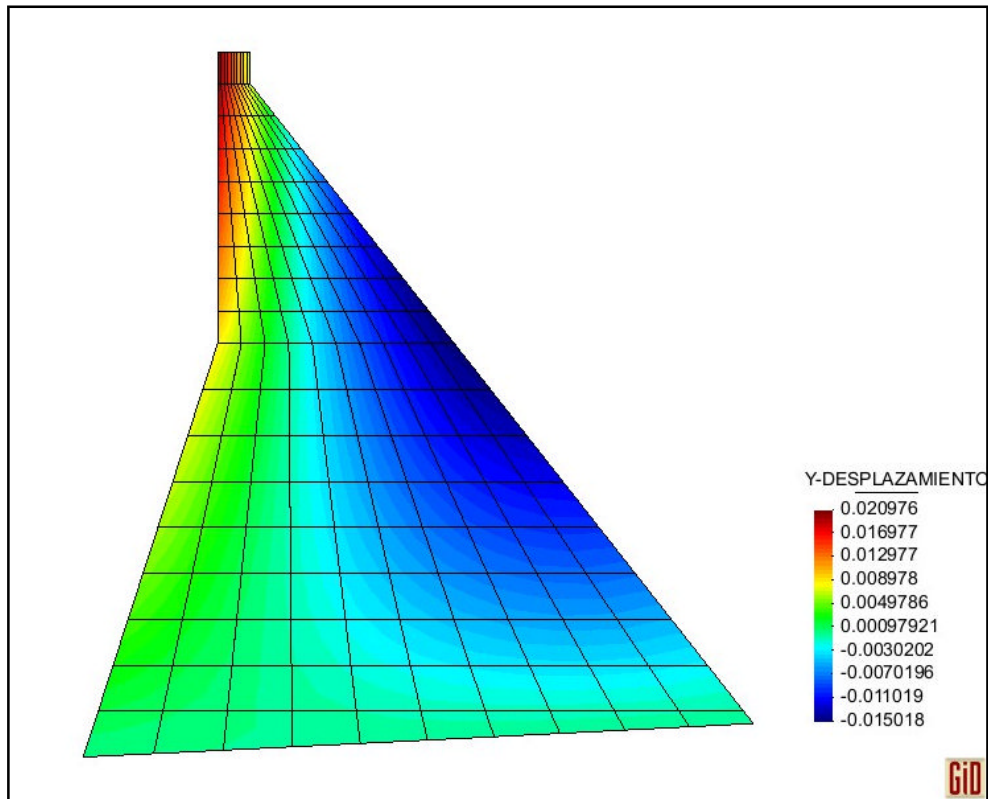




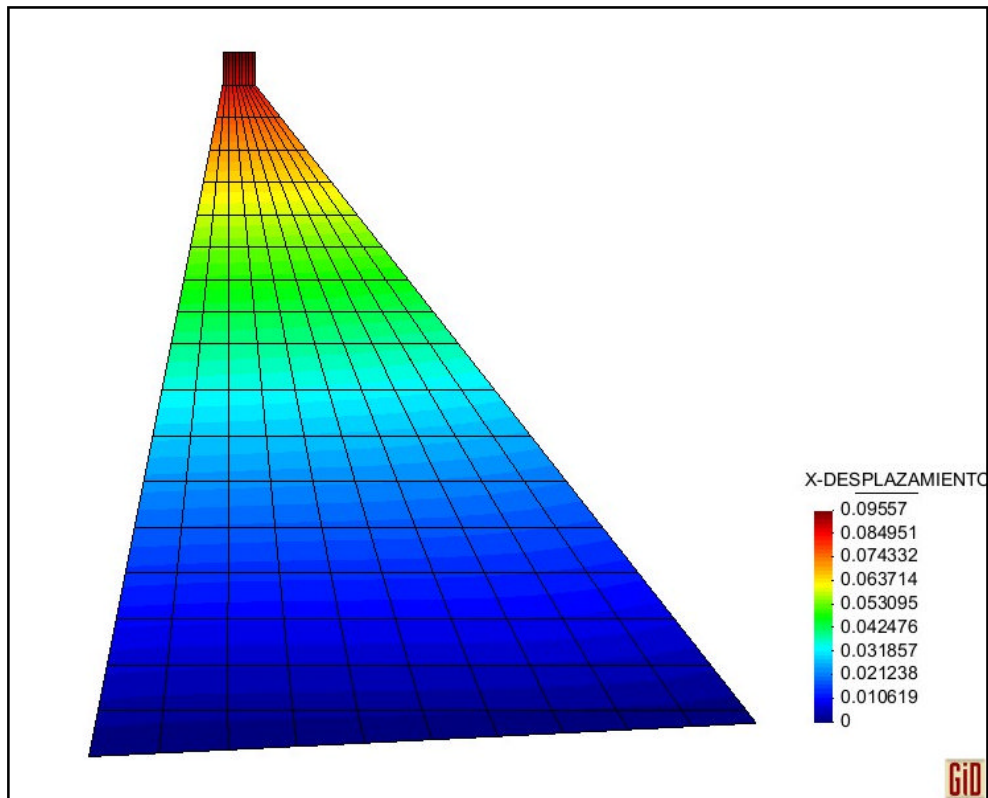
**Figura 6. 29** Desplazamientos totales verticales en la sección equivalente de la Presa Chontal para la Combinación de Cargas (1)



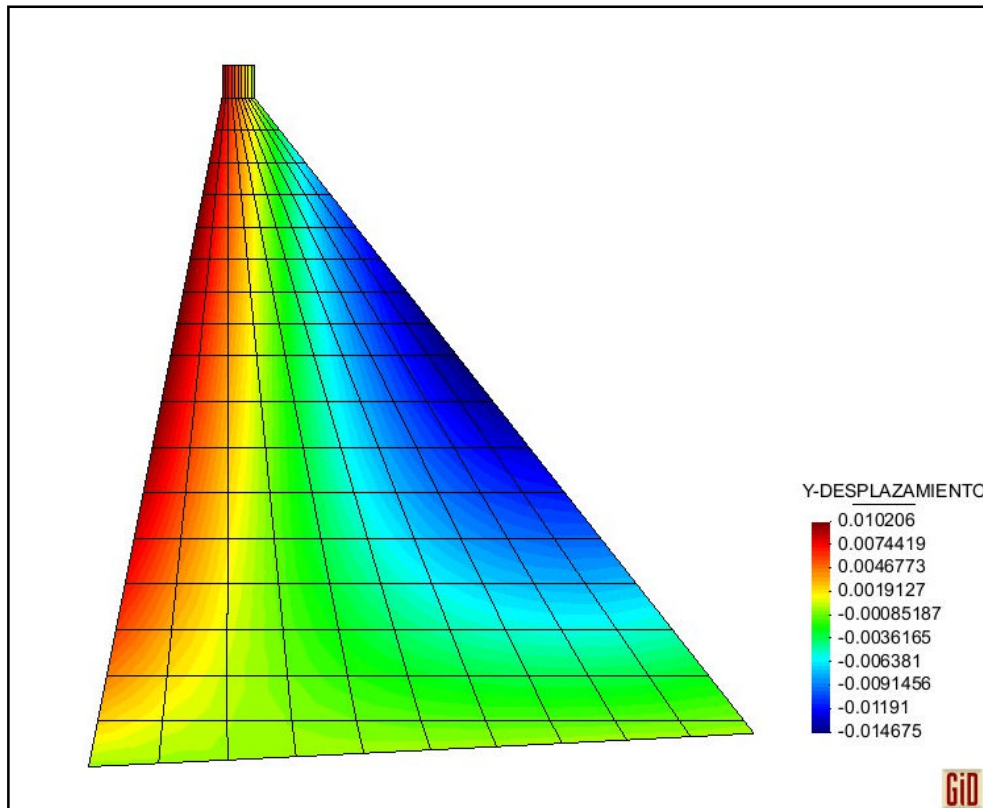
**Figura 6. 30** Desplazamientos totales horizontales en la sección real de la Presa Chontal para la Combinación de Cargas (2)



**Figura 6. 31** Desplazamientos totales verticales en la sección real de la Presa Chontal para la Combinación de Cargas (2)



**Figura 6. 32** Desplazamientos totales horizontales en la sección equivalente de la Presa Chontal para la Combinación de Cargas (2)



**Figura 6. 33** Desplazamientos totales verticales en la sección equivalente de la Presa Chontal para la Combinación de Cargas (2)

Se observa que los desplazamientos son menores en ambos sentidos cuando se considera la acción producida por la Presión de Lodos o Sedimentos, condición que se alcanzará paulatinamente durante el transcurso de la vida útil de la estructura. Este comportamiento se debe a que a medida que la altura de sedimentos aumenta, la altura del agua considerada para el cálculo de la Presión Hidrodinámica disminuye, ocasionando que el efecto de las fuerzas hidrodinámicas vaya atenuándose.

También se puede apreciar que en la base de la presa los desplazamientos son nulos. Esto es consecuencia de que el modelo para el análisis de la Presa Chontal se asumió con base fija, es decir con restricciones de movimiento tanto horizontal como vertical en la base.

## 6.7. OBTENCIÓN DE RESULTADOS MEDIANTE GID

A lo largo del estudio de la interacción fluido-estructura en el Análisis Sísmico de la Presa Chontal, se han presentado varios resultados correspondientes a las acciones sísmica, hidrostática e hidrodinámica, además de los modos de vibración y los desplazamientos modales provenientes de la aplicación de la teoría indicada en el Capítulo 2, el mismo que es la base de este trabajo.

Los resultados que se han obtenido fácilmente se colocan y presentan en las tablas de anexos, pero la idea es poder interpretar estos valores y es ahí donde el programa GID juega un rol muy importante, ya que permite visualizar de manera gráfica dichos resultados.

GID es una gran herramienta computacional de pre-procesamiento y post-procesamiento de datos; es necesario indicar que para este trabajo se utilizó la opción de post-procesamiento en vista de que los resultados que se ingresaron al programa, fueron previamente obtenidos con el Programa **CEINCI-LAB**, cuyas subrutinas se han elaborado en base a Matlab.

Los datos que se ingresan al programa GID deben ser almacenados en archivos con extensión **\*.msh** para la malla adoptada en la sección de la presa y **\*.res** para los valores de las fuerzas y desplazamientos aplicados en cada nudo de la misma malla. Las subrutinas que generan los archivos mencionados han sido denominadas **GID\_mesh** y **GID\_result**.

El procedimiento para la generación de los archivos mencionados, se detalla en Carrillo J., Zambrano A., Aguiar R., Mroginski J., (2011), quienes estudiaron el uso del programa GID y crearon un programa en base a Matlab que al

ejecutarlo, permite obtener los dos archivos que se requieren para el post-procesamiento.

Al igual que con las subrutinas originales de CEINCI-LAB para el análisis sísmico de presas, el programa de generación de los archivos que contienen los datos de la malla, y de las fuerzas y desplazamientos, fueron modificados y adaptados a las condiciones geométricas de la Presa Chontal.

El programa elaborado en base a Matlab para la obtención de los archivos *CHONTAL-X.msh* y *CHONTAL-X.res*, ha sido denominado **CHONTAL\_GID**, y es el que ha generado los datos que a su vez serán almacenados en los archivos para el post-procesamiento en el programa GID, con lo que es factible la obtención de todas las gráficas presentadas en el desarrollo de este trabajo.

## **6.8. COMPARACIÓN DE LOS TRES MODELOS DE PRESIÓN HIDRODINÁMICA**

En este proyecto se han presentado tres métodos para hallar las Presiones Hidrodinámicas que actúan sobre una presa. Los métodos ya han sido descritos detalladamente en los capítulos anteriores para las propuestas de Zangar (1952), Housner (1978) y para el modelo de Elementos Finitos (Tiliouine & Seghir, 1998).

Como se ha observado en la descripción de las tres teorías, todas tienen en común la utilización del coeficiente sísmico  $\alpha$  proveniente de la relación del cortante basal (sumatoria de las fuerzas estáticas máximas probables) con respecto al peso de la estructura para un metro de espesor considerado para el análisis sísmico. Los datos requeridos para la obtención de  $\alpha$ , requieren de un procedimiento ordenado, el mismo que fue descrito en el primer capítulo.

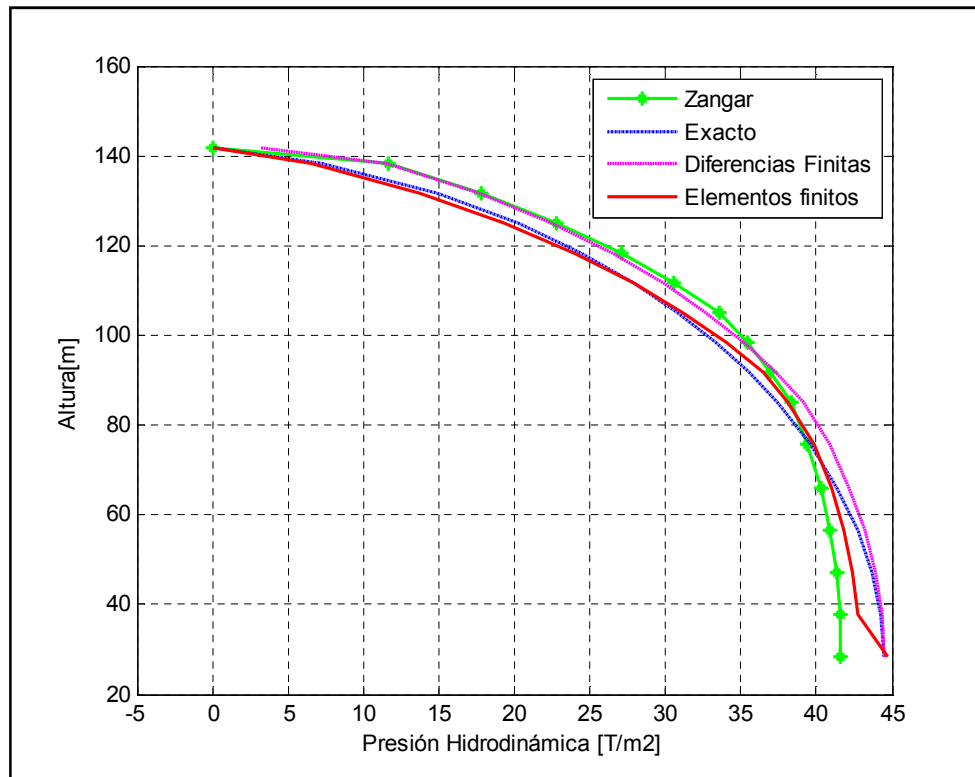
Las propuestas de Zangar y Housner son métodos clásicos para el cálculo de las Presiones Hidrodinámicas, mientras que la teoría de Elementos Finitos es mucho más reciente.

El método de Housner difiere de los otros dos criterios porque es aplicable a una presa con una sola inclinación en la cara aguas arriba, mientras que en el modelo de Zangar se presentan varias alternativas que están de acuerdo a las características geométricas de la presa donde también se consideran casos para dos pendientes en la cara aguas arriba, como es la sección real de la Presa Chontal. El método de elementos finitos considera los datos de la geometría de la presa pero es independiente si esta tiene una o dos inclinaciones en la cara que se encuentra en contacto con el agua. Los programas que se tenían originalmente para el análisis de presas fueron modificados y adaptados a las características de la Presa Chontal en el caso de Zangar y Elementos Finitos, pero para el caso de Housner fue necesario considerar una geometría equivalente de manera que se pueda aplicar esta teoría, observar el comportamiento de la estructura y comparar los resultados obtenidos con los tres métodos.

Para la Presa Chontal en la que está enfocado este trabajo se encontraron las Presiones Hidrodinámicas y se calcularon las fuerzas ocasionadas por esta acción, las mismas que se indicaron en las figuras 6.14 a 6.17.

Con el propósito de que se entiendan de mejor manera la forma de las curvas de Presión Hidrodinámica que se obtuvieron con las tres propuestas, se vuelve a presentar la figura 6.34. Se recuerda que para la propuesta de Housner se

tienen dos curvas en vista de que se trabajó con dos métodos de cálculo que corresponden a la solución analítica y por diferencias finitas.



**Figura 6. 34** Comparación de curvas de Presión Hidrodinámica  
( $\alpha = 0.5955$  para la geometría real y  $\alpha = 0.6148$  para la geometría equivalente)

Se observa que las curvas de Presión Hidrodinámica tienen una distribución muy parecida en los cuatro casos.

Se indicó anteriormente la semejanza entre los métodos analizados en este trabajo, la cual radica en el coeficiente sísmico  $\alpha$ , el que a su vez depende del espectro con el que se obtengan las aceleraciones fundamentalmente y también del criterio de combinación modal que se haya utilizado para el análisis sísmico.

Se recuerda además que para el análisis de la Presa Chontal, en todos los casos se trabajó con una malla de 10 divisiones en sentido X por 18 divisiones

en el sentido Y, es decir con 180 elementos finitos. Tomando en cuenta esta consideración se obtuvieron resultados del coeficiente sísmico muy parecidos, en consecuencia las curvas de presión se acercan bastante entre sí, como se observa en la figura 6.34, aunque si se adoptaran más divisiones en ambos sentidos, el número de elementos finitos se incrementaría y los valores resultantes serían mucho más similares entre los diferentes métodos de cálculo de la Presión Hidrodinámica.

## 6.9. CÁLCULO DEL EMPUJE Y LA SUBPRESIÓN

En este trabajo también se consideró el cálculo del empuje y de la subpresión, cuyos resultados intervendrán en el análisis de la estabilidad de la presa. Para obtener el empuje se empleó la fórmula que se indica a continuación y su distribución se presenta en las figuras 6.35 y 6.36 para las geometrías real y equivalente respectivamente.

$$E = \gamma * V_{sm} \quad (6.2)$$

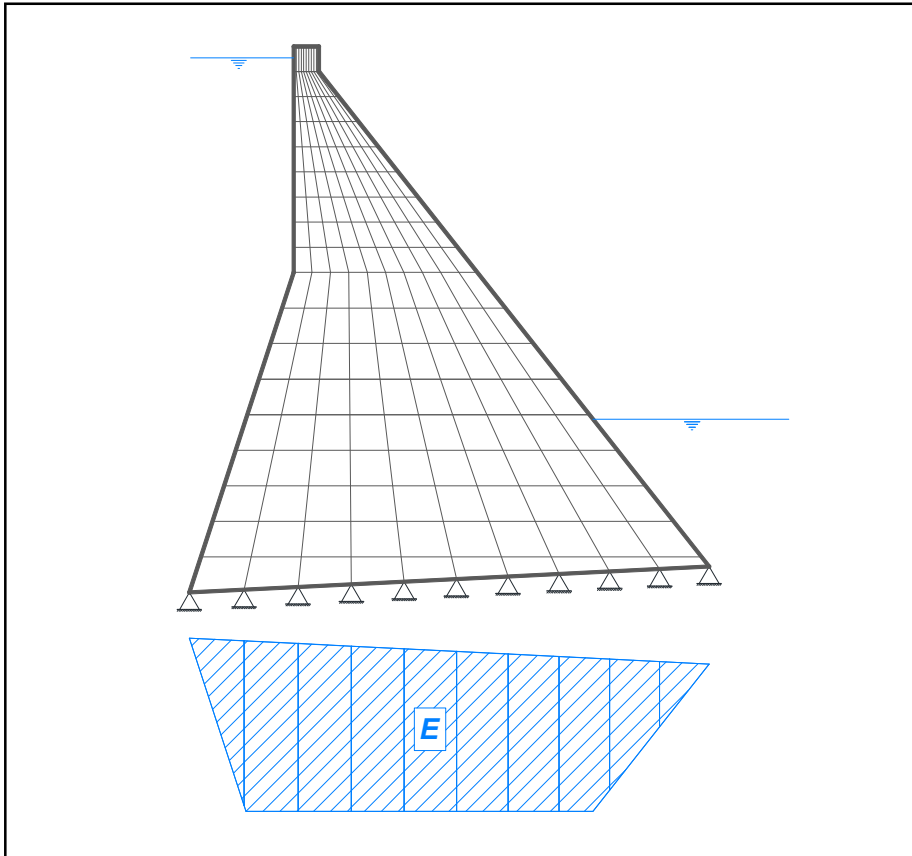
Donde:

$\gamma =$  peso específico del agua

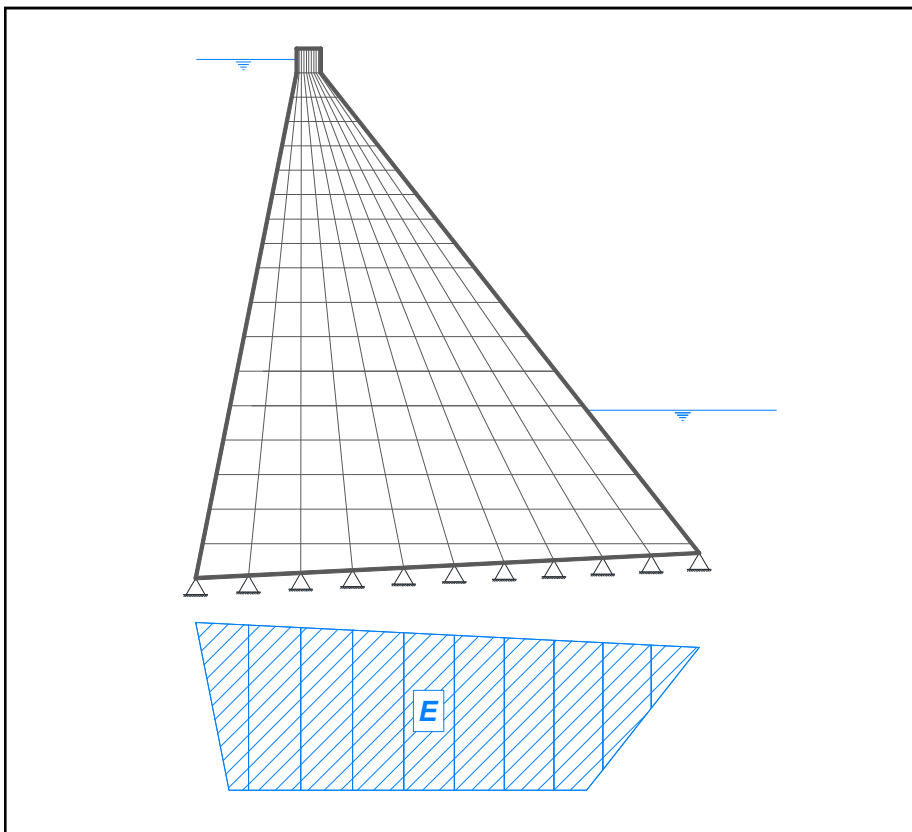
$V_{sm} =$  volumen sumergido de la presa

Para el caso de la sección real de la Presa Chontal se tiene 4923.30 m<sup>3</sup> de hormigón sumergido mientras que para la sección equivalente se tiene que el volumen sumergido de la estructura es 5056.14 m<sup>3</sup>. Para la obtención del volumen sumergido se realizó el producto del área sumergida por 1 metro de espesor. Finalmente se obtuvieron valores del empuje con magnitudes equivalentes a los volúmenes sumergidos ya que al multiplicarlos por el peso específico del agua, cuyo valor es la unidad, se llega a los mismos valores pero en unidades de fuerza de toneladas (T).





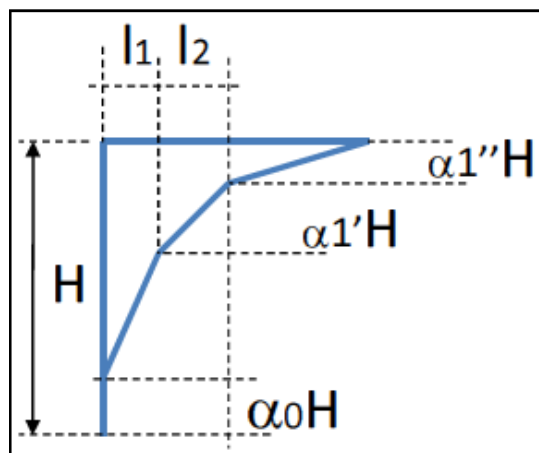
**Figura 6. 35** Empuje en la sección real de la Presa Chontal



**Figura 6. 36** Empuje en la sección equivalente de la Presa Chontal

Para calcular la subpresión se utilizó la fórmula que se presenta a continuación, la misma que corresponde al caso en que la diferencia de niveles aguas arriba y aguas abajo es mayor a 75 m. La distribución de la subpresión se presenta en las figuras 6.38 y 6.39 para las geometrías real y equivalente respectivamente.

$$W_f = \frac{1}{2} \gamma H [l_1(1 + \alpha'_1 - \alpha''_1) + l_2\alpha_1 + b\alpha''_1] \alpha_2 \quad (6.3)$$



**Figura 6. 37** Esquema general de distribución de la subpresión cuando  $H > 75$  m. Fuente: Sandoval W. (2011)

Donde:

$l_1$  = distancia horizontal desde la base en la cara aguas arriba de la presa hasta la lechada de impermeabilización

$l_2$  = distancia horizontal entre la lechada de impermeabilización y la línea de drenaje

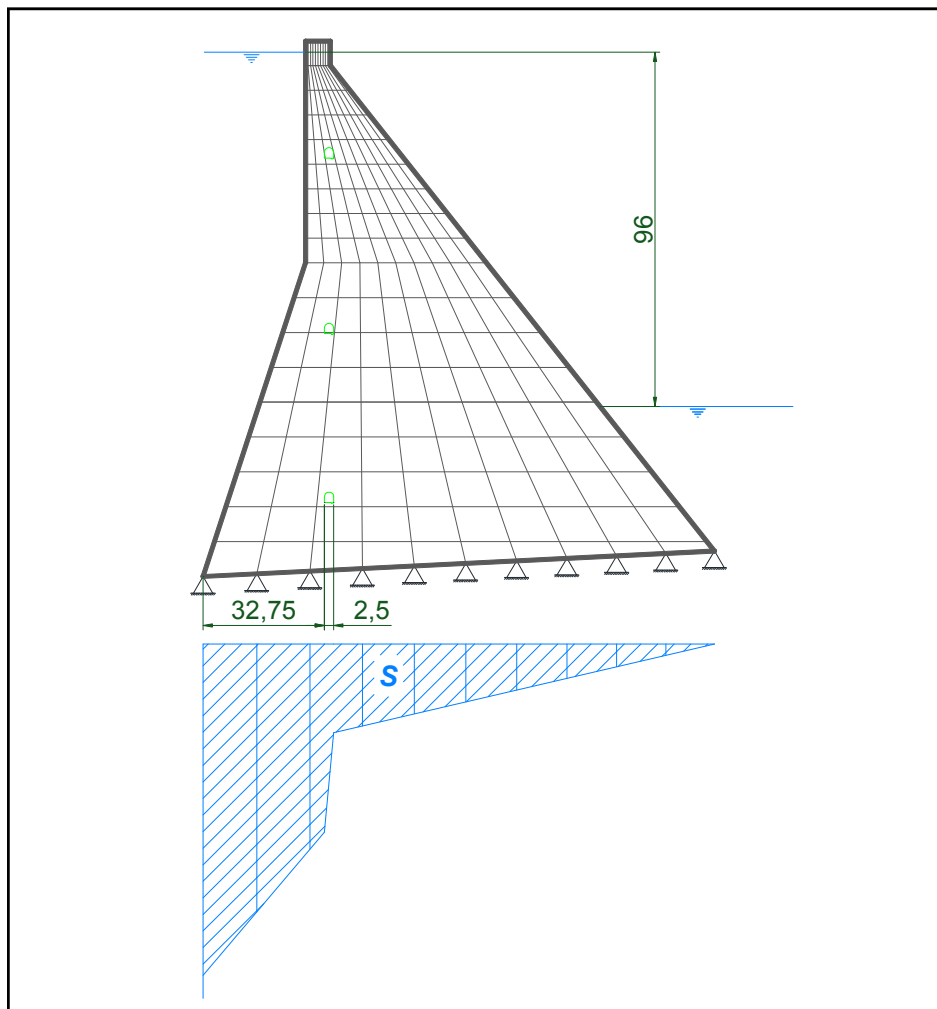
**Tabla 6. 1** Coeficientes de Subpresión  $\alpha_0$  y  $\alpha_2$ . Fuente: Sandoval W. (2011)

$\alpha_0$ – <i>coeficiente por pérdida de carga inicial</i>	0.05 - 0.08
$\alpha_2$ – <i>coeficiente por porosidad del área</i>	0.70 - 0.95

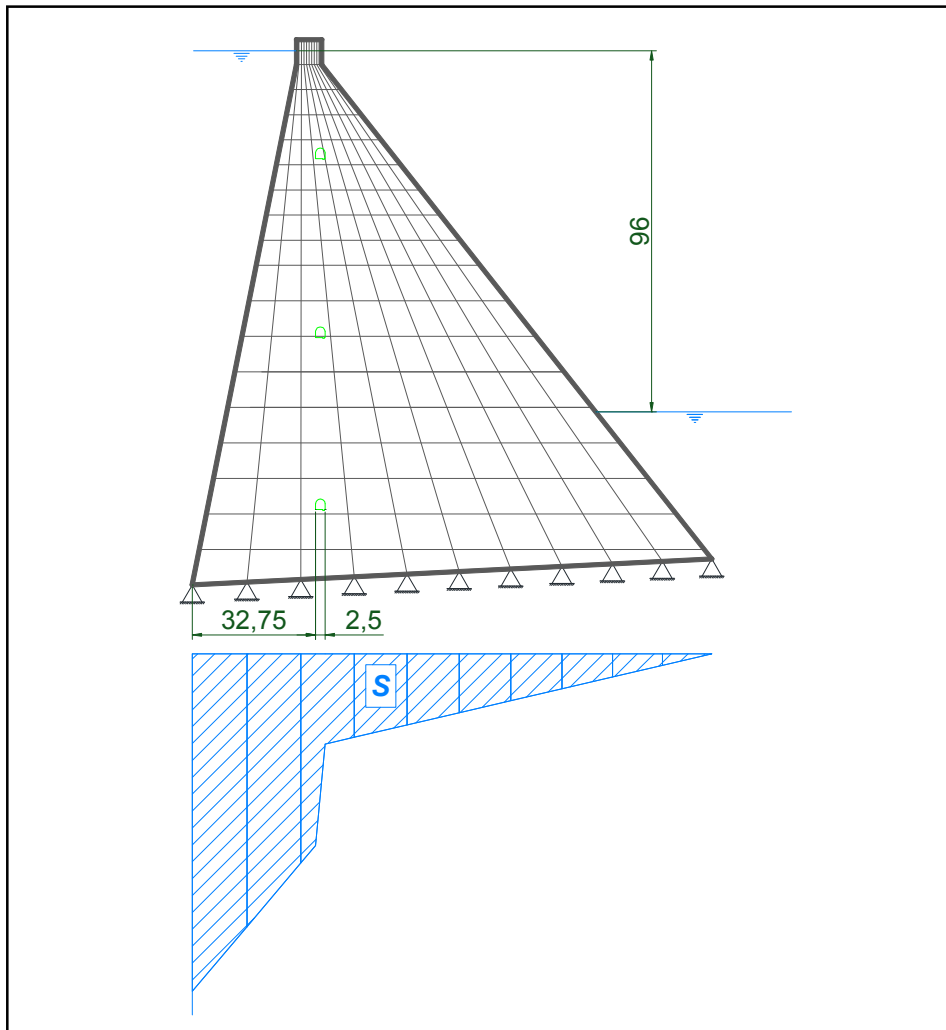
**Tabla 6. 2** Coeficientes de Subpresión que dependen del tipo de presa  $\alpha'_1$  y  $\alpha''_1$ . Fuente: Sandoval W. (2011)

Tipo de Presa	$\alpha'_1$	$\alpha''_1$
Gravedad $H < 25$	0.3	0.0
Gravedad $25 < H < 75$	0.4	0.15
Gravedad $H > 75$	0.5	0.25
Contrafuertes	0.4	0.0
Arco	0.5	0.25

Tanto para el caso de la sección real de la Presa Chontal como para la sección equivalente se obtuvo una fuerza total de subpresión igual a 3630.46 T. Se obtuvieron los mismos valores para las dos secciones porque se consideraron las mismas distancias y factores de subpresión.



**Figura 6. 38** Subpresión en la sección real de la Presa Chontal



**Figura 6. 39** Subpresión en la sección equivalente de la Presa Chontal

## 6.10. CÁLCULO DE LA ESTABILIDAD DE LA PRESA

Para determinar la estabilidad de la Presa se deben obtener los coeficientes de seguridad al deslizamiento y al vuelco de la presa, los mismos que están en función de las fuerzas actuantes sobre la estructura y de las distancias a las que dichas cargas están aplicadas con respecto a un punto en la base de la presa.

El factor de estabilidad al deslizamiento de la Presa se calculó mediante la fórmula que se indica a continuación:

$$K_{sd} = \frac{fN\cos\alpha + T\sin\alpha + cB}{T\cos\alpha + N\sin\alpha} \quad (6.4)$$

Donde:

$T$  = sumatoria de fuerzas horizontales que actúa sobre la presa

$N$  = sumatoria de fuerzas verticales que actúa sobre la presa

$\alpha$  = ángulo de inclinación en la base de la presa

$B$  = base de la presa sobre la roca

**Tabla 6. 3** Coeficientes según el tipo de roca. Fuente Sandoval W. (2011)

Tipo de Roca	f	C (T)
Granitos u otras rocas no fisuradas, con resistencia temporal a la compresión mayor a 400 Kg/cm <sup>2</sup>	0.75	40
Rocas poco fisuradas con mejoramiento de lechada de cemento hasta la profundidad mayor o igual a 0.1H, con resistencia temporal a la compresión mayor a 400 Kg/cm <sup>2</sup>	0.70	30
Rocas fisuradas, con resistencia temporal a la compresión entre 50 y 400 Kg/cm <sup>2</sup>	0.65	20

El factor de estabilidad al vuelco de la Presa se calculó mediante la siguiente expresión:

$$K_{sv} = \frac{M_r}{M_v} \quad (6.5)$$

Donde:

$M_r$  = momento resistente

$M_v$  = momento de vuelco

Para el cálculo de los factores de seguridad al deslizamiento y al vuelco en condiciones estáticas y dinámicas, se deben calcular las siguientes combinaciones de fuerzas horizontales ( $T$ ), verticales ( $N$ ) y momentos ( $M$ ).

- En el caso estático

$$N = P_{propio} + P_{agua} + P_{a.abajo} + P_{sedimentos}$$

$$T_{estático} = F_{hidrostáticas} + F_{h.a.abajo} + F_{sedimentos}$$

$$Mv_{estático} = Mv_{hidrostático} + Mv_{sedimentos} + Mv_{p.propio} + Mv_{p.a.abajo} + \\ Mv_{empuje} + Mv_{subpresión}$$

$$Mr_{resistente} = Mr_{p.propio} + Mr_{h.a.abajo} + Mr_{p.agua} + Mr_{p.sedimentos} + \\ Mr_{empuje} + Mr_{subpresión}$$

A partir de las combinaciones indicadas se calculan los siguientes factores de seguridad en condiciones estáticas:

$$K_{sd-estático} = \frac{fN\cos\alpha + T_{estático}\sen\alpha + cB}{T_{estático}\cos\alpha + N\sen\alpha}$$

$$K_{sv-estático} = \frac{Mr_{resistente}}{Mv_{estático}}$$

- En el caso dinámico

$$N = P_{propio} + P_{agua} + P_{a.abajo} + P_{sedimentos}$$

$$T_{dinámico} = F_{sismicas} + F_{hidrodinámicas} + F_{hidrostáticas} + F_{h.a.abajo}$$

$$Mv_{dinámico} = Mv_{hidrostático} + Mv_{sísmico} + Mv_{hidrodinámico} + Mv_{p.propio} + \\ Mv_{p.a.abajo} + Mv_{empuje} + Mv_{subpresión}$$

$$Mr_{resistente} = Mr_{p.propio} + Mr_{h.a.abajo} + Mr_{p.agua} + Mr_{p.sedimentos} + \\ Mr_{empuje} + Mr_{subpresión}$$

A partir de las combinaciones indicadas se calculan los siguientes factores de seguridad en condiciones dinámicas:

$$K_{sd-dinámico} = \frac{fN\cos\alpha + T_{dinámico}\sen\alpha + cB}{T_{dinámico}\cos\alpha + N\sen\alpha}$$

$$K_{sv-dinámico} = \frac{M_{resistente}}{Mv_{dinámico}}$$

Los resultados de los factores de deslizamiento y al vuelco para la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil se presentan a continuación:

- En el caso estático

$$K_{sd-estático} = 2.3708$$

$$K_{sv-estático} = 1.7837$$

- En el caso dinámico

$$K_{sd-dinámico} = 0.9470$$

$$K_{sv-dinámico} = 0.9058$$

Los resultados de los factores de deslizamiento y al vuelco para la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil fueron los siguientes:

- En el caso estático

$$K_{sd-estático} = 1.3325$$

$$K_{sv-estático} = 1.5683$$

- En el caso dinámico

$$K_{sd-dinámico} = 1.1745$$

$$K_{sv-dinámico} = 1.1933$$

Los resultados de los factores de deslizamiento y al vuelco para la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil se presentan a continuación:

- En el caso estático

$$K_{sd-estático} = 2.4321$$

$$K_{sv-estático} = 1.8676$$

- En el caso dinámico

$$K_{sd-dinámico} = 0.9371$$

$$K_{sv-dinámico} = 0.9189$$

Los resultados de los factores de deslizamiento y al vuelco para la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil fueron los siguientes:

- En el caso estático

$$K_{sd-estático} = 1.3357$$

$$K_{sv-estático} = 1.5659$$

- En el caso dinámico

$$K_{sd-dinámico} = 1.1215$$

$$K_{sv-dinámico} = 1.1359$$

Se aprecia que los factores de seguridad en condiciones dinámicas mejoran cuando se considera la acción que provoca la acumulación de sedimentos en el fondo del embalse, no así en el caso estático, ya que como puede verse los factores de seguridad en tales condiciones van a ir disminuyendo durante el transcurso del tiempo de vida útil de la presa.



## CAPÍTULO 7

### CÁLCULO DE ESFUERZOS EN LA SECCIÓN REAL Y EQUIVALENTE DE LA PRESA CHONTAL

#### 7.1. DESCRIPCIÓN DEL CÁLCULO DE ESFUERZOS

La teoría para el cálculo de esfuerzos se indicó en el Capítulo 2, de donde se sabe que están asociados con las deformaciones y éstas a su vez con los desplazamientos totales que se obtienen a partir de la siguiente fórmula:

$$Q_F = K_T * q_F$$

Al despejar la expresión anterior se obtienen los desplazamientos finales mediante la siguiente expresión:

$$q_F = inv(K_T) * Q_F \quad (7.1)$$

Donde:

$q_F = desplazamientos\ finales$

$K_T = matriz\ de\ rigidez\ total\ de\ la\ estructura$

$Q_F = Vector\ de\ cargas\ finales$

Como indica la ecuación (7.1), los desplazamientos finales horizontales y verticales provienen del producto de la matriz inversa de rigidez total, es decir la que considera todos los grados de libertad tanto principales (horizontales) como secundarios (verticales), por el vector de cargas finales, el cual se obtiene de la sumatoria o combinación de las fuerzas contempladas en el desarrollo de este trabajo, las cuales se deben a las acciones sísmica,

hidrostática e hidrodinámica en sentido X y al peso propio de la estructura más el peso del agua sobre la cara aguas arriba de la presa en sentido Y. Además se analizará la condición de carga a la que la estructura se verá sometida al final de su vida útil mediante la consideración de las fuerzas y pesos producidos por la acumulación de sedimentos en la cara aguas arriba de la presa.

En este capítulo se va a considerar los vectores de cargas finales obtenidos en el Capítulo 6, en los cuales se destacan con el mayor aporte las fuerzas sísmicas obtenidas empleando el Criterio de Combinación Modal del Máximo Valor Probable, y aplicando un espectro bastante conservador para un período de retorno de 970 años, el mismo que es específico para la Presa Chontal.

En este capítulo se consideran los desplazamientos que provienen del efecto causado por el aporte de las fuerzas sísmicas, hidrostáticas e hidrodinámicas, peso propio y peso del agua sobre las caras de la presa, con lo que el índice de deformaciones es más crítico y por ende los esfuerzos a los que se ve sometida la estructura son mayores. Se recuerda que para la combinación considerada al final de la vida útil de la estructura se agregan las fuerzas y pesos que ocasiona la acumulación de lodos o sedimentos en el fondo del embalse.

Por lo tanto, al conocer los desplazamientos finales, se pueden encontrar las deformaciones a través de la matriz de compatibilidad  $\mathbf{B}$  indicada en el Capítulo 2, de acuerdo a la fórmula (2.14). En consecuencia, la matriz de deformaciones  $\varepsilon$  y la matriz de elasticidad para tensión plana  $\mathbf{C}_T$  considerada para este trabajo,

permiten hallar los esfuerzos en los puntos de integración de los elementos finitos mediante la ecuación (2.24).

Con la finalidad de visualizar los esfuerzos mediante gráficas del programa GID, es necesario extrapolar los esfuerzos a los nudos de cada elemento finito, tal como se hizo para hallar la matriz de rigidez de elemento finito, para lo cual se emplea una nueva subrutina de CEINCI-LAB denominada ***esfuerzos\_elemento\_finito***.

Al igual que se hizo para obtener la matriz de rigidez de la estructura por ensamblaje directo, se hallan los esfuerzos en toda la malla de la Presa Chontal con la ayuda del subprograma ***esfuerzos\_estructura***.

Para generar los archivos con los datos de los esfuerzos nodales y poder ingresarlos al post-procesamiento mediante el programa GID, se modifica la subrutina ***GID\_result*** añadiendo líneas de programación que permitan el almacenamiento de esfuerzos en su registro además de los datos ya calculados en los capítulos previos.

Para la extrapolación a los nudos de cada elemento finito se considera que la variación de los esfuerzos dentro del elemento es lineal, por lo tanto se tiene que:

$$\begin{aligned}\sigma_x(x, y) &= \sigma_{x1}\phi_1(a, b) + \sigma_{x2}\phi_2(a, b) + \sigma_{x3}\phi_3(a, b) + \sigma_{x4}\phi_4(a, b) \\ \sigma_y(x, y) &= \sigma_{y1}\phi_1(a, b) + \sigma_{y2}\phi_2(a, b) + \sigma_{y3}\phi_3(a, b) + \sigma_{y4}\phi_4(a, b) \\ \tau_{xy}(x, y) &= \tau_{xy1}\phi_1(a, b) + \tau_{xy2}\phi_2(a, b) + \tau_{xy3}\phi_3(a, b) + \tau_{xy4}\phi_4(a, b)\end{aligned}\tag{7.2}$$

Donde:

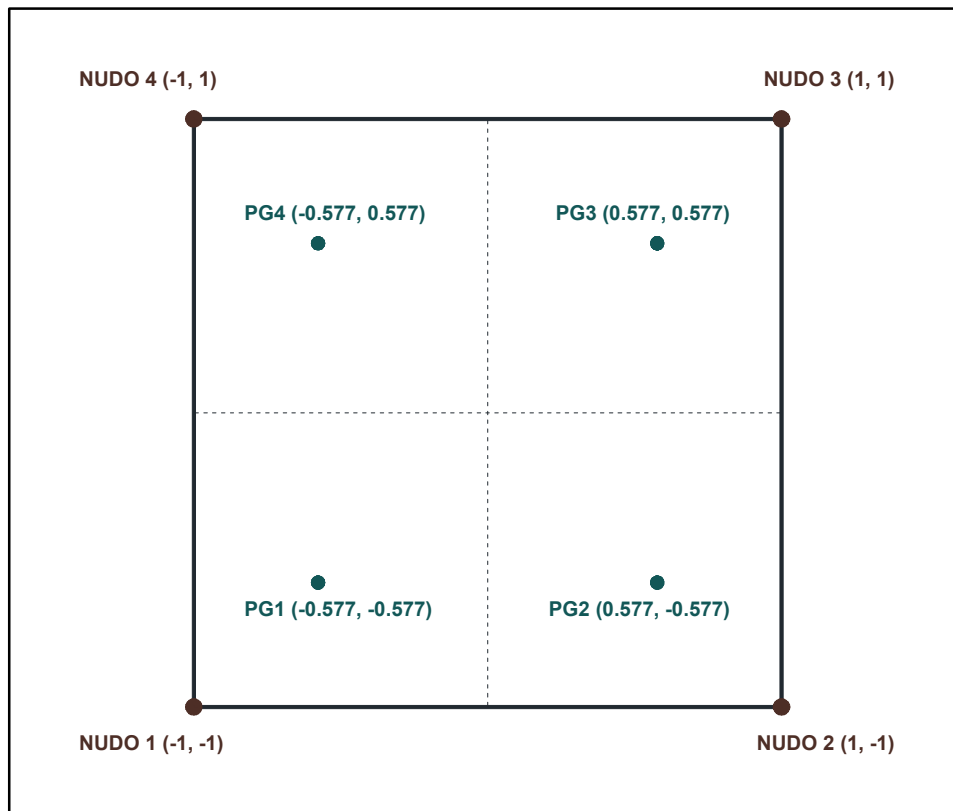
$\sigma_{x1}$ ,  $\sigma_{x2}$ ,  $\sigma_{x3}$ ,  $\sigma_{x4}$  son los esfuerzos en los puntos de integración de la cuadratura de Gauss en dirección X;

$\sigma_{y1}, \sigma_{y2}, \sigma_{y3}, \sigma_{y4}$  son los esfuerzos en los puntos de integración de la cuadratura de Gauss en dirección Y;

$\tau_{xy1}, \tau_{xy2}, \tau_{xy3}, \tau_{xy4}$  son los esfuerzos de corte en los puntos de integración;

$a$  y  $b$  representan las coordenadas donde las funciones de forma van a ser evaluadas;

$\sigma_x(x, y), \sigma_y(x, y), \tau_{xy}(x, y)$  son los esfuerzos en un nudo esquinero del elemento finito.



**Figura 7. 1** Elemento finito y puntos de integración de la Cuadratura de Gauss

Por ejemplo, para el punto PG1  $s_1 = -0.577, t_1 = -0.577$  el esfuerzo en sentido X vale  $\sigma_{x1}$ ; ahora se debe hallar el esfuerzo para las coordenadas nodales  $-1, -1$ . Aplicando regla de tres se encuentra que  $a = 1/s_1, b = 1/t_1$ .

Por último con los resultados obtenidos en los nudos de cada elemento finito se efectúa un promedio a nivel nodal y se hallan los esfuerzos correspondientes a todos los nudos de la malla adoptada para el análisis.

## **7.2. FUERZAS Y DESPLAZAMIENTOS FINALES**

Para el cálculo final de fuerzas se utiliza la propuesta de Zangar porque genera los mayores valores de fuerzas ocasionadas por la Presión Hidrodinámica en el caso de la sección real de la Presa Chontal.

Se debe mencionar que además del peso propio de la estructura para las cargas verticales, también se considera el peso del agua que actúa en la cara aguas arriba de la Presa Chontal. Estas fuerzas tienen sentido negativo porque actúan verticalmente hacia abajo.

Al considerar las fuerzas generadas por el peso propio y el peso del agua se puede entender que además del vector de cargas finales en sentido X existe también un vector cargas en sentido Y. Lo mismo ocurre con los desplazamientos finales.

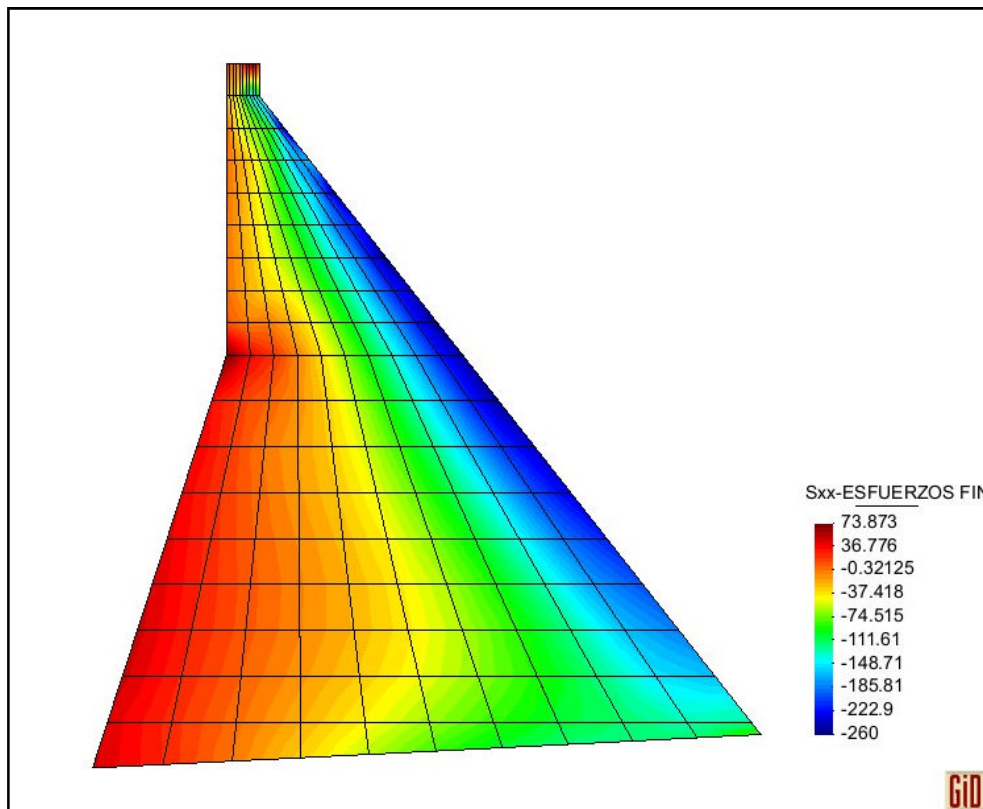
Para la segunda combinación considerada al final de la vida útil de la presa, se deben añadir también las fuerzas y pesos debido a los sedimentos, con lo que se incrementan las fuerzas finales resultantes tanto en sentido X como en sentido Y.

Los resultados de fuerzas y desplazamientos finales se presentaron gráficamente en el Capítulo 6.

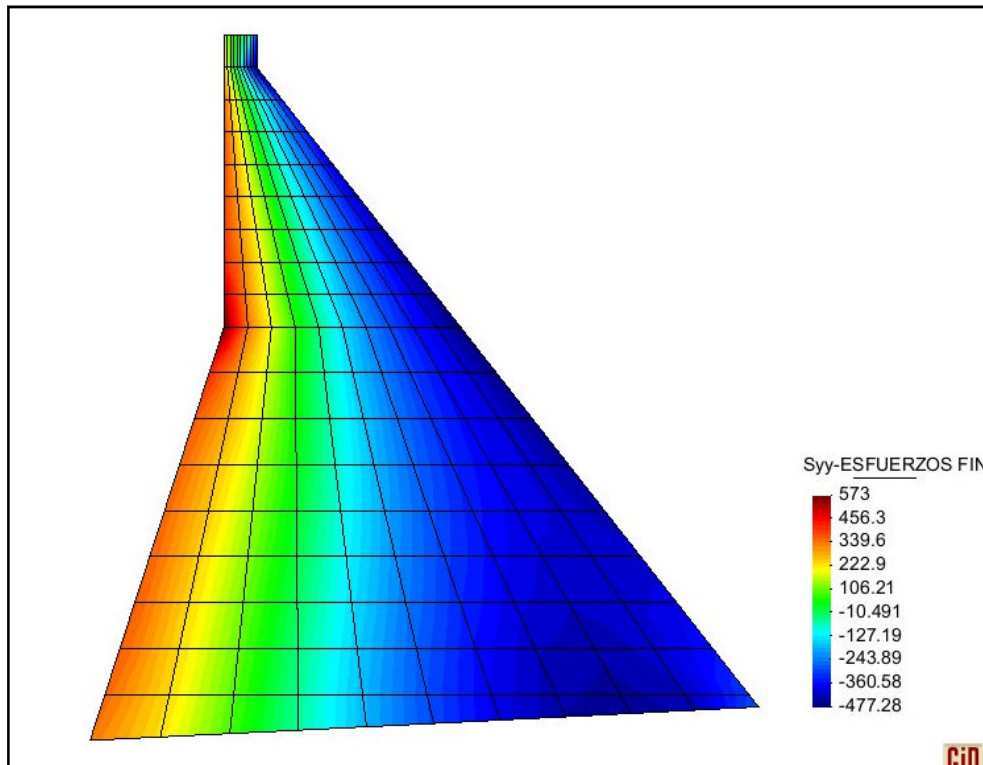
### 7.3. ESFUERZOS RESULTANTES

Los resultados de esfuerzos obtenidos a partir de las combinaciones de fuerzas indicadas en el capítulo anterior para la sección real de la Presa Chontal se presentan gráficamente a continuación, para esfuerzos en dirección X, esfuerzos en dirección Y, y esfuerzos de corte.

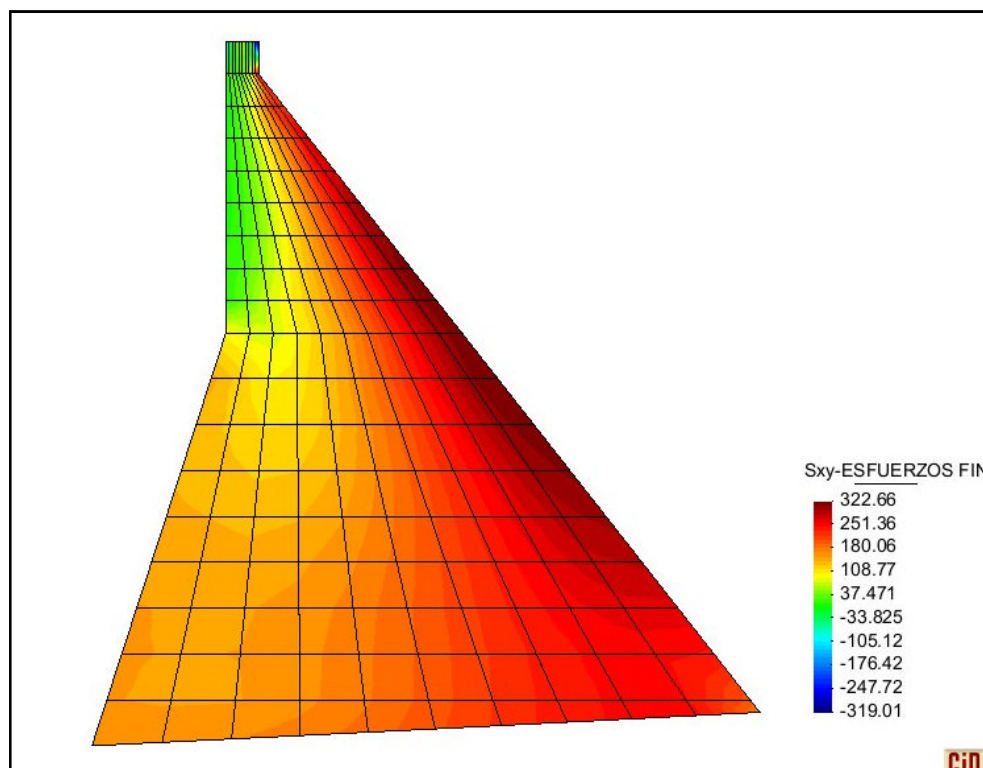
Se recuerda que desde el segundo capítulo se viene trabajando con un hormigón cuya resistencia a la compresión es de  $210 \text{ Kg/cm}^2$ , en consecuencia el módulo de elasticidad con el que se trabaja es de  $1'738.965 \text{ T/m}^2$ , valor calculado de la expresión  $E = 12000\sqrt{f'_c}$ , con lo que se tiene un criterio conservador para el análisis.



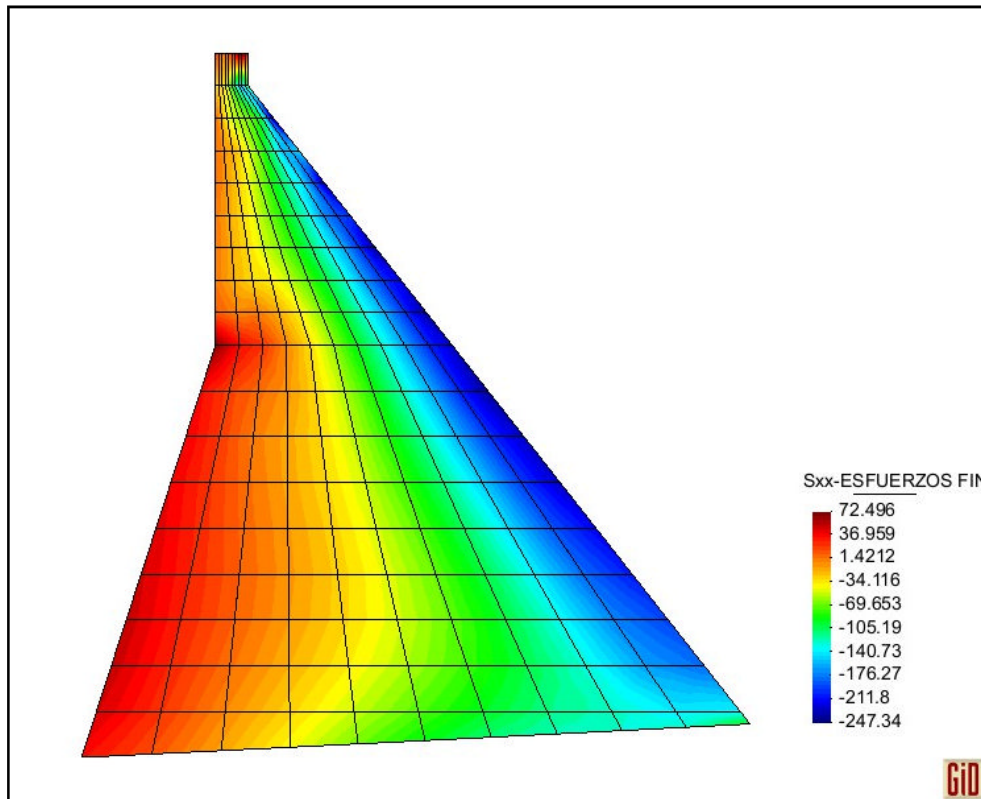
**Figura 7. 2** Esfuerzos horizontales  $\sigma_x$  en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil ( $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



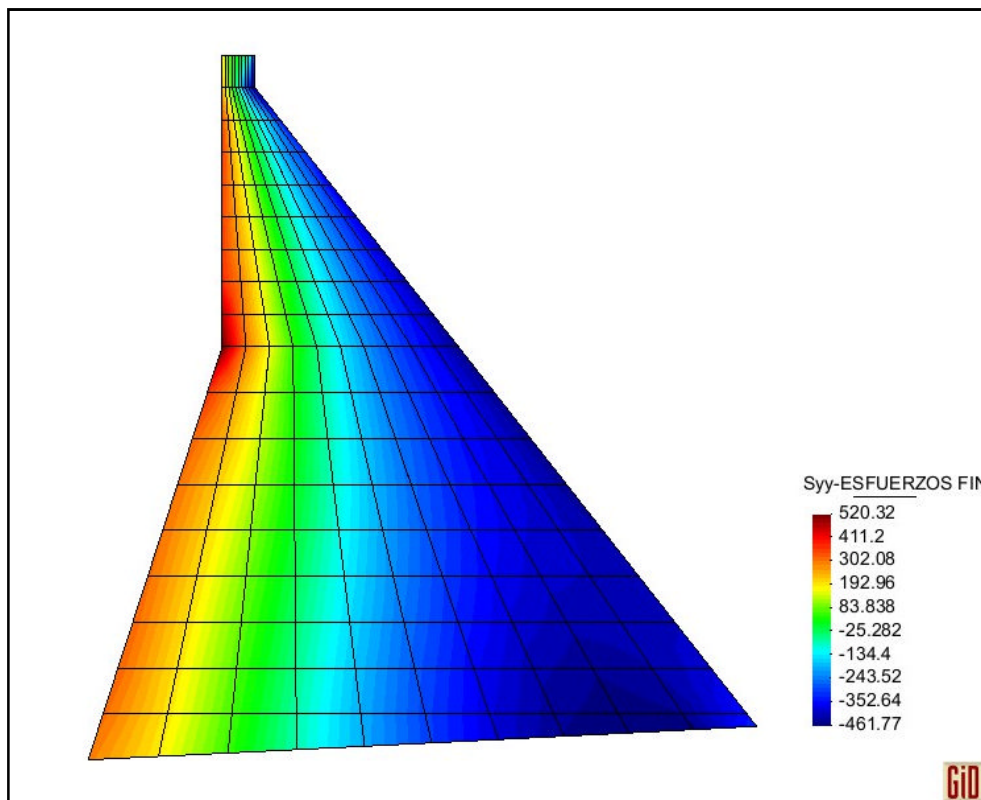
**Figura 7. 3** Esfuerzos verticales  $\sigma_y$  en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil ( $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



**Figura 7. 4** Esfuerzos de corte  $\tau_{xy}$  en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil ( $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )

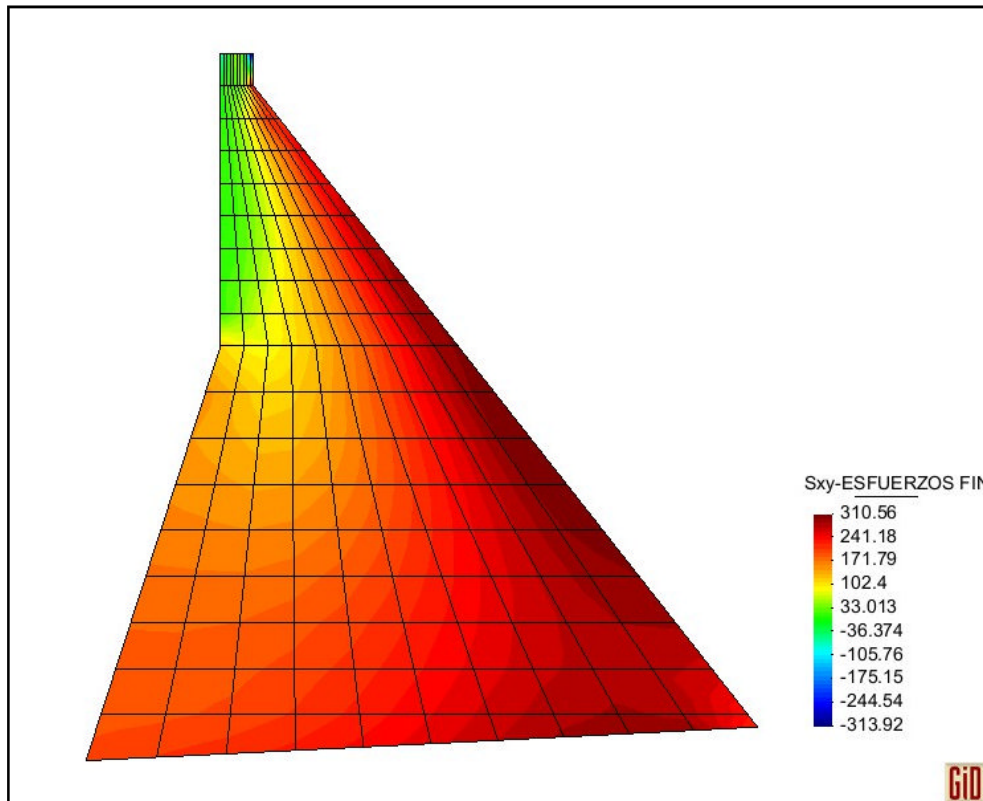


**Figura 7. 5** Esfuerzos horizontales  $\sigma_x$  en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil ( $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )

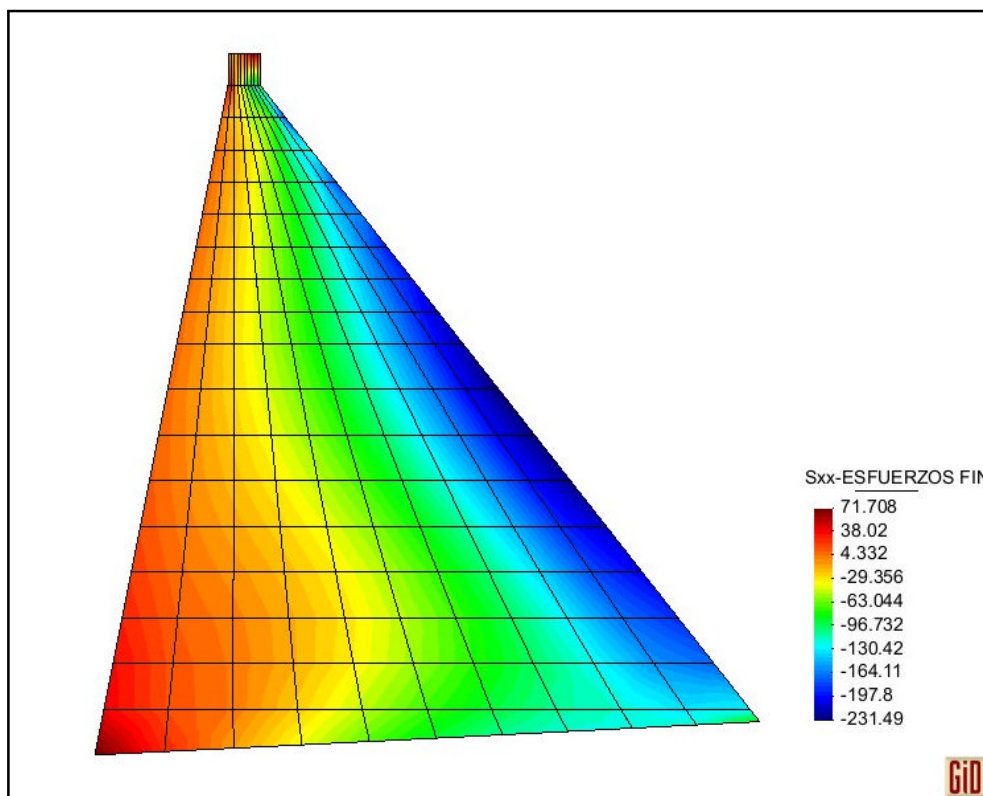


**Figura 7. 6** Esfuerzos verticales  $\sigma_y$  en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil ( $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )

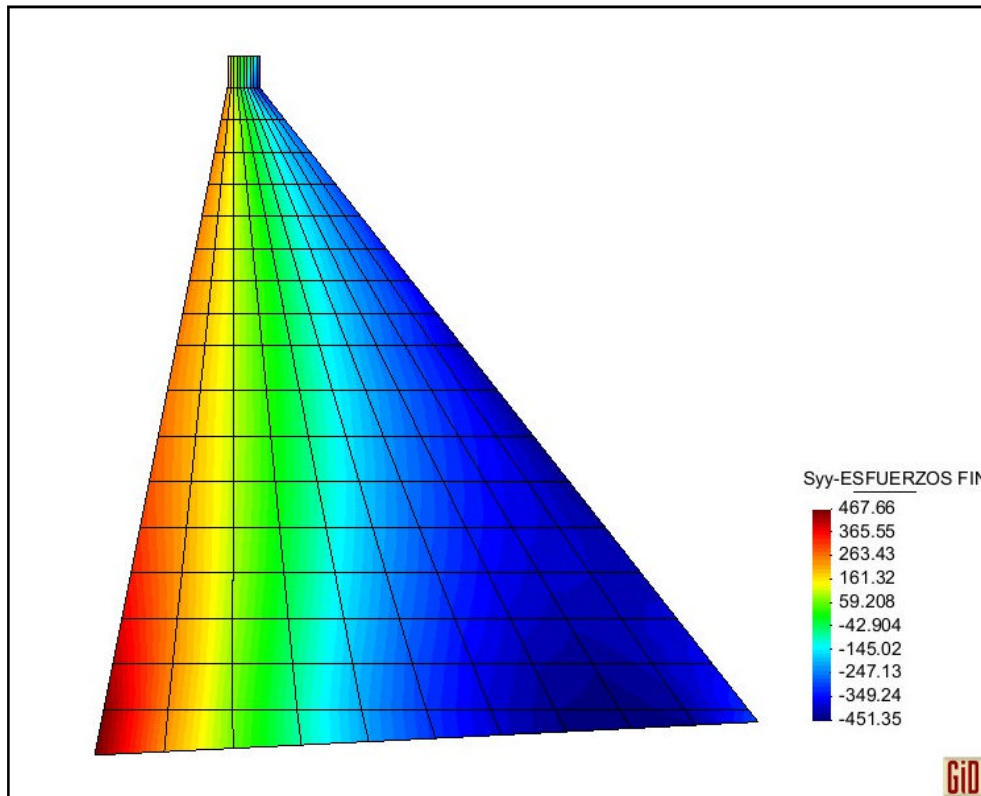




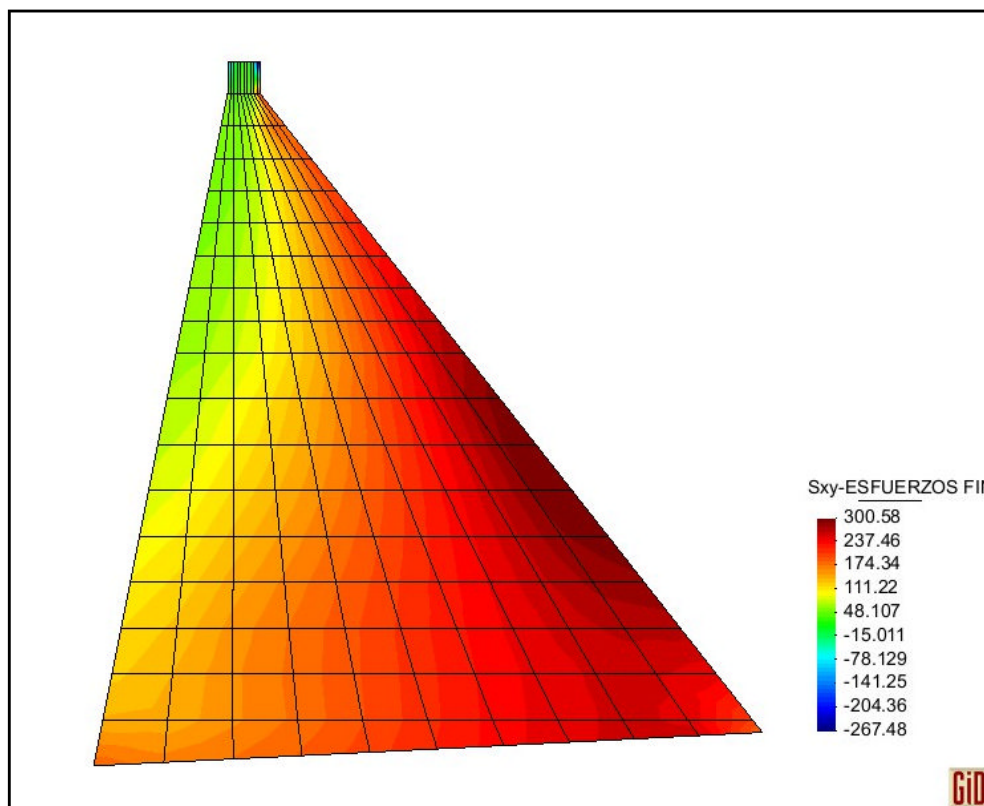
**Figura 7. 7** Esfuerzos de corte  $\tau_{xy}$  en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil  
 ( $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



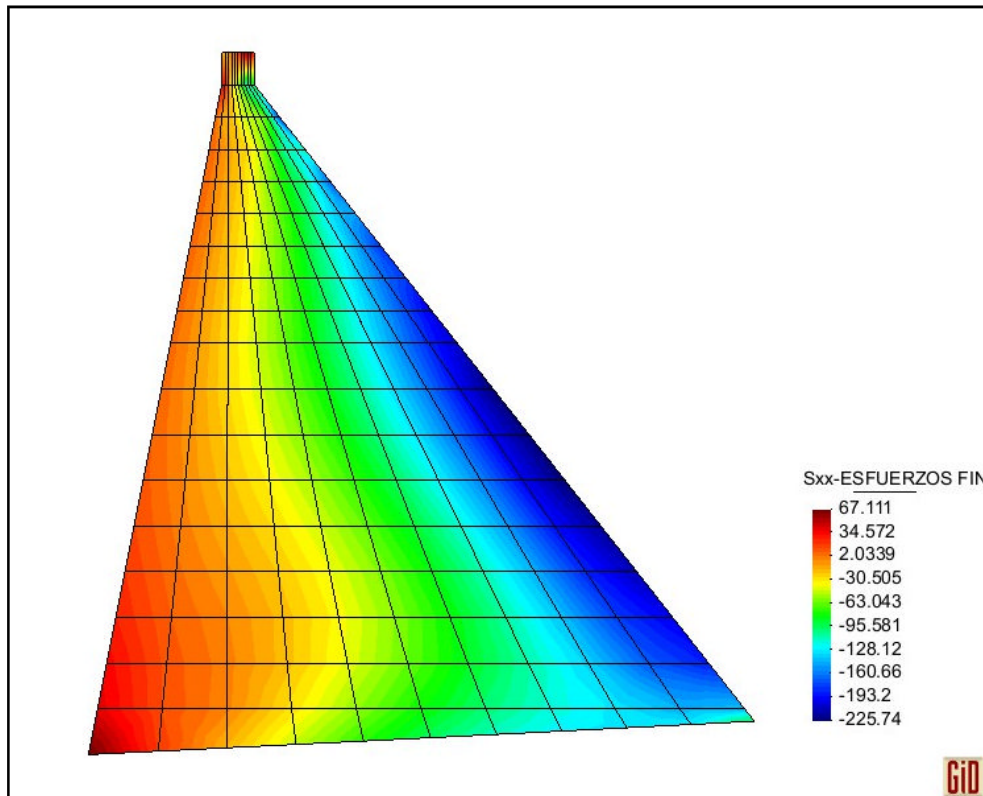
**Figura 7. 8** Esfuerzos horizontales  $\sigma_x$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil ( $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



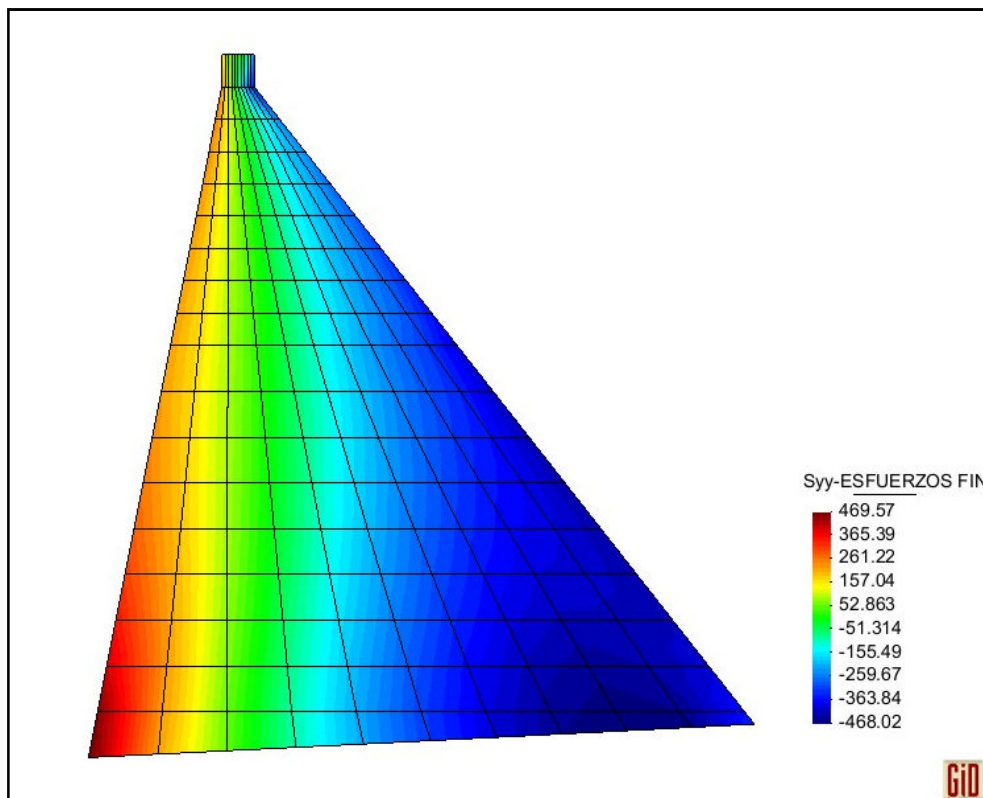
**Figura 7. 9** Esfuerzos verticales  $\sigma_y$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil ( $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



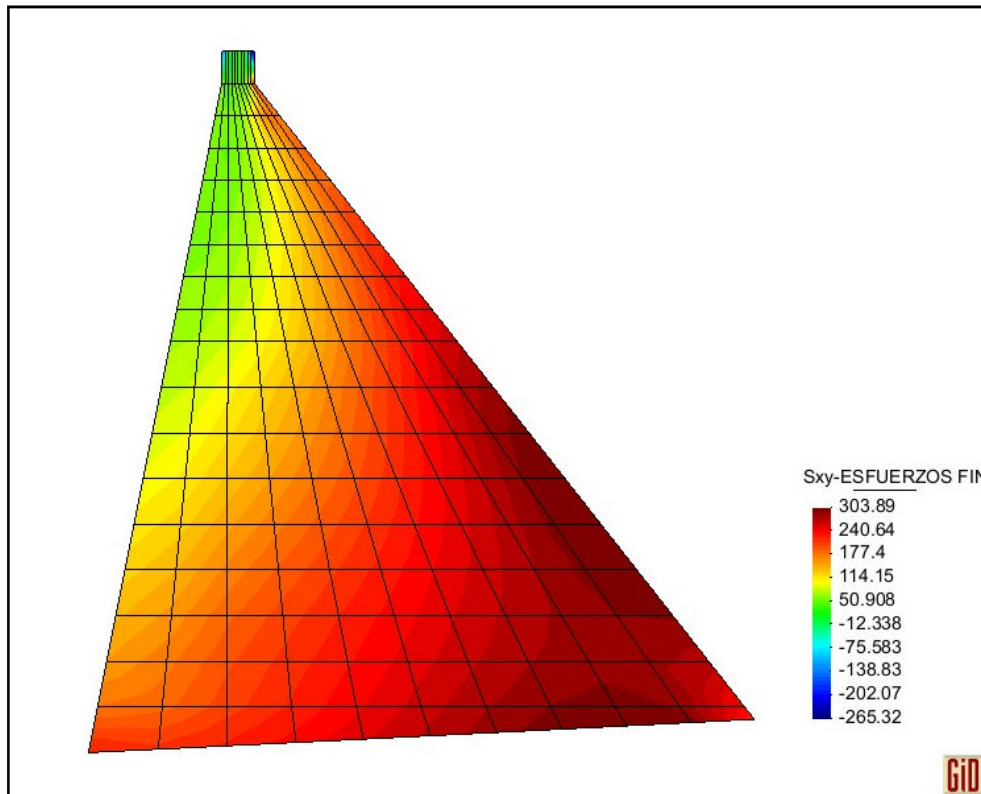
**Figura 7. 10** Esfuerzos de corte  $\tau_{xy}$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil ( $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



**Figura 7. 11** Esfuerzos horizontales  $\sigma_x$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil ( $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



**Figura 7. 12** Esfuerzos verticales  $\sigma_y$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil ( $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



**Figura 7. 13** Esfuerzos de corte  $\tau_{xy}$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil ( $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )

Los esfuerzos obtenidos están en unidades de  $\text{T/m}^2$ , y de acuerdo a las Normativas indicadas en el Capítulo 1 se puede observar que los esfuerzos horizontales en tracción y compresión  $\sigma_x$  cumplen satisfactoriamente con los valores admisibles, pero no ocurre lo mismo con los esfuerzos verticales  $\sigma_y$  ni de corte  $\tau_{xy}$ . Ante el inconveniente que se menciona en el párrafo anterior se volvió a realizar el análisis desde un principio considerando varios tipos de hormigón de modo que se tenga una resistencia más elevada en las zonas de mayor concentración de esfuerzos. En vista del cambio realizado para este análisis, se tienen distintos valores del módulo de elasticidad, los mismos que están en función de la resistencia a la compresión del hormigón que se asigne a cada elemento finito. Como se observa en las figuras, se tienen esfuerzos muy altos en tracción y corte, razón por la cual se requiere de hormigones de

gran calidad y resistencia. Al trabajar con hormigones de alta resistencia se puede considerar el módulo de elasticidad mediante la fórmula  $E = 15000\sqrt{f'_c}$ . A continuación se presentan las tablas con los valores de la resistencia a la compresión y su correspondiente módulo de elasticidad con los que se realizó el nuevo análisis con ayuda de los programas de CEINCI-LAB.

**Tabla 7. 1** Módulos de Elasticidad para la sección real de la Presa Chontal

ELEMENTO FINITO	f'c (Kg/cm <sup>2</sup> )	E (T/m <sup>2</sup> )	ELEMENTO FINITO	f'c (Kg/cm <sup>2</sup> )	E (T/m <sup>2</sup> )	ELEMENTO FINITO	f'c (Kg/cm <sup>2</sup> )	E (T/m <sup>2</sup> )
1	280	2509980	61	240	2323790	121	280	2509980
2	180	2012461	62	180	2012461	122	180	2012461
3	180	2012461	63	180	2012461	123	180	2012461
4	180	2012461	64	180	2012461	124	180	2012461
5	400	3000000	65	180	2012461	125	180	2012461
6	400	3000000	66	400	3000000	126	400	3000000
7	400	3000000	67	500	3354102	127	500	3354102
8	400	3000000	68	500	3354102	128	500	3354102
9	400	3000000	69	500	3354102	129	500	3354102
10	400	3000000	70	500	3354102	130	500	3354102
11	280	2509980	71	240	2323790	131	280	2509980
12	180	2012461	72	180	2012461	132	180	2012461
13	180	2012461	73	180	2012461	133	180	2012461
14	180	2012461	74	180	2012461	134	180	2012461
15	240	2323790	75	180	2012461	135	180	2012461
16	240	2323790	76	400	3000000	136	180	2012461
17	400	3000000	77	500	3354102	137	500	3354102
18	400	3000000	78	500	3354102	138	500	3354102
19	400	3000000	79	500	3354102	139	500	3354102
20	400	3000000	80	500	3354102	140	500	3354102
21	280	2509980	81	400	3000000	141	280	2509980
22	180	2012461	82	180	2012461	142	180	2012461
23	180	2012461	83	180	2012461	143	180	2012461
24	180	2012461	84	180	2012461	144	180	2012461
25	240	2323790	85	180	2012461	145	180	2012461
26	240	2323790	86	400	3000000	146	180	2012461
27	400	3000000	87	500	3354102	147	500	3354102
28	400	3000000	88	500	3354102	148	500	3354102
29	400	3000000	89	500	3354102	149	500	3354102
30	400	3000000	90	500	3354102	150	500	3354102
31	240	2323790	91	400	3000000	151	280	2509980
32	180	2012461	92	180	2012461	152	180	2012461
33	180	2012461	93	180	2012461	153	180	2012461
34	180	2012461	94	180	2012461	154	180	2012461
35	240	2323790	95	180	2012461	155	180	2012461
36	240	2323790	96	400	3000000	156	180	2012461
37	400	3000000	97	500	3354102	157	500	3354102
38	500	3354102	98	500	3354102	158	500	3354102
39	500	3354102	99	500	3354102	159	500	3354102
40	500	3354102	100	500	3354102	160	500	3354102
41	240	2323790	101	400	3000000	161	280	2509980
42	180	2012461	102	180	2012461	162	180	2012461
43	180	2012461	103	180	2012461	163	180	2012461
44	180	2012461	104	180	2012461	164	180	2012461
45	240	2323790	105	180	2012461	165	180	2012461
46	240	2323790	106	400	3000000	166	180	2012461

47	400	3000000	107	500	3354102	167	500	3354102
48	500	3354102	108	500	3354102	168	500	3354102
49	500	3354102	109	500	3354102	169	500	3354102
50	500	3354102	110	500	3354102	170	500	3354102
51	240	2323790	111	280	2509980	171	180	2012461
52	180	2012461	112	180	2012461	172	180	2012461
53	180	2012461	113	180	2012461	173	180	2012461
54	180	2012461	114	180	2012461	174	180	2012461
55	240	2323790	115	180	2012461	175	180	2012461
56	240	2323790	116	400	3000000	176	500	3354102
57	400	3000000	117	500	3354102	177	500	3354102
58	500	3354102	118	500	3354102	178	500	3354102
59	500	3354102	119	500	3354102	179	500	3354102
60	500	3354102	120	500	3354102	180	500	3354102

**Tabla 7. 2** Módulos de Elasticidad para la sección equivalente de la Presa Chontal

ELEMENTO FINITO	f <sub>c</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	E (T/m <sup>2</sup> )	ELEMENTO FINITO	f <sub>c</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	E (T/m <sup>2</sup> )	ELEMENTO FINITO	f <sub>c</sub> (Kg/cm <sup>2</sup> )	E (T/m <sup>2</sup> )
1	400	3000000	61	210	2173707	121	180	2012461
2	180	2012461	62	180	2012461	122	180	2012461
3	180	2012461	63	180	2012461	123	180	2012461
4	240	2323790	64	180	2012461	124	180	2012461
5	240	2323790	65	180	2012461	125	180	2012461
6	400	3000000	66	400	3000000	126	180	2012461
7	400	3000000	67	400	3000000	127	180	2012461
8	400	3000000	68	400	3000000	128	400	3000000
9	400	3000000	69	400	3000000	129	400	3000000
10	400	3000000	70	450	3181981	130	400	3000000
11	400	3000000	71	210	2173707	131	180	2012461
12	180	2012461	72	180	2012461	132	180	2012461
13	180	2012461	73	180	2012461	133	180	2012461
14	180	2012461	74	180	2012461	134	180	2012461
15	240	2323790	75	180	2012461	135	180	2012461
16	400	3000000	76	400	3000000	136	180	2012461
17	400	3000000	77	400	3000000	137	180	2012461
18	400	3000000	78	400	3000000	138	180	2012461
19	400	3000000	79	400	3000000	139	180	2012461
20	400	3000000	80	450	3181981	140	280	2509980
21	400	3000000	81	180	2012461	141	180	2012461
22	180	2012461	82	180	2012461	142	180	2012461
23	180	2012461	83	180	2012461	143	180	2012461
24	180	2012461	84	180	2012461	144	180	2012461
25	240	2323790	85	180	2012461	145	180	2012461
26	400	3000000	86	180	2012461	146	180	2012461
27	400	3000000	87	240	2323790	147	180	2012461
28	400	3000000	88	400	3000000	148	180	2012461
29	400	3000000	89	400	3000000	149	180	2012461
30	400	3000000	90	400	3000000	150	280	2509980
31	240	2323790	91	180	2012461	151	180	2012461
32	180	2012461	92	180	2012461	152	180	2012461
33	180	2012461	93	180	2012461	153	180	2012461
34	180	2012461	94	180	2012461	154	180	2012461
35	240	2323790	95	180	2012461	155	180	2012461
36	400	3000000	96	180	2012461	156	180	2012461
37	400	3000000	97	240	2323790	157	180	2012461
38	400	3000000	98	400	3000000	158	180	2012461
39	400	3000000	99	400	3000000	159	280	2509980
40	400	3000000	100	400	3000000	160	280	2509980
41	240	2323790	101	180	2012461	161	180	2012461
42	180	2012461	102	180	2012461	162	180	2012461
43	180	2012461	103	180	2012461	163	180	2012461

44	180	2012461	104	180	2012461	164	180	2012461
45	180	2012461	105	180	2012461	165	180	2012461
46	240	2323790	106	180	2012461	166	180	2012461
47	400	3000000	107	240	2323790	167	180	2012461
48	400	3000000	108	400	3000000	168	280	2509980
49	400	3000000	109	400	3000000	169	280	2509980
50	450	3181981	110	400	3000000	170	280	2509980
51	240	2323790	111	180	2012461	171	280	2509980
52	180	2012461	112	180	2012461	172	280	2509980
53	180	2012461	113	180	2012461	173	280	2509980
54	180	2012461	114	180	2012461	174	280	2509980
55	180	2012461	115	180	2012461	175	280	2509980
56	240	2323790	116	180	2012461	176	280	2509980
57	400	3000000	117	180	2012461	177	280	2509980
58	400	3000000	118	400	3000000	178	280	2509980
59	400	3000000	119	400	3000000	179	280	2509980
60	450	3181981	120	400	3000000	180	500	3354102

Con tales propiedades del hormigón se obtienen los siguientes resultados de esfuerzos que sí cumplen satisfactoriamente con respecto a los esfuerzos admisibles estipulados por las normas para el diseño sísmico de Presas de Hormigón Compactado con Rodillo (RCC).

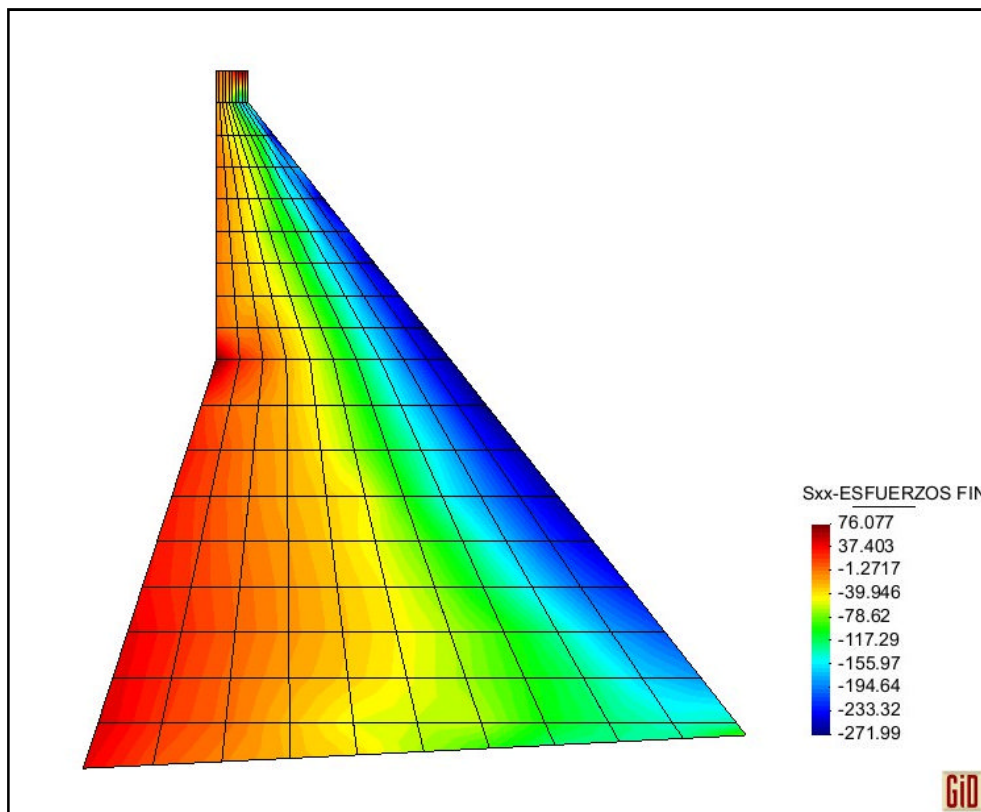


Figura 7. 14 Esfuerzos horizontales  $\sigma_x$  en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil

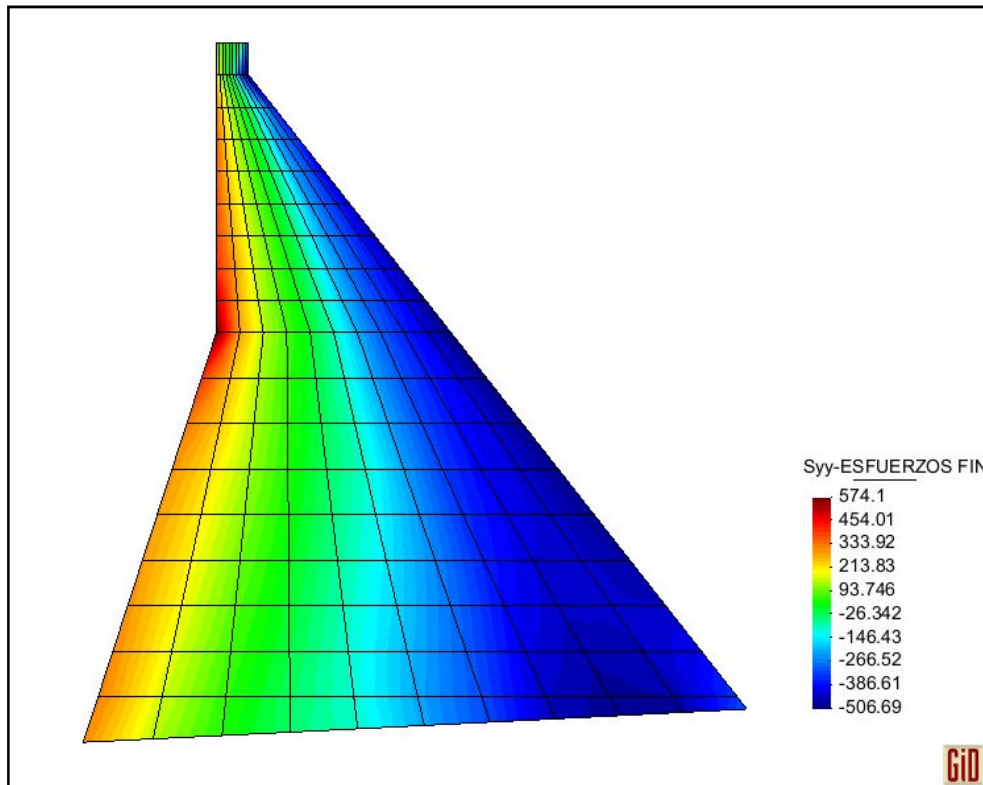


Figura 7. 15 Esfuerzos verticales  $\sigma_y$  en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil

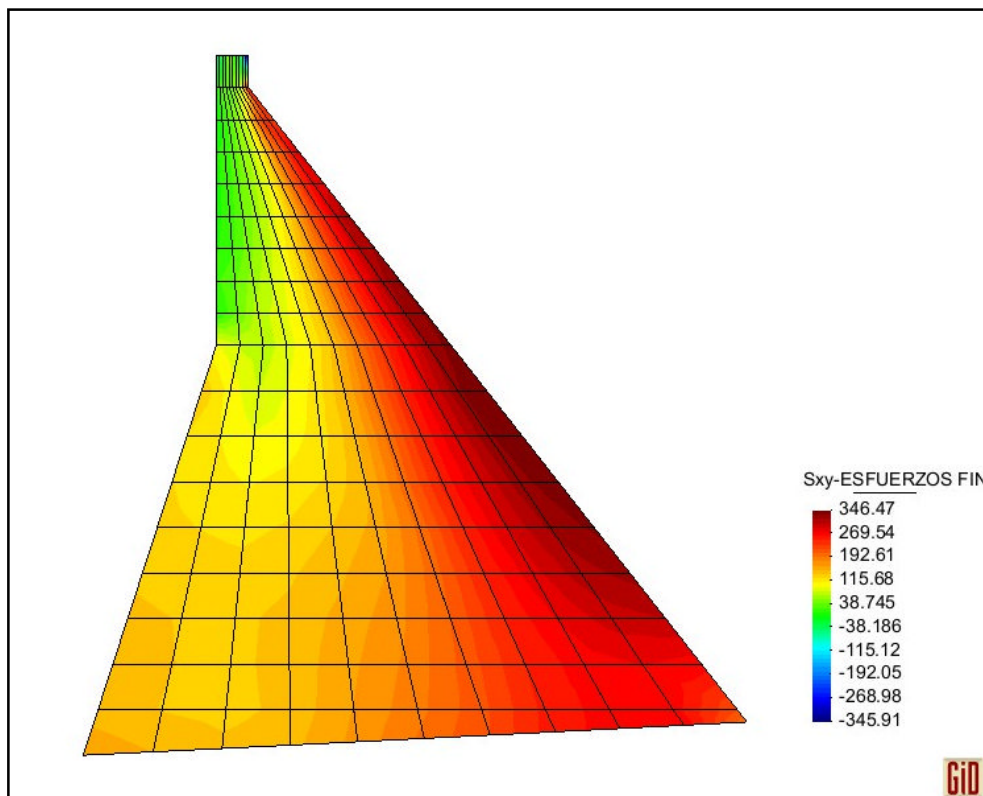


Figura 7. 16 Esfuerzos de corte  $\tau_{xy}$  en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil



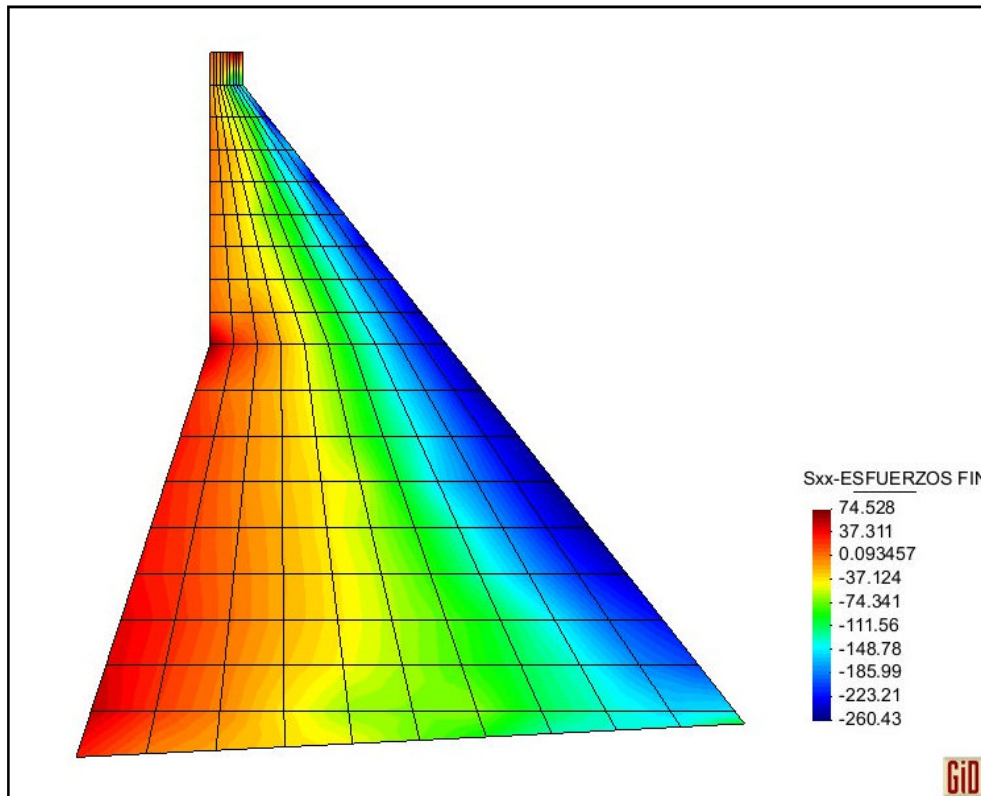


Figura 7. 17 Esfuerzos horizontales  $\sigma_x$  en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil

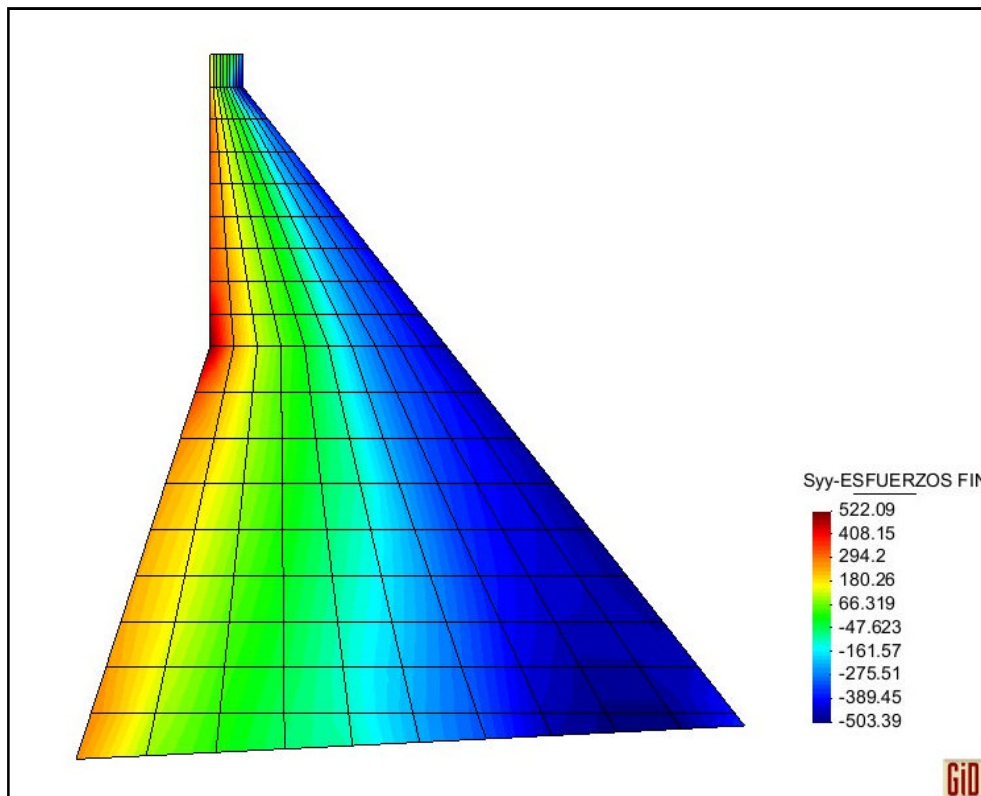
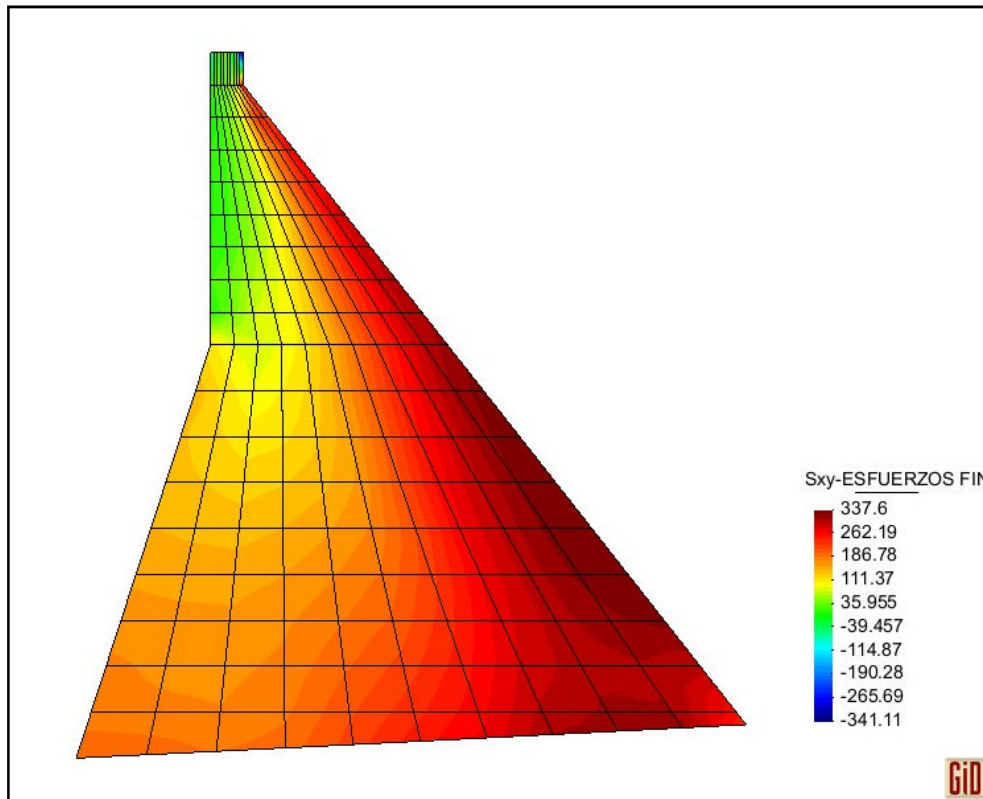
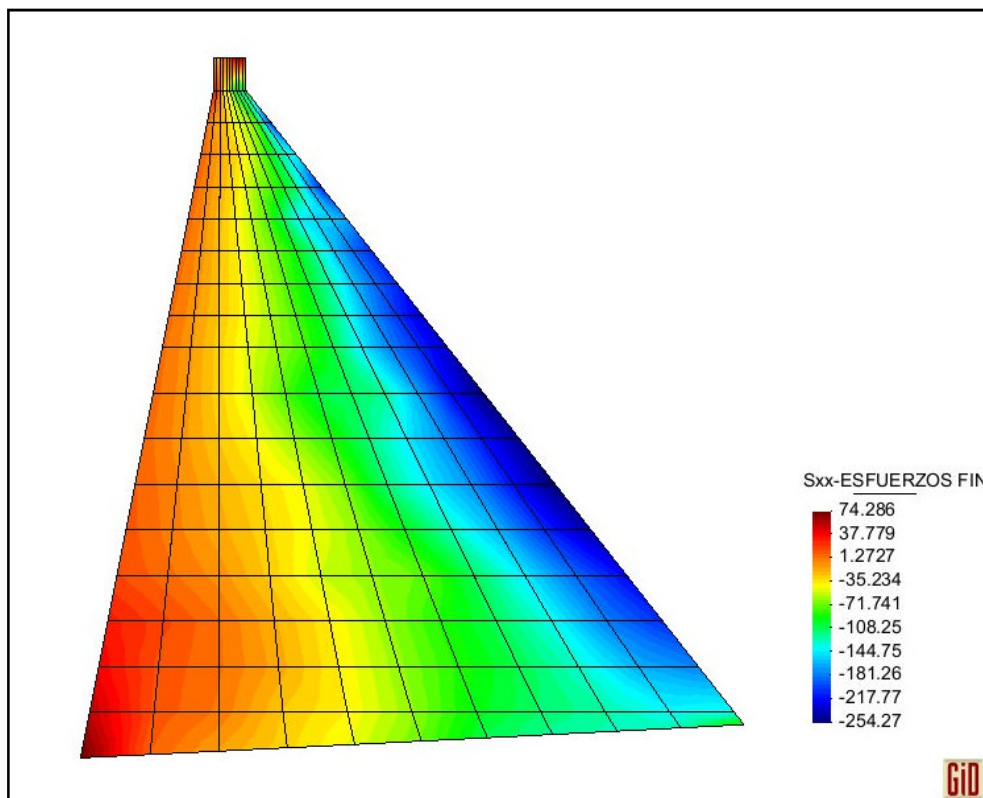


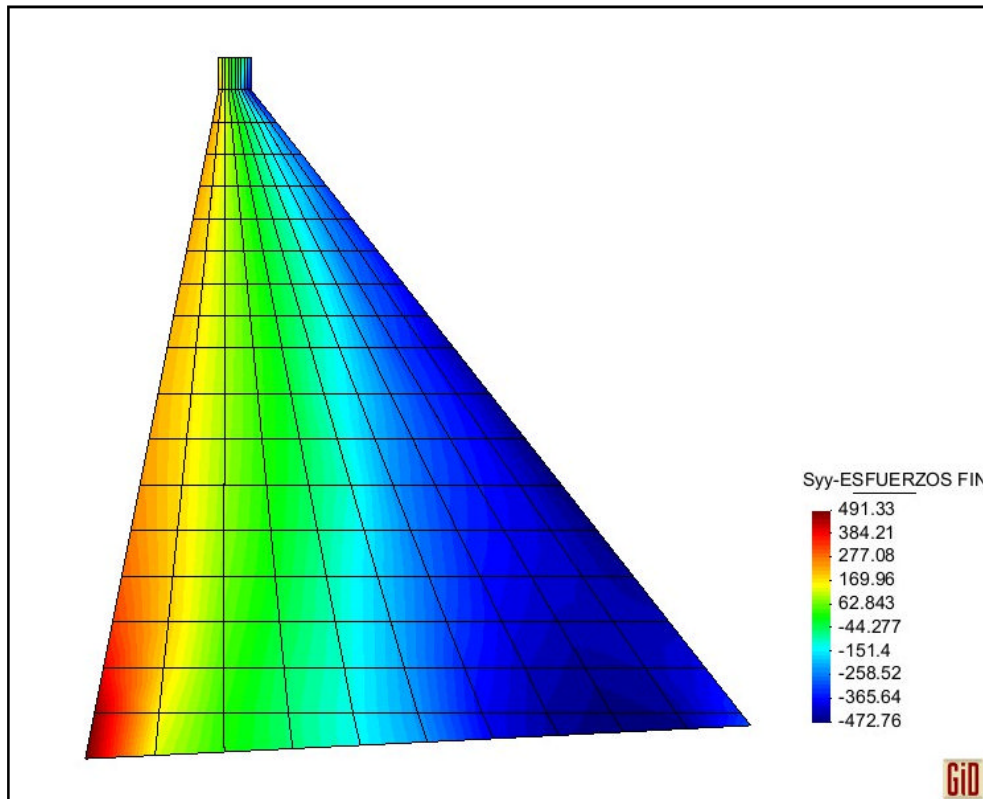
Figura 7. 18 Esfuerzos verticales  $\sigma_y$  en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil



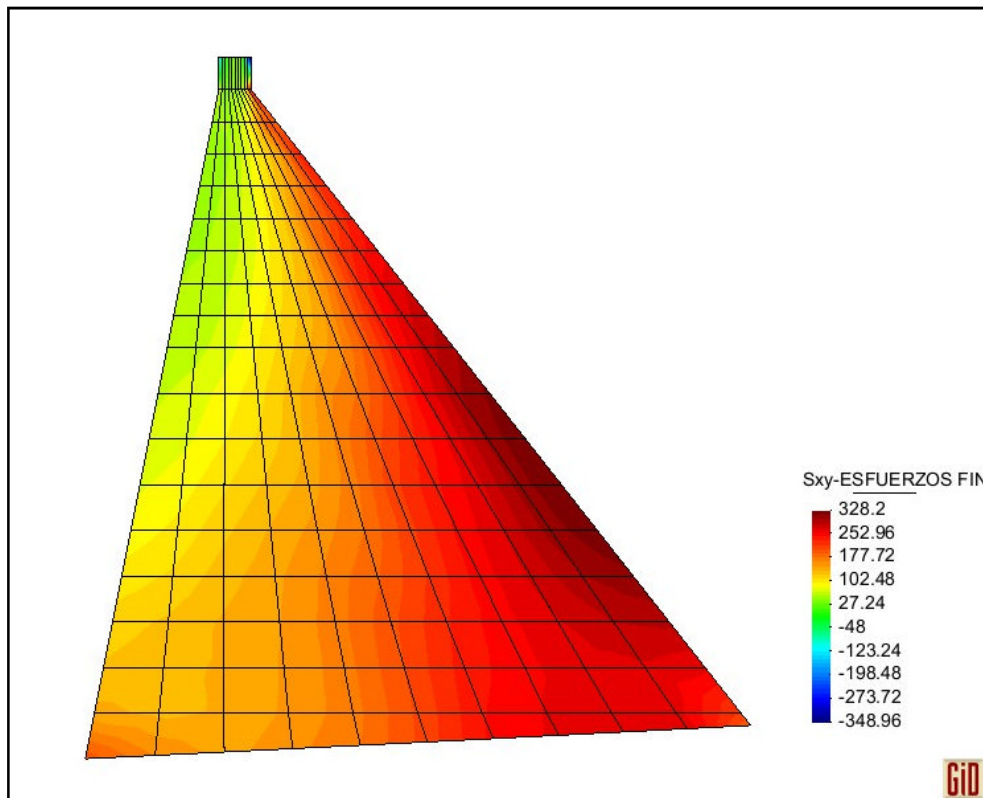
**Figura 7. 19** Esfuerzos de corte  $\tau_{xy}$  en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil



**Figura 7. 20** Esfuerzos horizontales  $\sigma_x$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil



**Figura 7. 21** Esfuerzos verticales  $\sigma_y$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil



**Figura 7. 22** Esfuerzos de corte  $\tau_{xy}$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil

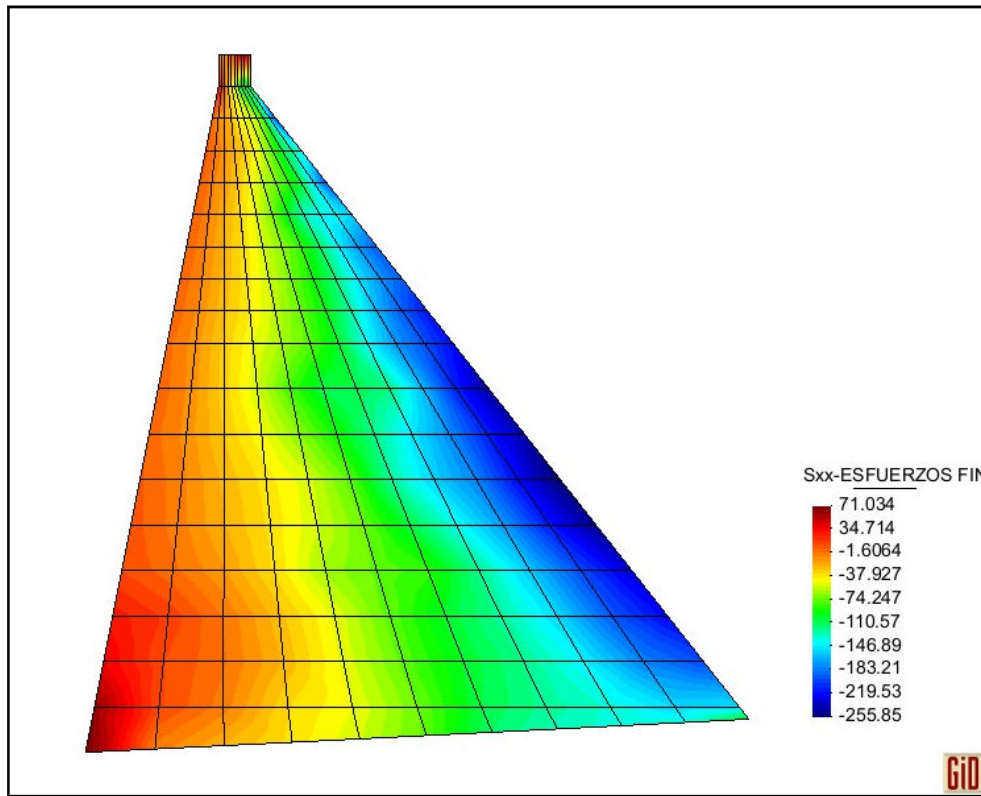


Figura 7. 23 Esfuerzos horizontales  $\sigma_x$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil

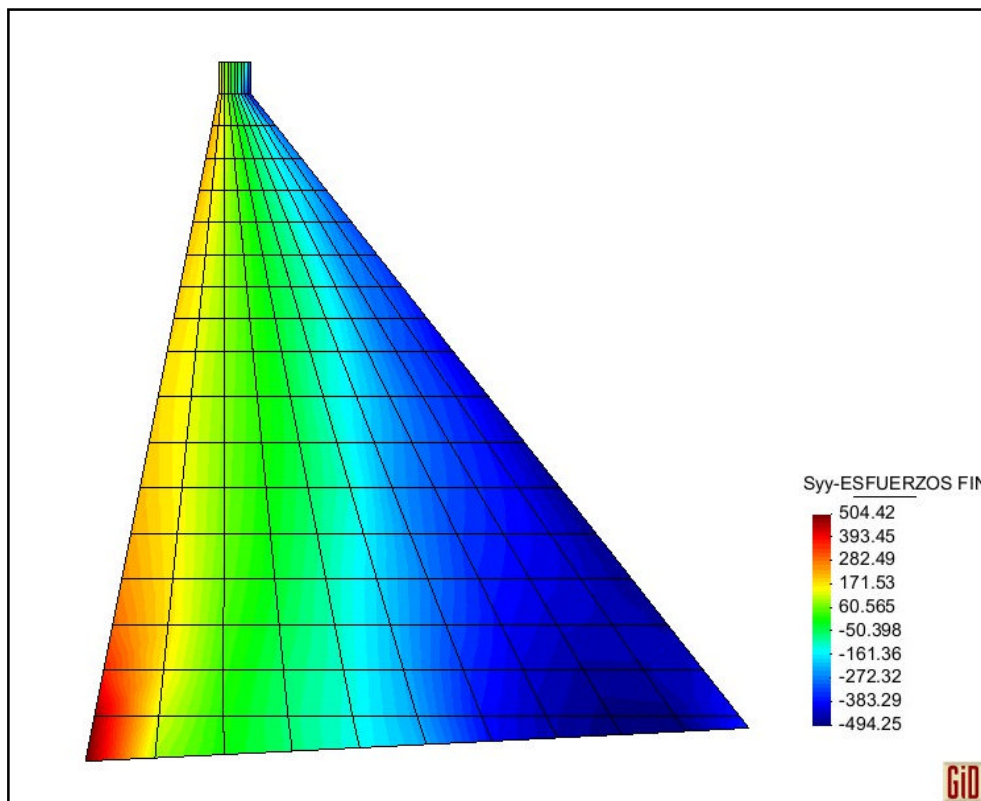
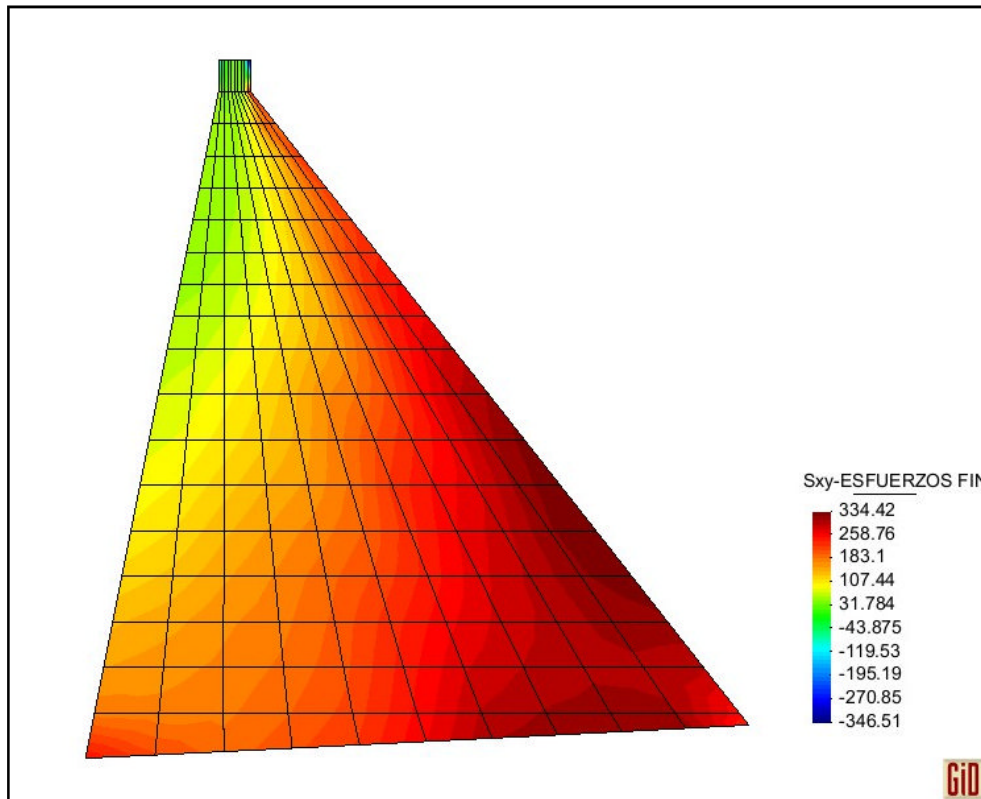


Figura 7. 24 Esfuerzos verticales  $\sigma_y$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil



**Figura 7. 25** Esfuerzos de corte  $\tau_{xy}$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil

Se puede observar que los esfuerzos de tracción y corte con un solo tipo de hormigón son muy altos de modo que en las zonas donde se tiene problema se debe colocar concreto de mayor resistencia. Para soportar los esfuerzos de tracción en la sección real se debe mejorar bastante el hormigón en la zona correspondiente al cambio de pendiente en la cara aguas arriba de la Presa Chontal, mientras que para la sección equivalente se debe mejorar el hormigón que se sitúa en la esquina inferior del lado aguas arriba. Además para resolver el problema de corte que se presenta específicamente en la cara aguas abajo en ambas secciones, real y equivalente, se debe mejorar el hormigón a lo largo de toda esa zona.

## **CAPÍTULO 8**

### **COMENTARIOS, CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES**

#### **8.1. COMENTARIOS**

Para el cálculo de la Presión Hidrodinámica en presas a gravedad de hormigón RCC, existen varias propuestas. Algunas de ellas son clásicas pero todavía son muy utilizadas en la actualidad debido a que los resultados provenientes de ensayos experimentales han permitido verificar que su aplicación es muy buena y confiable. Sin embargo, a lo largo de los años se han continuado investigando nuevos métodos que se adapten a la tecnología de la que se dispone gracias a los poderosos ordenadores y a los lenguajes de programación que constantemente son sometidos a actualizaciones. Los métodos de análisis mediante elementos finitos son los que se encuentran en auge, aunque dependen bastante de la capacidad computacional.

#### **8.2. CONCLUSIONES**

- En el estudio de la interacción fluido - estructura de presas a gravedad, el Análisis Sísmico es fundamental ya que de este depende el cálculo de las Presiones Hidrodinámicas, el cual viene dado en base al coeficiente sísmico.
- Los resultados obtenidos del Análisis Sísmico dependen del tipo y características del material con que se trabaje, es decir, del módulo de

Elasticidad y módulo de Poisson básicamente. También es importante tener en cuenta el criterio de combinación modal en vista de que una norma muy conservadora puede generar un sobredimensionamiento.

- La malla asumida para el estudio de la Presa Chontal fue de 10 divisiones en sentido X y 18 divisiones en sentido Y, lo cual se consideró para poder expresar gráficamente la malla con los grados de libertad y masas en los respectivos nudos, pero está claro que al efectuar el modelaje con una malla más tupida, los resultados son más exactos, tomando en cuenta que las dimensiones de la Presa Chontal son considerables.
- En este trabajo los programas computacionales de CEINCI - LAB han sido una gran herramienta para la obtención de los resultados, en consecuencia para el análisis de la Presa Chontal, cuyo estudio adquiere cierto grado de complejidad en vista de sus características geométricas, se ha aportado con subrutinas que permitieron adaptar los programas originales a tales condiciones.
- El cálculo de las Presiones Hidrostáticas que actúan en una presa es muy simple, depende solamente del peso específico del agua y la profundidad a la que ésta se encuentre aplicada, de modo que varía proporcionalmente a la altura.
- Para obtener las fuerzas en la cara aguas arriba de la presa se partió de la disposición de Presiones Hidrostáticas y luego se las distribuyó equitativamente a todos los nudos de la malla considerada para el análisis, lo

cual fue de gran ayuda para la realización de los cálculos y del análisis por elementos finitos que conforman este trabajo.

- Las Presiones Hidrodinámicas actuantes en una presa tienen un comportamiento que depende básicamente de la acción sísmica, la que a través de la aceleración del suelo produce un movimiento en el agua. Este comportamiento genera una distribución de presiones compleja, que depende para cada caso de la geometría, es decir de la forma particular de la presa.
- Se obtuvieron valores que fueron denominados coeficientes de fuerzas hidrostáticas e hidrodinámicas, se los comparó con el coeficiente sísmico y con ello se pudo notar claramente que las fuerzas generadas por la acción hidrostática son mayores que las fuerzas debidas a la acción hidrodinámica, pero ambas son menores que las fuerzas resultantes de la acción sísmica.
- Para la aplicación de la teoría de Housner fue necesario llevar a cabo el análisis sísmico para la sección equivalente adoptada de la Presa Chontal, con lo que se llegó a un coeficiente sísmico ligeramente superior con respecto al que se obtuvo trabajando con la sección original.
- En el método de cálculo de las Presiones Hidrodinámicas a partir del modelo de Elementos Finitos, se trabajó con aceleración constante en base al coeficiente sísmico, lo que permitió interrelacionar las tres propuestas. Además se consideró un ancho constante de agua en toda la altura de la presa, con el fin de conseguir que la disposición de presiones sea lo más cercana a las obtenidas con los otros dos métodos.



- Para todos los casos de obtención de las Presiones Hidrodinámicas se efectuó el cálculo de las fuerzas distribuidas en todos los nudos de la malla de la presa considerada para el análisis, para lo cual se procedió de manera similar a la obtención de las fuerzas hidrostáticas, es decir mediante una igual distribución de las fuerzas.
- Se realizó una comparación de los tres métodos para la obtención de las Presiones Hidrodinámicas y se comprobó que los resultados son bastante similares, en consecuencia se puede concluir que cualquiera de ellos puede utilizarse con la confiabilidad de que se llega a valores correctos.
- Además del peso propio de la estructura para las cargas verticales, también se consideró el peso del agua que actúa en las caras de la Presa Chontal. La mayor cantidad de agua se tiene en la cara aguas arriba, es por esa razón que el agua en el embalse de algún modo ayuda a disminuir los esfuerzos a tracción en esa zona y contribuye con la estabilidad de la estructura.
- Se llegó más allá de los alcances del presente trabajo con la obtención de la Presión de Lodos o Sedimentos, el Empuje, la Subpresión, el Análisis de la Estabilidad y el Cálculo de Esfuerzos. Se obtuvieron también las fuerzas horizontales y verticales debidas a las presiones indicadas.
- No se consideró la carga por viento debido a que las normas de diseño sísmico para presas de hormigón compactado con rodillo (RCC), estipuladas por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos (USACE), indican que el efecto del viento en este tipo de presas es menor cuando la presa no alcanza una altura considerable, sin embargo en posteriores estudios

debería analizarse con la finalidad de chequear el comportamiento que se origina cuando la estructura tiene gran altura como es el caso de la Presa Chontal.

- Es necesario mencionar que en este trabajo los sedimentos son considerados en el análisis al final de la vida útil de la presa, es decir cuando la acumulación de lodos ha alcanzado el nivel mínimo de operación. Además en esta condición interviene el peso de los sedimentos sobre la cara aguas arriba, lo que contribuye con la estabilidad.
- Al considerar la acumulación de lodo en el fondo del embalse, la altura de agua con la que se obtiene la Presión Hidrodinámica disminuye, en consecuencia, las fuerzas por movimiento del agua en caso de un evento sísmico disminuyen y esa es la razón por la que el comportamiento de la presa en condiciones dinámicas mejora en presencia de sedimentos.
- Los resultados obtenidos han sido representados gráficamente con ayuda de la herramienta de post-procesamiento disponible en el programa GID. Con estas figuras fácilmente se puede entender el comportamiento de la estructura al verse sometida a las cargas en las que se ha enfocado este trabajo.
- Las normas no establecen un valor admisible para esfuerzos de corte en presas de hormigón compactado con rodillo, pero en el presente estudio se adoptó dicho valor como el esfuerzo por corte bidireccional en hormigón convencional y se lo comparó también con el propuesto por el ACI S318-05, Sección 11.3.1.2.

- Se ha podido observar que al trabajar con un hormigón de 210 Kg/cm<sup>2</sup> de resistencia a la compresión en todo el cuerpo de la Presa Chontal, no existe problema alguno con los esfuerzos de compresión, pero los esfuerzos de tracción y corte son demasiado críticos. Además de las grandes dimensiones de la presa, este alto índice de esfuerzos ocurre fundamentalmente como consecuencia de la actividad sísmica y se debe a que las ordenadas espectrales son muy altas en la zona donde se realiza el análisis de la estructura objeto de este estudio.
- Debido a que los esfuerzos de tracción y corte son críticos, se realizó un nuevo análisis de la Presa Chontal considerando distintas resistencias del hormigón, consiguiéndose trabajar especialmente con valores más altos del módulo de elasticidad en las zonas de mayor concentración de esfuerzos. Se elaboró un nuevo programa denominado *verif*, el cual permite verificar en cada elemento finito si los esfuerzos cumplen satisfactoriamente con los admisibles o de no ser así indica en dónde se halla el problema mediante un código. Después de varios intentos se llegó a una combinación de resistencias del hormigón que cumplieron con todos los esfuerzos admisibles, pero es necesario indicar que se tuvo que utilizar hormigones de gran resistencia.

### 8.3. RECOMENDACIONES

- Para la realización de estudios en otras presas con el método de Zangar, se deberá tener en cuenta la utilización adecuada de las figuras donde se trazan las curvas del coeficiente  $C_m$  ya que de entre todas ellas, es necesario escoger

con sumo cuidado la geometría que más se ajuste a la presa en análisis y consecuentemente se obtenga de manera correcta el valor que corresponda.

- En este estudio se tuvo la consideración de un modelo de presa con restricciones de movimiento horizontal y vertical en su base. Existen varios modelos que se podrían tomar en cuenta para el análisis, como por ejemplo considerando la base de la presa con apoyos móviles en la dirección horizontal pero modelando la rigidez del suelo a través de resortes, o modelando el suelo bajo la presa mediante elementos finitos. Es importante que se efectúen otros estudios considerando los aspectos mencionados de tal manera que se tengan más alternativas de análisis y se pueda realizar una comparación mucho más amplia.
- Es recomendable realizar el análisis completo de la Presa Chontal considerando otros espectros con la finalidad de poder comparar la variación de los esfuerzos resultantes con respecto a las aceleraciones espectrales, las mismas que definen las fuerzas sísmicas, y éstas últimas a su vez determinan el coeficiente de sismicidad, del cual dependen las fuerzas ocasionadas por la Presión Hidrodinámica.
- Cuando se tiene una presa con dos pendientes en la cara aguas arriba, como es el caso de Chontal, es aconsejable también realizar un análisis completo considerando una presa de sección equivalente, de modo que se pueda observar la manera cómo cambian las zonas de la estructura en las que se concentran los esfuerzos, con respecto a la geometría original.

## REFERENCIAS

- ACI Committee 207. (1973), *“Effect of restraint, volume change, and reinforcement on cracking of massive concrete”*, ACI Journal.
- ACI Committee 439. (1969), *“Effect of steel strength and of reinforcement ratio on the mode of failure and strain energy capacity of reinforced concrete beams”*, ACI Journal.
- Aguiar R., (1991), *“Diferencias Finitas”*, Quinto Curso Nacional de Estructuras. Nivel de Post Grado, Escuela Politécnica del Ejército, Capítulo II, 8-17, Quito.
- Aguiar R., (2004), *“Análisis Matricial de Estructuras”*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Tercera Edición, 550 p., Quito.
- Aguiar R., (2007,1), *“Factor de reducción de las fuerzas sísmicas en edificios de hormigón armado”*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 117 p., Quito.
- Aguiar R., (2007,2), *“Dinámica de Estructuras con MATLAB”*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 292 p., Quito.
- Aguiar R., (2008,1), *“Análisis Sísmico de Edificios”*, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, Primera Edición, 704 p., Quito.
- Aguiar R., (2010,1), *“Estudio de Peligrosidad Sísmica y Espectro de Diseño de la Presa Chontal”*, Consultora ASTEC GEODATA, 30 p., Quito.

- Aguiar R., (2010,2), “Estudio de Peligrosidad y Análisis Sísmico del Proyecto Hidroeléctrico Chontal”, Primer Congreso Nacional de Ciencias Aplicadas al conocimiento de los riesgos naturales y antrópicos. Universidad de la Península de Santa Elena, 13 p., La Libertad.
- Aguiar R., (2010,3), “Estudio de Vulnerabilidad Sísmica del Proyecto Hidroeléctrico Agoyán”.
- Aguiar R., Mroginski (2010), “Matriz de rigidez para un elemento finito saturado en dos dimensiones”, Revista Ciencia, Centro de Investigaciones Científicas. Escuela Politécnica del Ejército, 13 (2), 119-140, Quito.
- Aguiar R., Sosa D. y Mroginski J. (2011), “Cálculo de la Presión Hidrodinámica con Elementos Finitos”, Repositorio ESPE, Modelo de Fluido Incompresible.
- Aguiar R., Sosa D., (2010), “Estudio Comparativo de dos Modelos para Calcular la Presión Hidrodinámica. Aplicación a la Presa Minas-La Unión-Pitahuiña”, VI Congreso de Ciencia y Tecnología. ESPE 2011, 20 p., Quito.
- Aguiar R., Tarambís J.P. (2010), “Introducción a la Interacción Fluido Estructura en el Análisis Sísmico de la Presa Chontal”, V Congreso de Ciencia y Tecnología, 16 p., Quito.
- Bruhwiler, E. 1990. “*Fracture of mass concrete under simulated seismic action*”, Dam Engineering, 1(3).
- Cannon, R. W. 1991. “*Tensile strength of roller compacted concrete*”, a preliminary submittal to U.S. Army Corps of Engineers, North Pacific Division.

- Carrillo J., Zambrano A., Aguiar R., Mroginski J., (2011), "Presentación gráfica en el GID a partir de resultados obtenidos en MATLAB. Aplicación a Presa Esperanza", Revista Ciencia. Escuela Politécnica del Ejército., 14 (2), 121-142, Quito.
- Chopra, A. K., and Chakrabarti, P. (1973), "*The Koyna earthquake and the damage to Koyna Dam*", Bulletin of the Seismological Society of America.
- Chwang A., and Housner G., (1978), "Hydrodynamic pressures on sloping dams during earthquakes. Part 1. Momentum method", Journal Fluid. Mechanics, 87 (2), 335-341, Great Britain.
- François J., and Garreau S., (2007), "Dynamic analysis of fluid-structure interaction problems with modal methods using pressure-based fluid finite elements", Finite Elements in analysis and design, 43, 287-300.
- Norm EP 1110-2-12, (1995), "Seismic Design Provisions for Roller Compacted Concrete Dams", Pamphlet No.1110-2-12, Washington, DC.
- 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.
- Oñate E., (1992) "Cálculo de estructuras por el Método de Elementos Finitos". Análisis Estático Lineal. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería. Universidad Politécnica de Cataluña. Primera Edición, 838 p., Barcelona.
- Raphael, Jerome M. 1984. "*Tensile strength of concrete*", ACI Journal.

- Sánchez R., (2010), "Gestión de riesgos en la construcción de embalses para Hidroelectricidad", Primer Congreso Internacional Gestión de Riesgos, Ambiente y Energías Alternativas. Colegio de Ingenieros Geólogos de Pichincha, Quito.
- Sandoval W., (2011), "Tipos de Presas y Cálculos de Presas en Suelos Rocosos".
- Tiliouine y Seghir (1998), "Fluid-structure models for dynamic Studies of dam-water Systems". Este artículo se encuentra en Internet.
- Zangar C. N., (1952), "Hydrodynamic pressures on dams due to horizontal earthquake", Engineering Monographs 11, United States Department of the Interior Bureau of Reclamation, Colorado.



## ANEXOS

### OTROS MODELOS CONSIDERADOS PARA EL ANÁLISIS SÍSMICO Y TABLAS DE RESULTADOS.

#### A.1. OTROS MODELOS CONSIDERADOS PARA LA REALIZACIÓN DEL ANÁLISIS SÍSMICO

Para la ejecución del Análisis Sísmico en el presente trabajo se consideró un modelo de Presa con base fija, es decir con restricciones de movimiento tanto horizontal como vertical en los nudos que corresponden a la base.

El modelo mencionado fue utilizado para todo el desarrollo del estudio, sin embargo también se realizó el Análisis Sísmico considerando dos modelos más, uno de ellos considerando base móvil en sentido X tomando en cuenta la rigidez de la cimentación rocosa y el otro mediante elementos finitos de la roca o suelo de cimentación.

- Para el modelo que incorpora desplazamientos en los apoyos en la dirección horizontal se restringen los desplazamientos verticales de la base y se modela la rigidez de la roca de cimentación mediante resortes, los cuales se oponen al movimiento en sentido X.

La rigidez correspondiente a la roca se calcula de la siguiente manera:

$$K_r = K_s/n_b \quad (A.1)$$

$$K_r = \left( \frac{8 * G * R_r}{2 - \nu_r} \right) * \left( 1 + \frac{2 * d_r}{3 * R_r} \right) \quad (A.2)$$

$$G = \left(\frac{\gamma_r}{g}\right) * V_{so}^2 \quad (A.3)$$

$$R_r = \sqrt{\frac{A_r}{\pi}} \quad (A.4)$$

$$A_r = b_r * e \quad (A.5)$$

Donde:

$K_r$  = rigidez de la roca en cada nudo de la base

$K_s$  = rigidez de la roca en toda la sección de apoyo

$n_b$  = número de apoyos considerados en la base de la presa

$R_r$  = factor para el cálculo de la rigidez de la roca  $K_s$

$\gamma_r$  = peso específico de la roca

$g$  = aceleración de la gravedad

$V_{so}$  = velocidad de onda de corte

$A_r$  = área de la base de apoyo para el espesor de análisis

$b_r$  = base de la presa

$e$  = espesor considerado para el análisis (1 m.)

Una vez calculada la rigidez de la roca de cimentación correspondiente a la sección donde se levanta la presa, se la divide para el número de apoyos que se hayan considerado y se obtiene el valor de rigidez promedio, el mismo que se asigna a cada nudo de la base. Esto se obtiene a partir de la expresión (A.1).

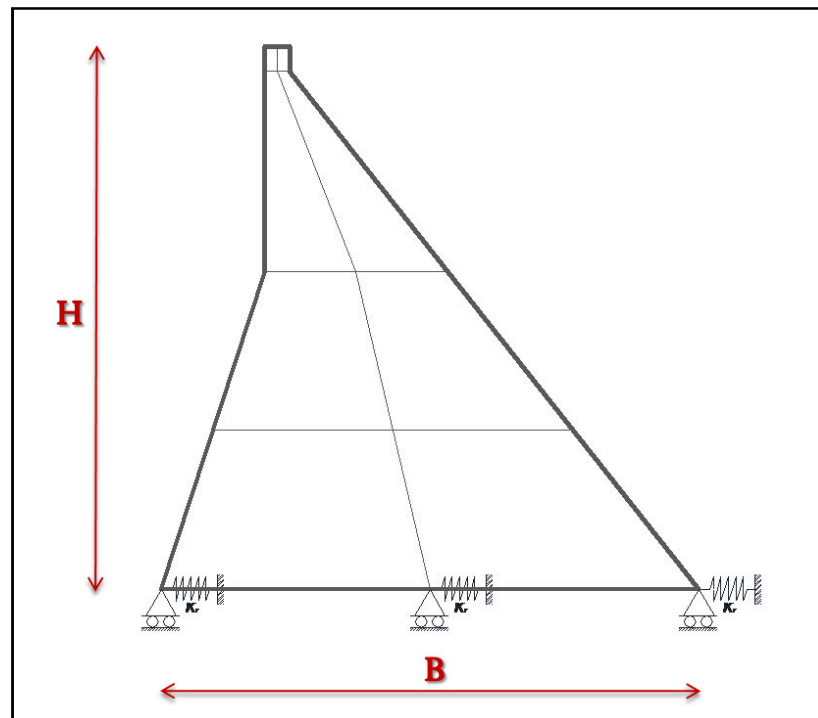
Para este caso la matriz de rigidez total de la estructura será del orden de dos veces el número de grados de libertad menos el número de nudos en la base de la estructura, esto se debe a que en los apoyos existe la posibilidad de corrimientos horizontales pero se mantiene la

restricción de desplazamientos verticales. En consecuencia la matriz de rigidez condensada de la presa será del orden igual al número de nudos en la malla de elementos finitos considerada para el análisis, debido a que en cada uno existe un valor de desplazamiento horizontal el cual corresponde a cada una de las coordenadas principales, para el análisis sísmico en sentido X.

Los valores de rigidez que corresponden a cada nudo de la base se suman a la matriz de rigidez total de la estructura en las posiciones respectivas de acuerdo a la ubicación de los apoyos.

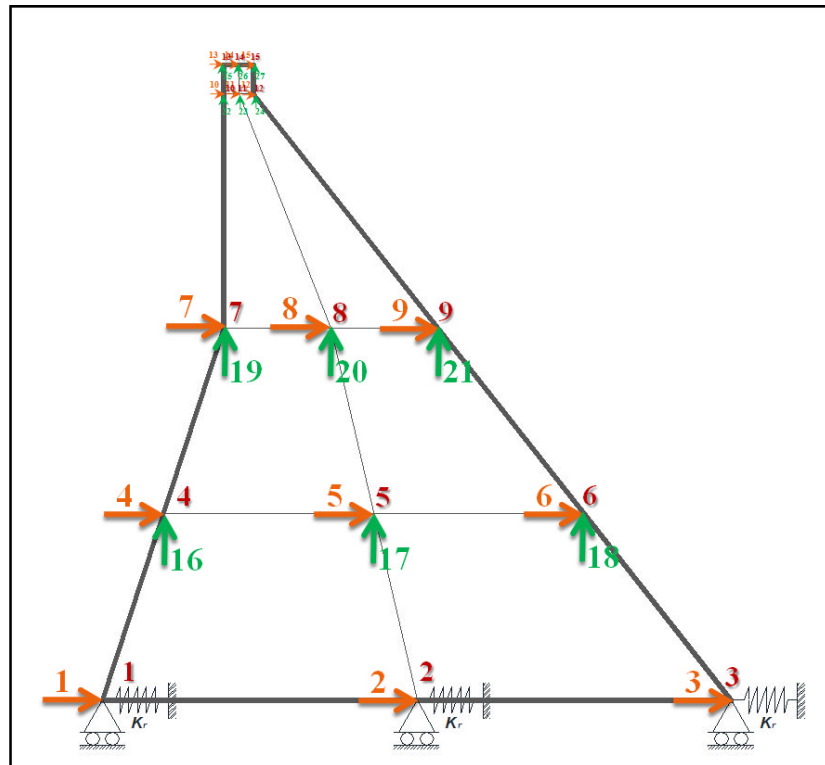
Como ya se indicó, la condensación de la matriz de rigidez se realiza con respecto a los grados de libertad principales (horizontales) o en otras palabras al número total de nudos existentes en la malla.

Las dimensiones para el modelo de base con base móvil en sentido X, y modelando la rigidez del suelo con resortes se indican en la figura A.1.



**Figura A. 1** Dimensiones de la presa en el modelo de presa con base móvil modelando la rigidez del suelo con resortes

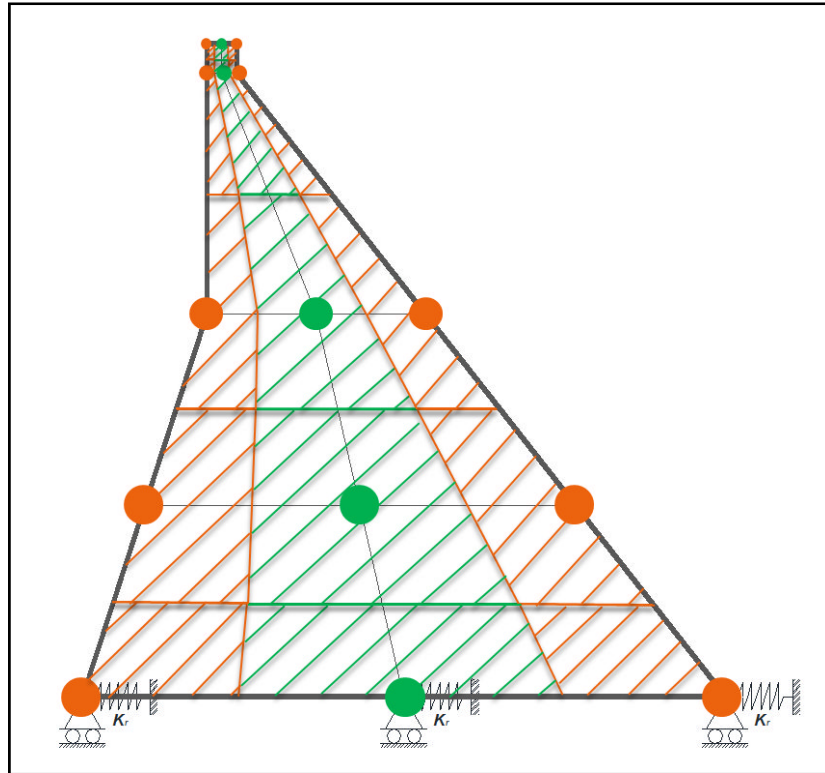
La numeración de los nudos y de los grados de libertad para el modelo mencionado se presenta en la figura A.2.



**Figura A. 2** Nudos y grados de libertad en el modelo de presa con base móvil

La matriz de masas se modifica de modo que los anchos cooperantes se asignen también a los nudos de la base de la forma que se indica en la figura A.3.

Con las matrices de rigidez y de masas se efectúa la resolución del problema de valores y vectores propios y se procede a realizar el Análisis Sísmico de la misma manera que se indicó en el Capítulo 2 mediante el Método de Superposición Modal considerando el criterio de combinación modal del Máximo Valor Probable.



**Figura A. 3** Distribución de las masas para el modelo de presa con base móvil

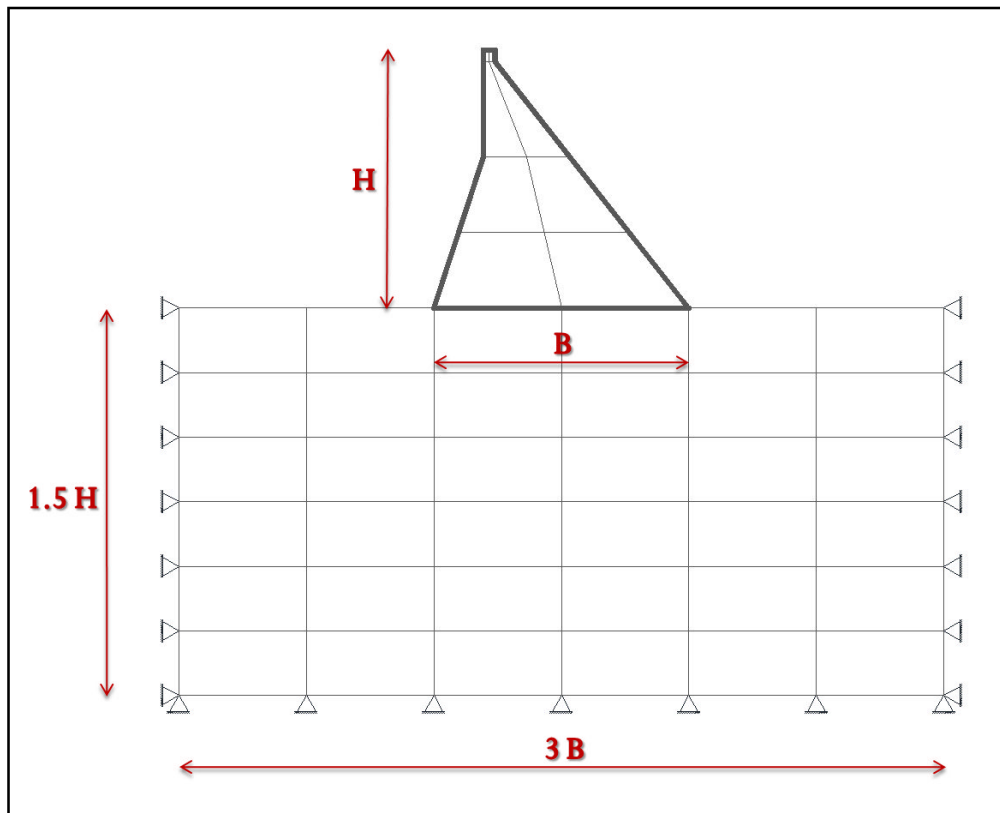
Para el otro modelo se trabaja con dos mallas de elementos finitos, la una para la estructura de la presa y la otra para la roca o suelo de cimentación. Es cierto que se adoptan dos mallas pero se trabaja como un solo cuerpo tomando en cuenta las distintas características correspondientes a cada material.

Las propiedades asumidas de los materiales con los que se trabajó para estos análisis fueron:

- Módulo de Elasticidad de la roca:  $E_r = 10^7 T/m^2$
- Coeficiente de Poisson de la roca:  $\nu_r = 0.25$
- Módulo de Elasticidad del hormigón:  $E_H = 1'609\ 969 T/m^2$
- Coeficiente de Poisson del hormigón:  $\nu_H = 0.20$

Para este modelo se considera fijos la base y los lados de la roca de cimentación, es decir con restricciones de movimiento tanto horizontal como vertical en los nudos correspondientes a los apoyos.

Las dimensiones de la presa para el modelo de interacción suelo-presa con elementos finitos se muestra en la figura A.4.



**Figura A. 4** Dimensiones de la presa en el modelo de elementos finitos suelo-presa

La matriz de rigidez se obtiene para el conjunto considerando todos los grados de libertad y luego se condensa a las coordenadas principales (horizontales) obteniendo una matriz de orden igual a dos veces el número de grados de libertad menos dos veces el número de nudos, debido a que se está trabajando con un modelo de base fija con restricciones de movimiento tanto en sentido X como en sentido Y.

La numeración de los nudos y de los grados de libertad para el modelo este modelo de interacción suelo-estructura se indica en la figura A.5.

El criterio de distribución de masas es similar al que se indicó en el Capítulo 2 y para su entendimiento se presenta también en la figura A.6.

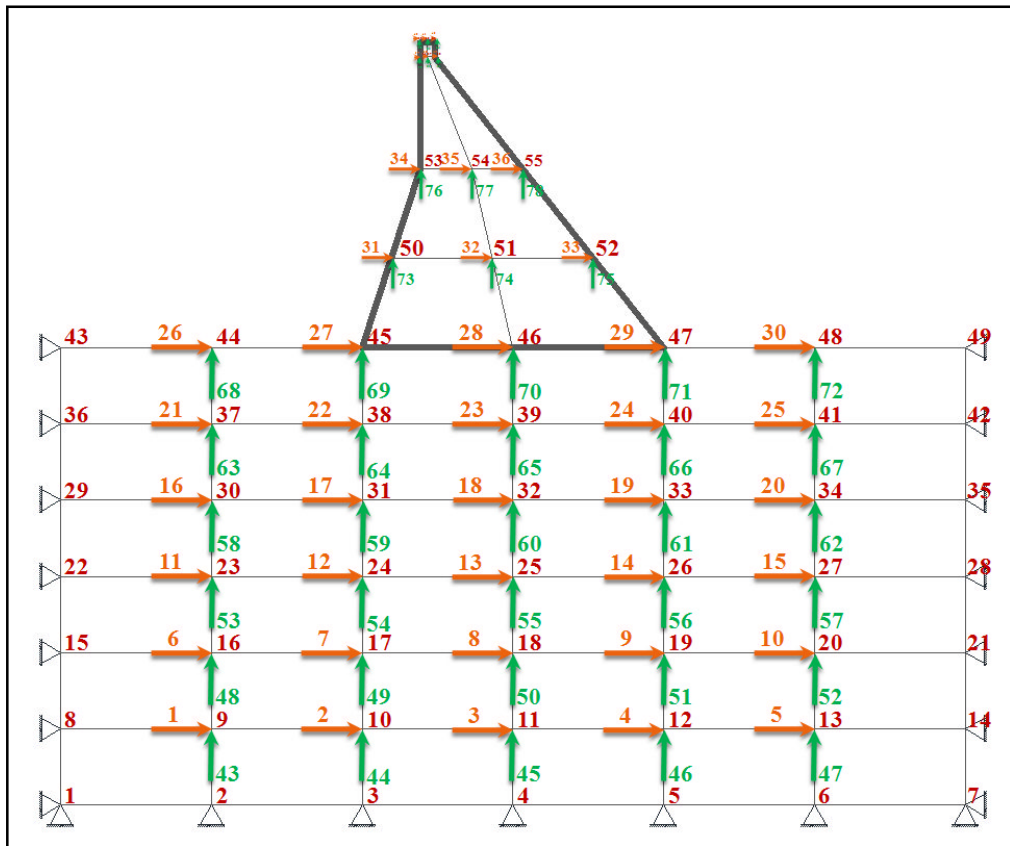


Figura A. 5 Nudos y grados de libertad en el modelo de elementos finitos suelo-presas

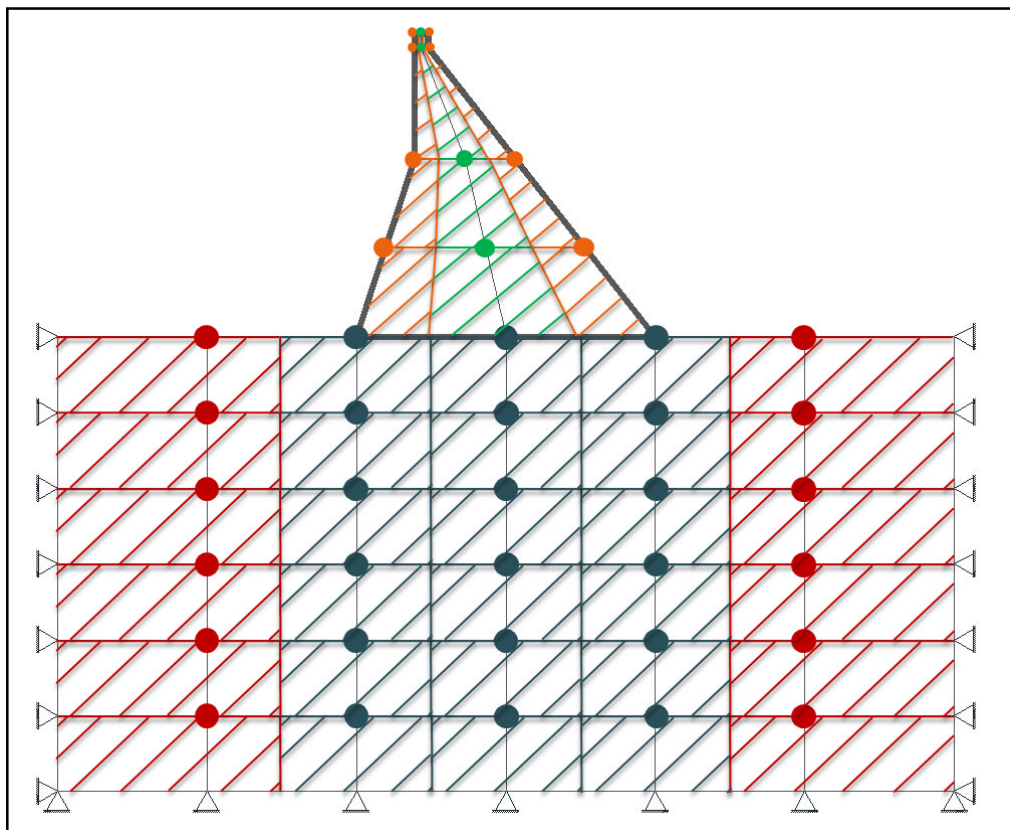


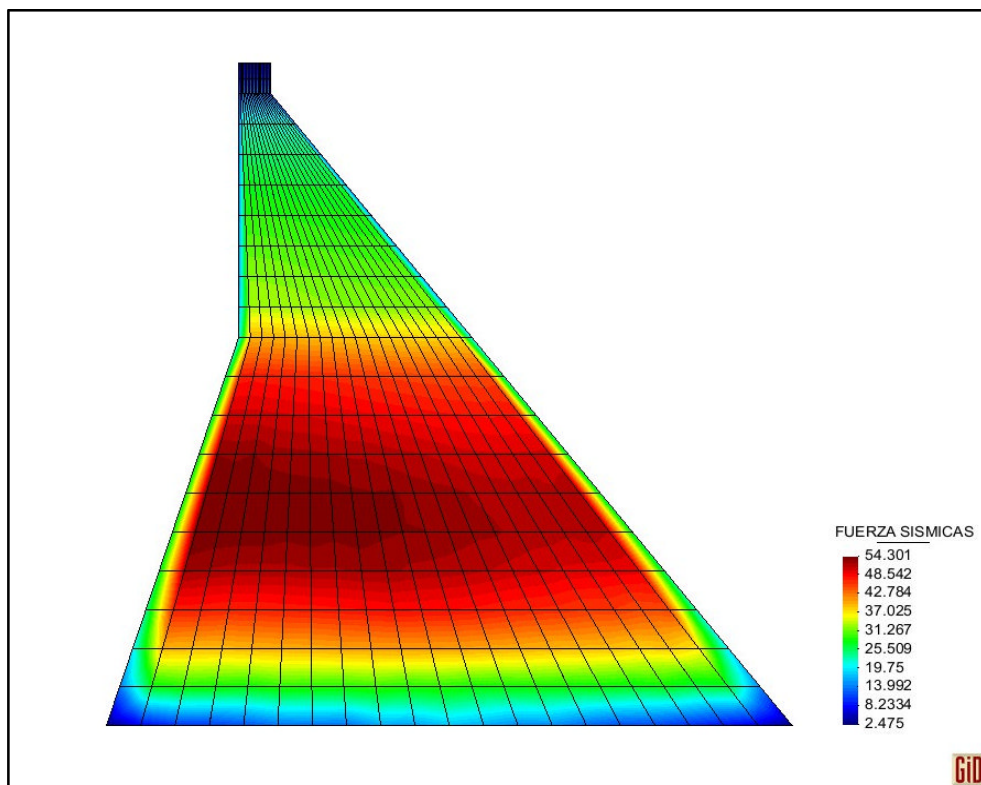
Figura A. 6 Distribución de las masas para el modelo de elementos finitos suelo-presas

De la misma manera que se indicó para el modelo anterior, con las matrices de rigidez y masas se resuelve el problema de valores y vectores propios y se encuentran los datos necesarios para llevar a cabo el Análisis Sísmico

Mediante el Método de Superposición Modal. Se aplica el criterio de combinación modal que se han mencionado durante todo este trabajo, el mismo que corresponde al Máximo Valor Probable.

Para la obtención de resultados a partir del Análisis Sísmico se utilizaron los programas de CEINCI-LAB mencionados en el Capítulo 2, efectuando las modificaciones necesarias y adaptándolos a las nuevas condiciones en la base de la Presa Chontal.

Los resultados obtenidos de los análisis sísmicos con los dos modelos indicados en esta sección de anexos, se presentan en las siguientes figuras.



**Figura A. 7** Fuerzas Sísmicas, Presa con base móvil, rigidez del suelo modelada con resortes



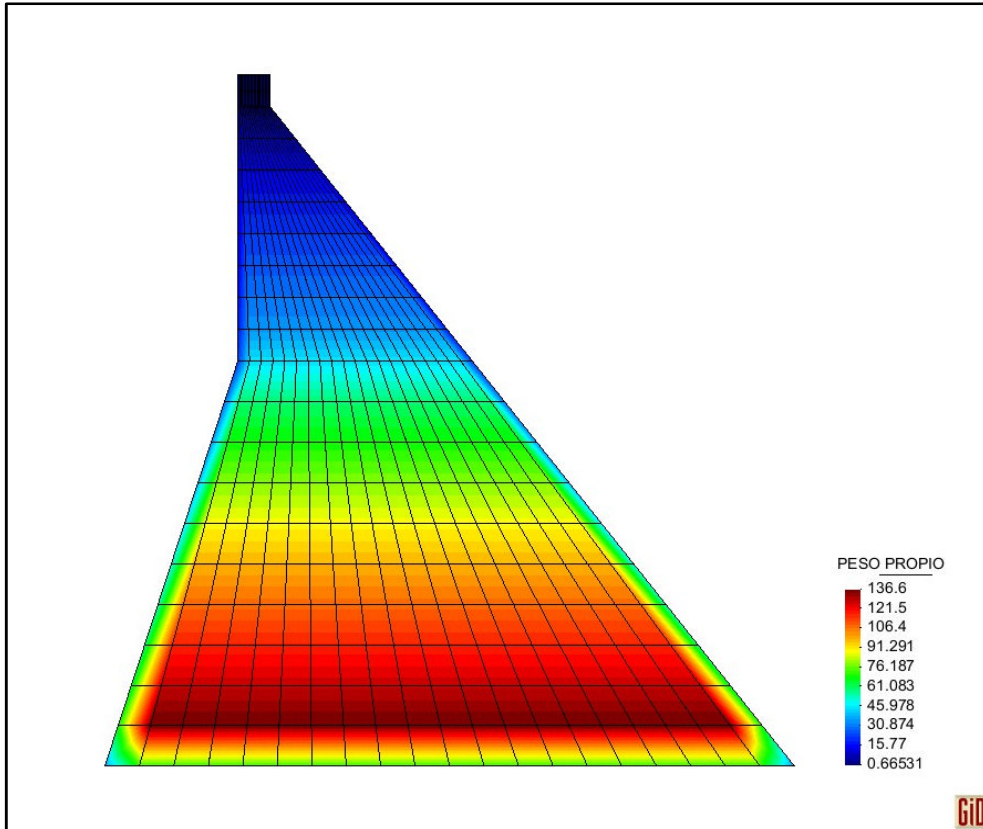


Figura A. 8 Peso Propio, Presa con base móvil, rigidez del suelo modelada con resortes

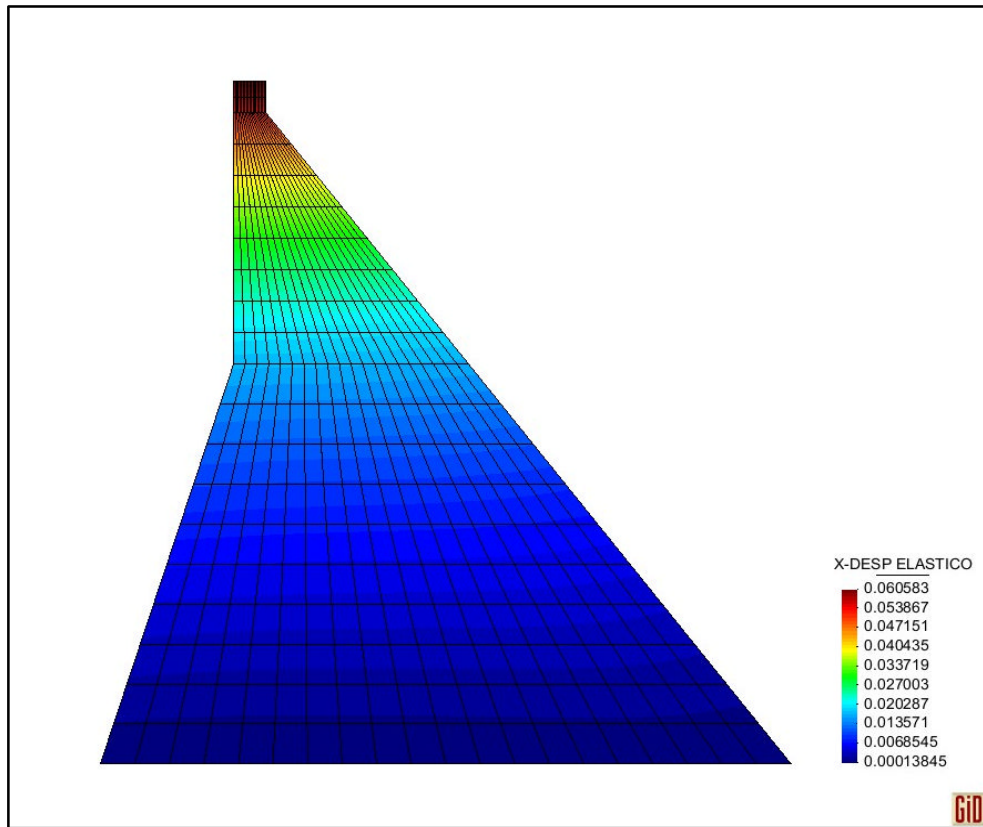
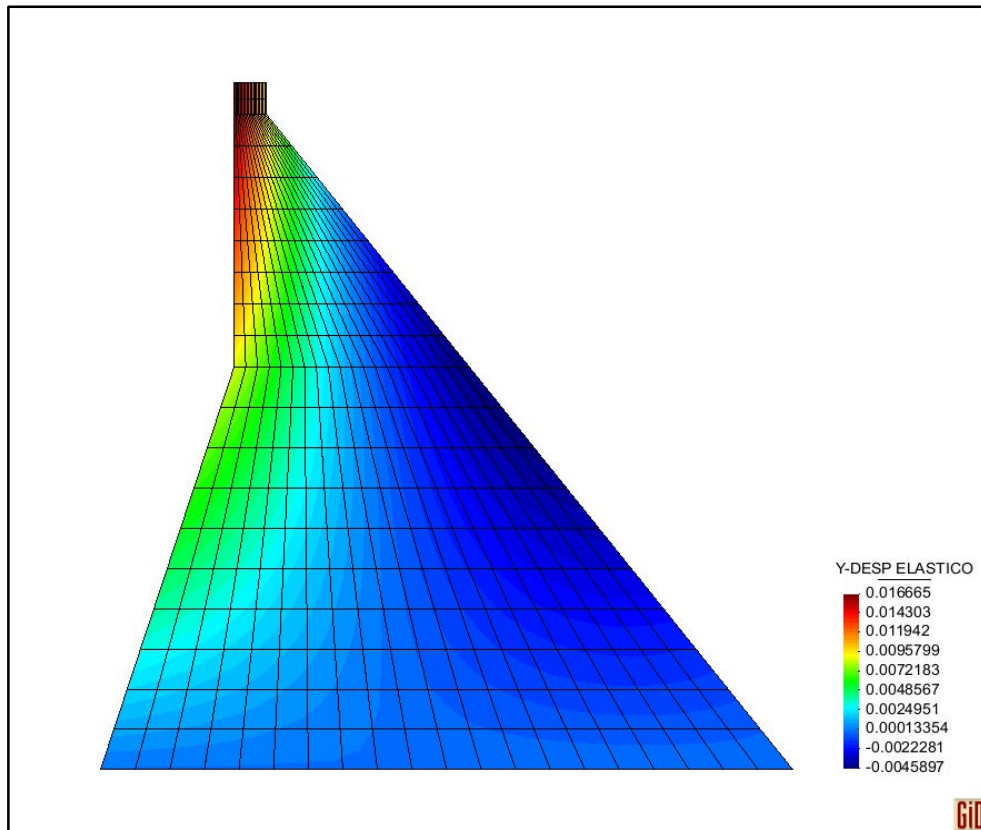
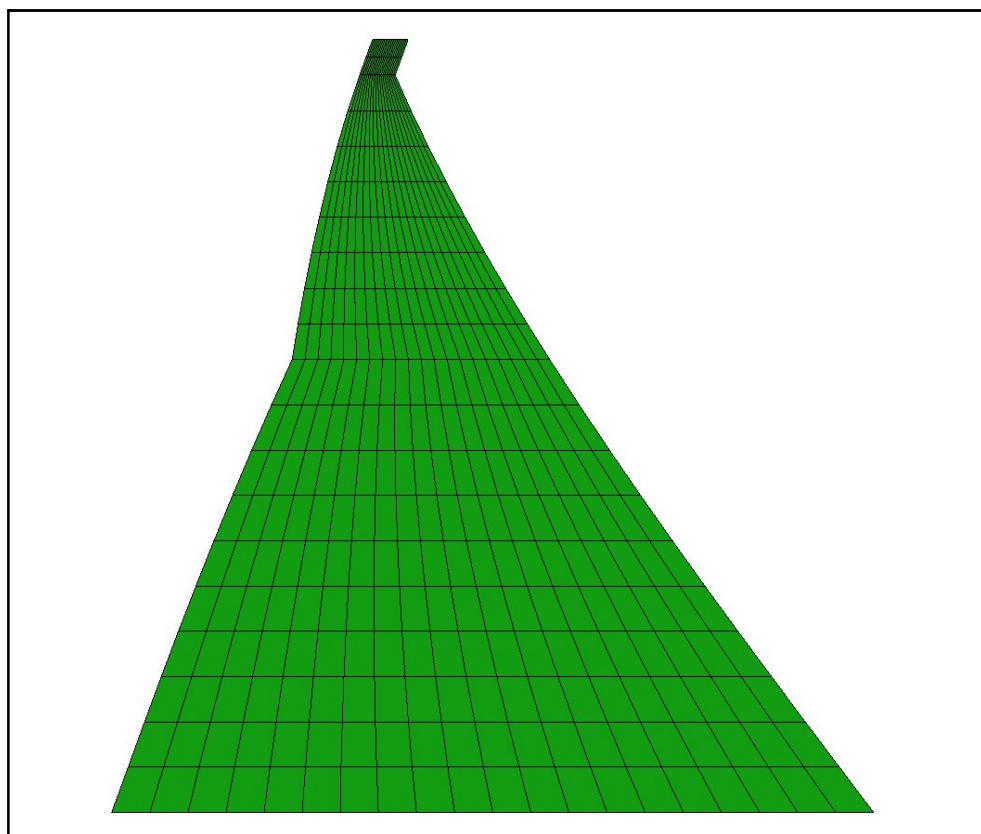


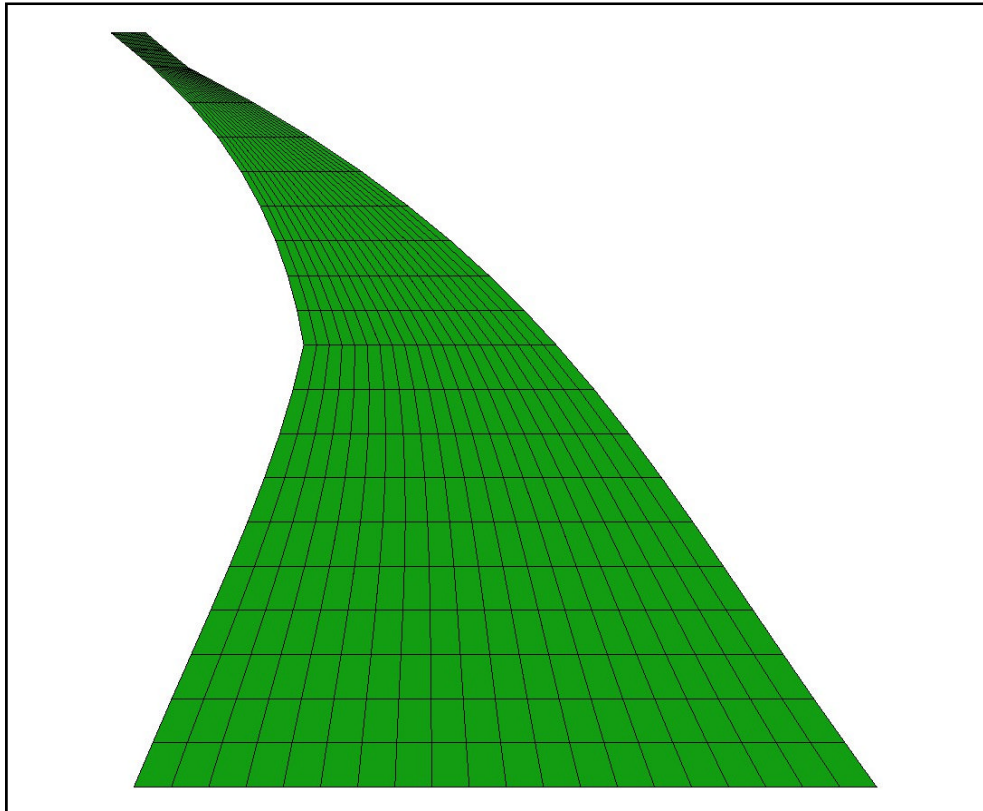
Figura A. 9 Desplazamientos modales elásticos horizontales, Presa con base móvil, rigidez del suelo modelada con resortes



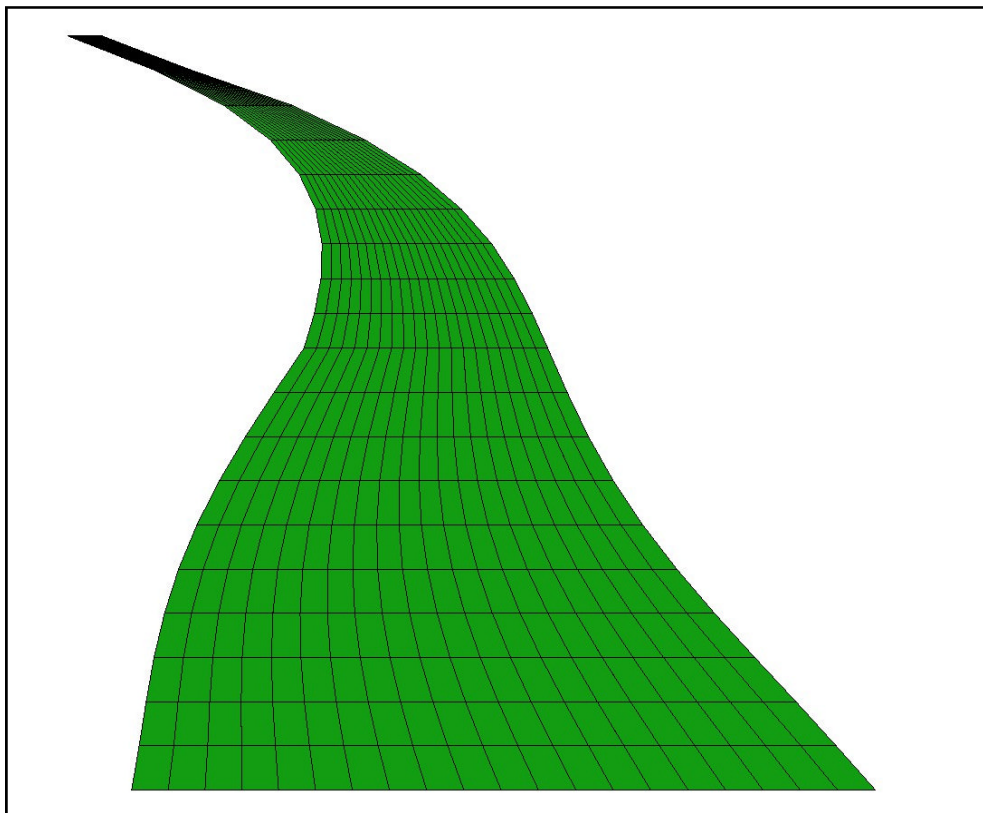
**Figura A. 10** Desplazamientos modales elásticos verticales, Presa con base móvil, rigidez del suelo modelada con resortes



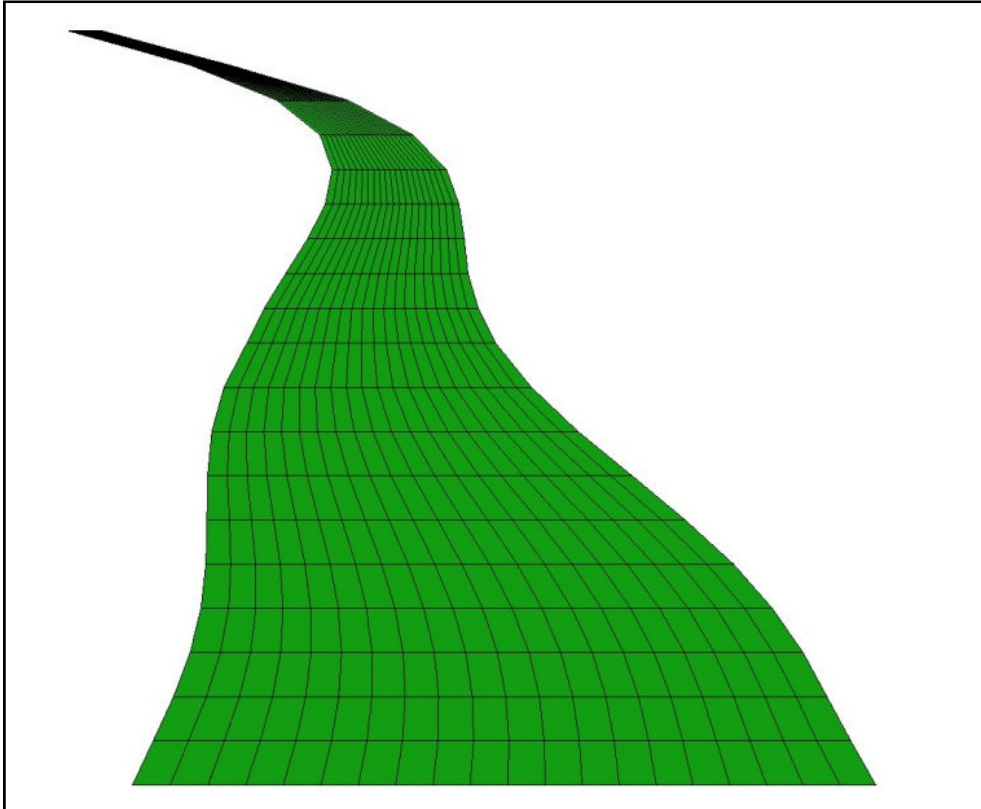
**Figura A. 11** Primer modo de vibración para el modelo de presa con base móvil



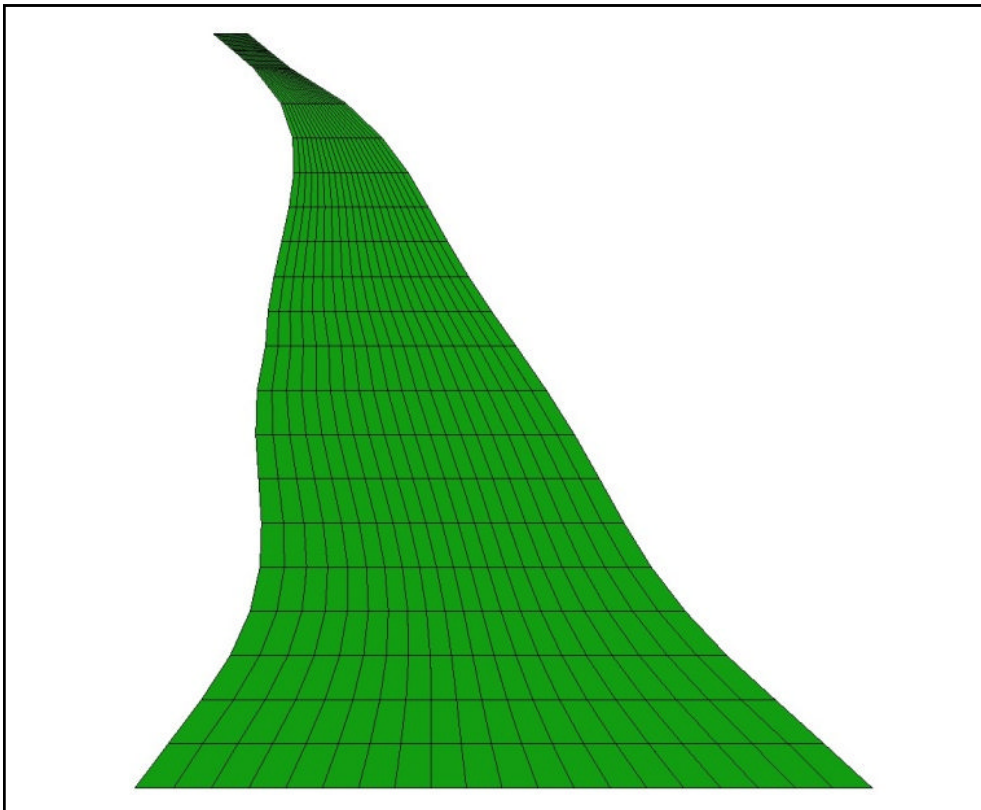
**Figura A. 12** Segundo modo de vibración para el modelo de presa con base móvil



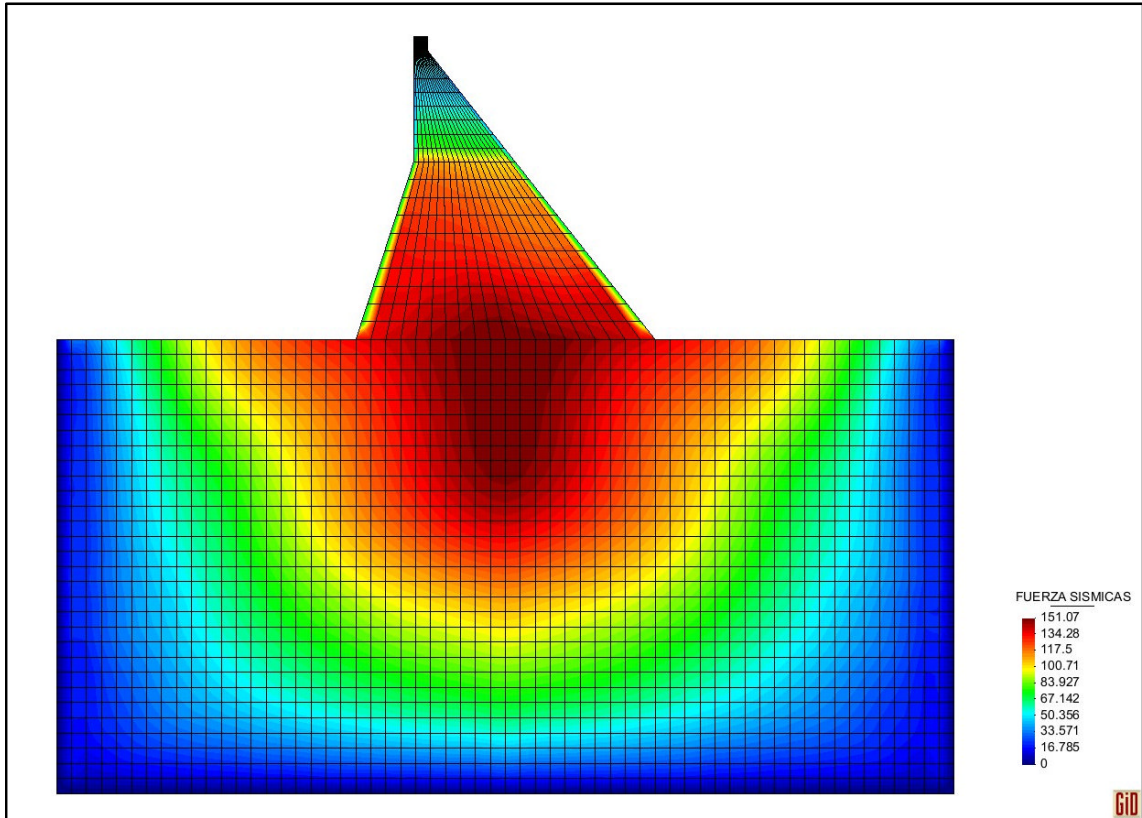
**Figura A. 13** Tercer modo de vibración para el modelo de presa con base móvil



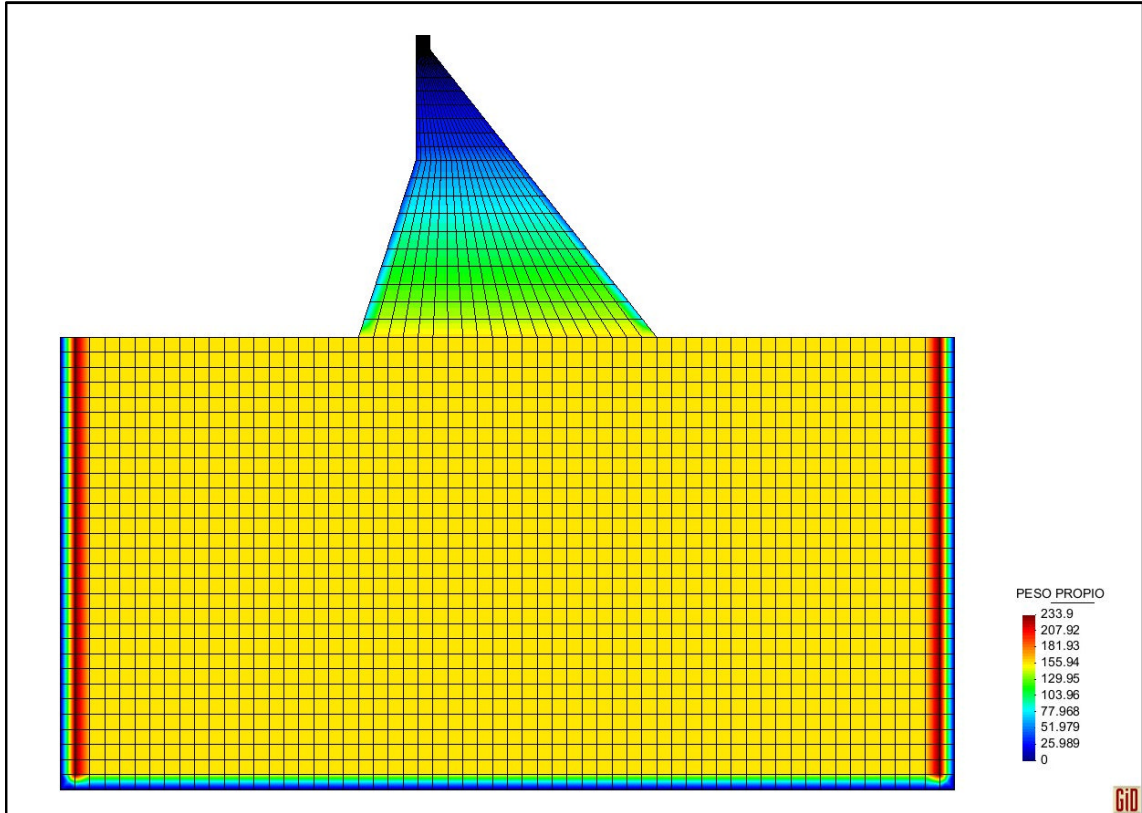
**Figura A. 14** Cuarto modo de vibración para el modelo de presa con base móvil



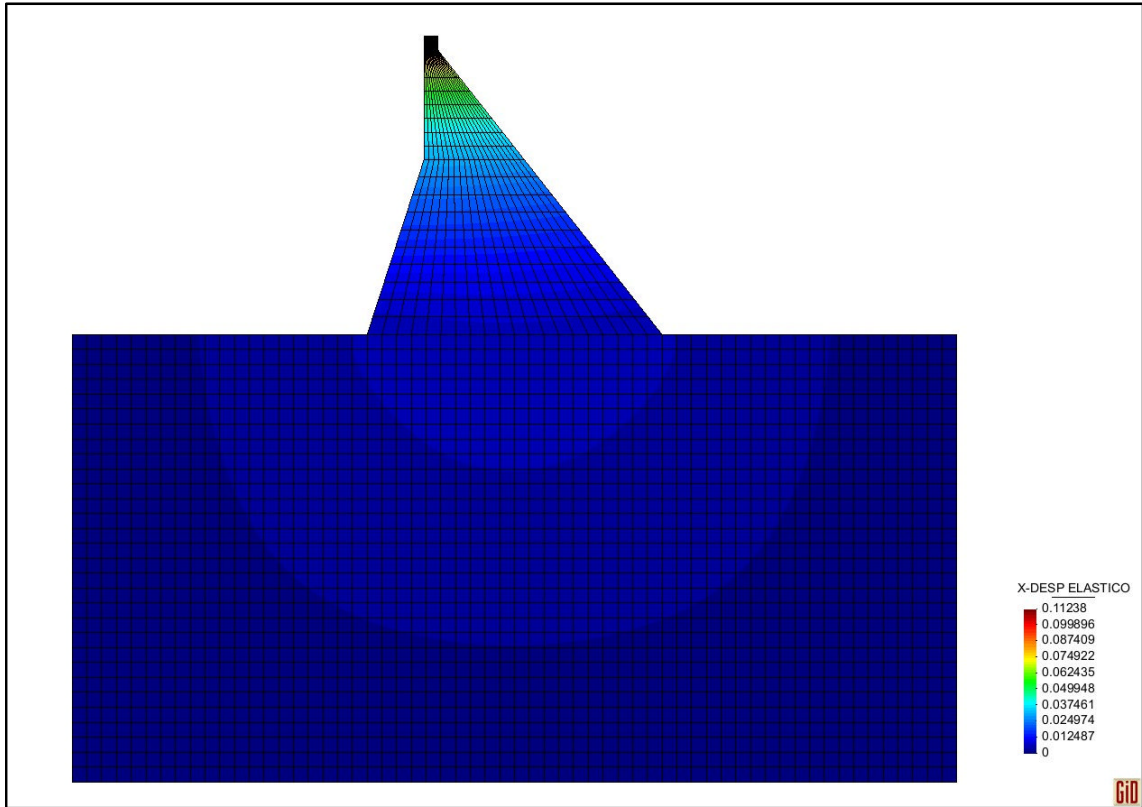
**Figura A. 15** Quinto modo de vibración para el modelo de presa con base móvil



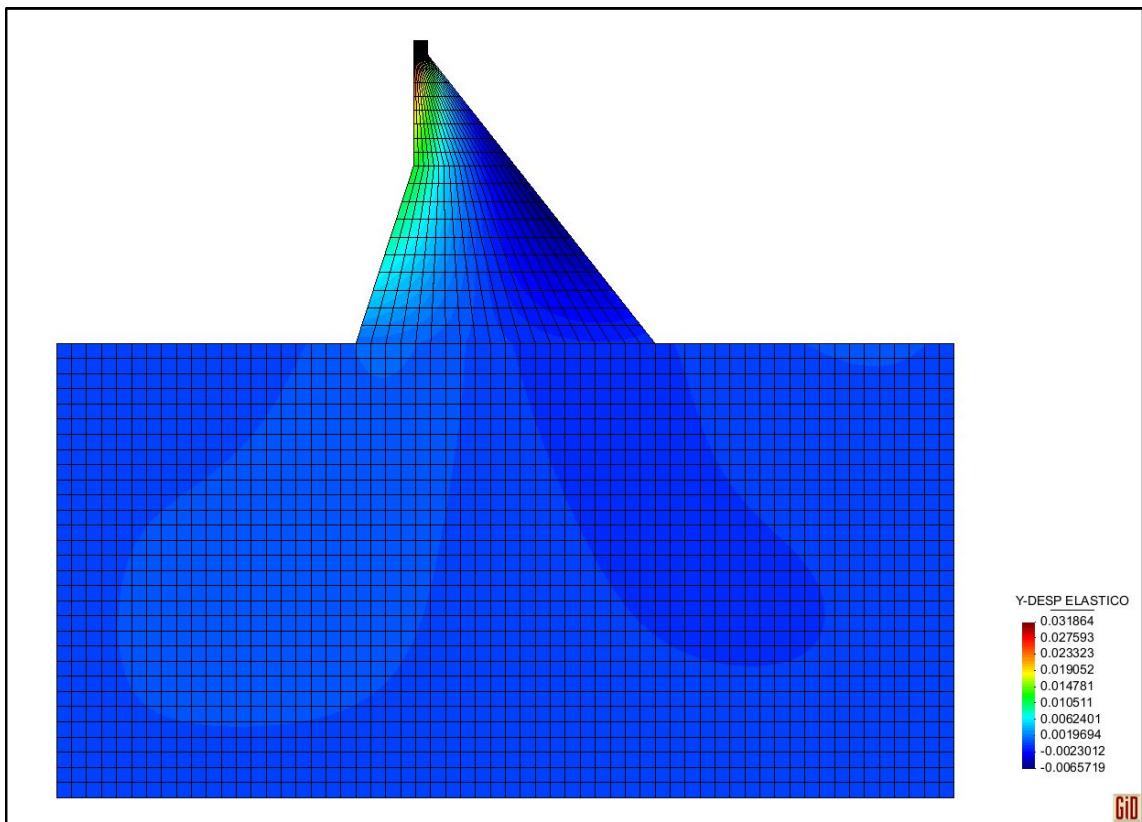
**Figura A. 16** Fuerzas Sísmicas, modelo Suelo-Presa con elementos finitos



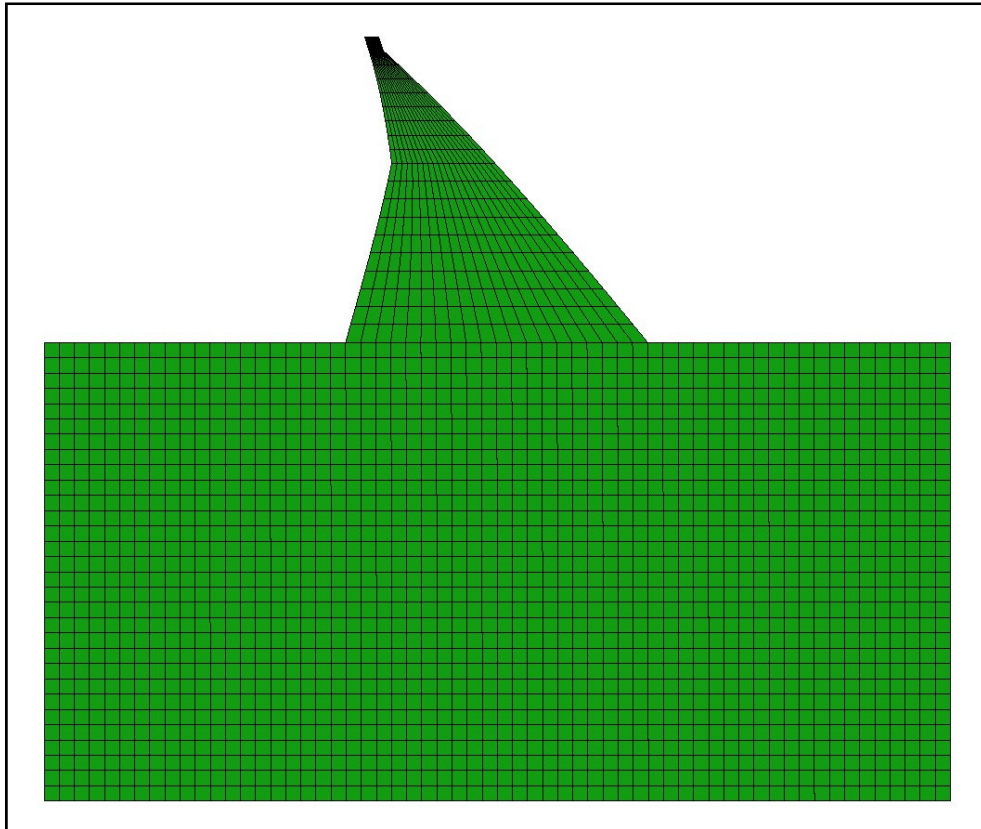
**Figura A. 17** Peso Propio, modelo Suelo-Presa con elementos finitos



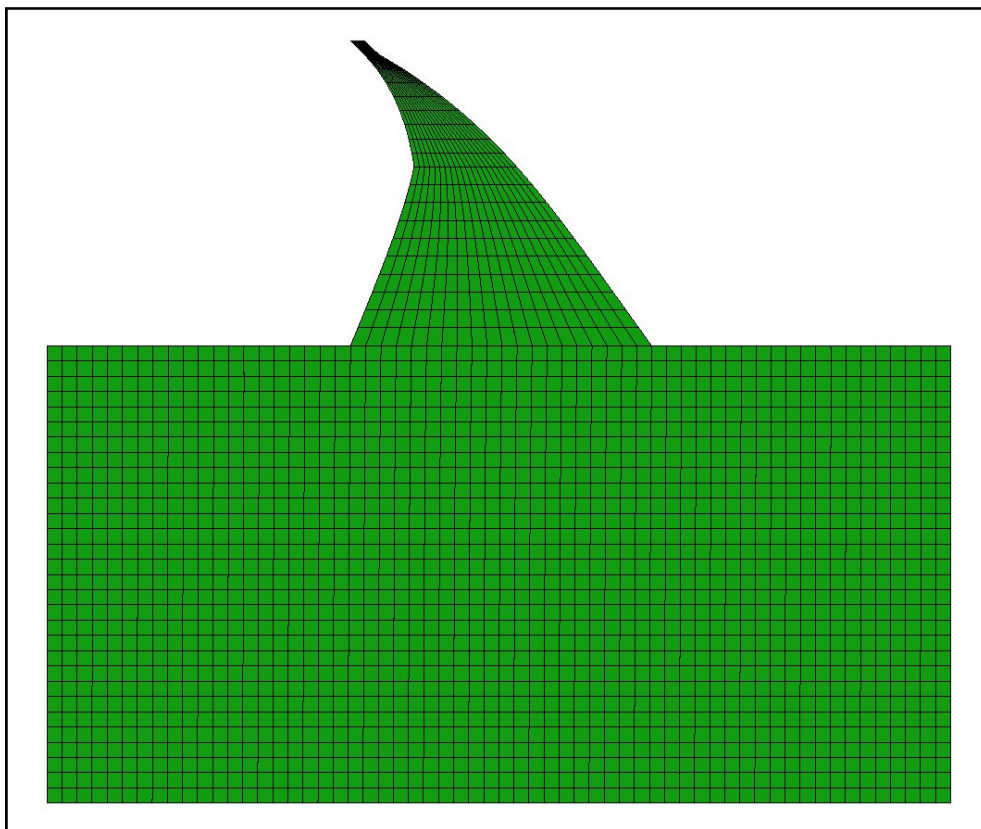
**Figura A. 18** Desplazamientos modales elásticos horizontales, modelo Suelo-Presa con elementos finitos



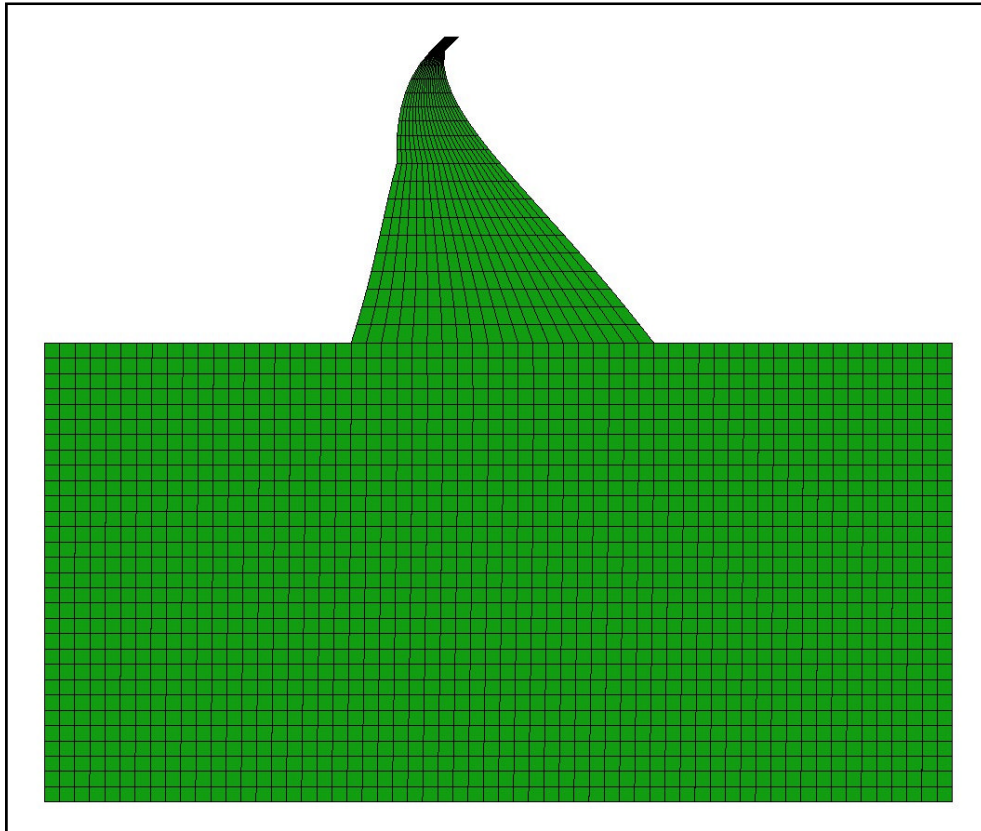
**Figura A. 19** Desplazamientos modales elásticos verticales, modelo Suelo-Presa con elementos finitos



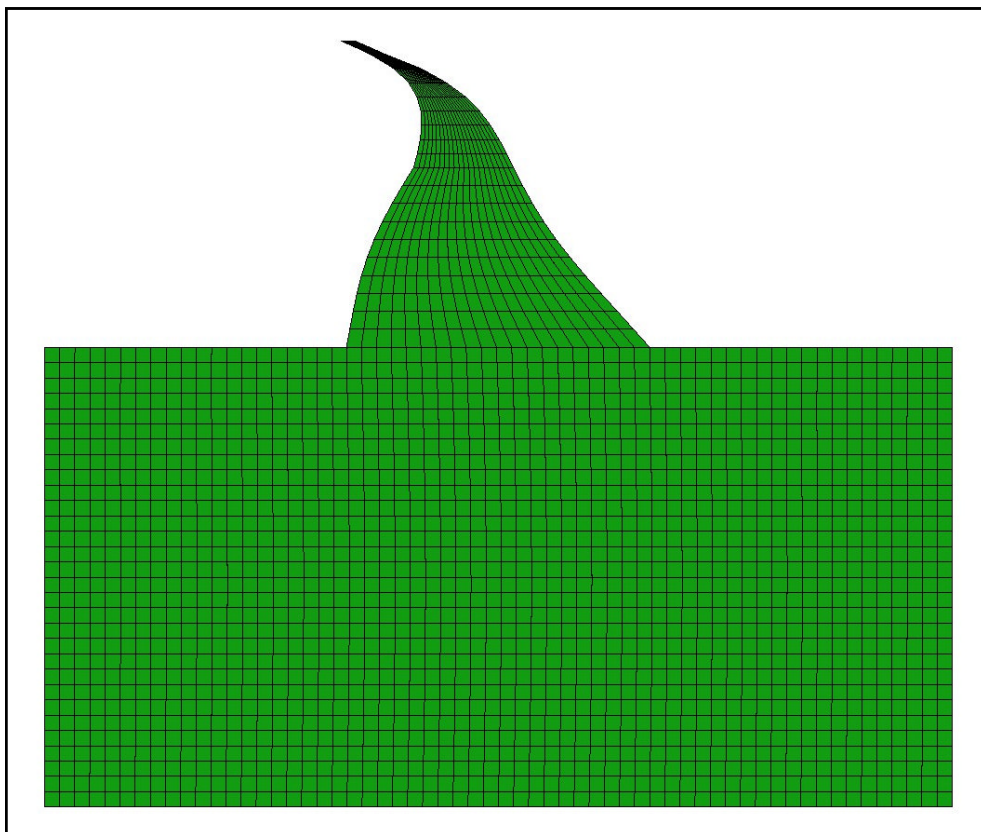
**Figura A. 20** Primer modo de vibración para el modelo Suelo-Presa con elementos finitos



**Figura A. 21** Segundo modo de vibración para el modelo Suelo-Presa con elementos finitos

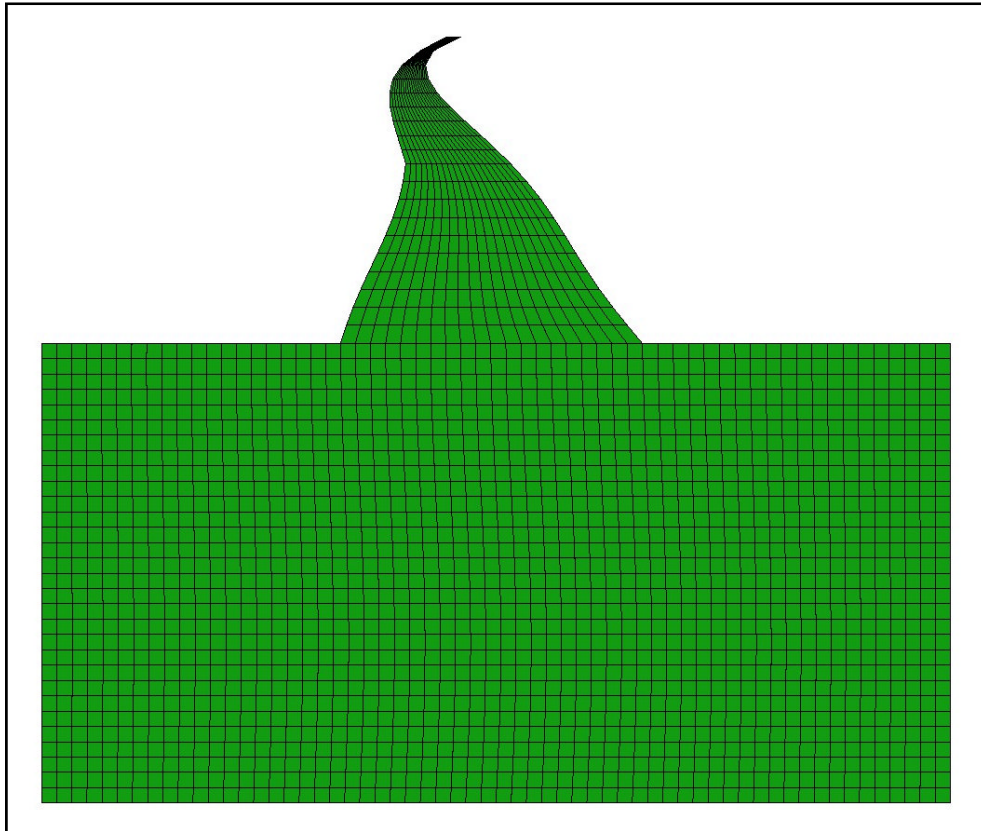


**Figura A. 22** Tercer modo de vibración para el modelo Suelo-Presa con elementos finitos



**Figura A. 23** Cuarto modo de vibración para el modelo Suelo-Presa con elementos finitos





**Figura A. 24** Quinto modo de vibración para el modelo Suelo-Presa con elementos finitos

A partir de los resultados obtenidos para cada modelo se puede apreciar los coeficientes sísmicos son bastante similares entre los dos métodos de interacción suelo estructura que se han detallado. Por lo tanto se podría trabajar con cualquiera de los modelos indicados ya sea considerando la libertad de desplazamiento en la base de la presa y modelando la rigidez del suelo con resortes para que se opongan a dicho movimiento, o trabajando con elementos finitos para el sistema suelo-presa y considerando las propiedades que corresponden a cada material.

**Tabla A. 1** Períodos de Vibración para los 5 primeros modos y coeficiente sísmico para ambos modelos de interacción suelo estructura y para el modelo de base fija

MODELO	T 1	T 2	T 3	T 4	T 5	c
1	0.3229	0.1651	0.0992	0.0686	0.0616	0.5993
2	0.3739	0.1983	0.1437	0.1091	0.0856	0.5532
3	0.3484	0.1787	0.1076	0.0741	0.0620	0.5955

Además se puede notar que los resultados del coeficiente sísmico hallados en el Capítulo 2 para el modelo de presa con base fija, son bastante parecidos a los que se encontraron, en esta sección de anexos.

## A.2. TABLAS DE RESULTADOS

Tabla A. 2 Resultados del Análisis Sísmico

RESULTADOS DEL ANÁLISIS SÍSMICO										
NUDO	C. C. M. DE LA NORMA TÉCNICA DE PERÚ 2003					C. C. M. DEL MÁXIMO VALOR PROBABLE				
	FUERZAS SÍSMICAS (T)	DESP. ELÁSTICOS HORIZ. (m)	DESP. ELÁSTICOS VERT. (m)	DESP. INELÁSTICOS HORIZ. (m)	DESP. INELÁSTICOS VERT. (m)	FUERZAS SÍSMICAS (T)	DESP. ELÁSTICOS HORIZ. (m)	DESP. ELÁSTICOS VERT. (m)	DESP. INELÁSTICOS HORIZ. (m)	DESP. INELÁSTICOS VERT. (m)
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	45,44	0,00	0,00	0,00	0,00	23,51	0,00	0,00	0,00	0,00
13	82,00	0,00	0,00	0,00	0,00	45,37	0,00	0,00	0,00	0,00
14	81,76	0,00	0,00	0,00	0,00	42,44	0,00	0,00	0,00	0,00
15	72,05	0,00	0,00	0,00	0,00	36,69	0,00	0,00	0,00	0,00
16	63,44	0,00	0,00	0,00	0,00	32,54	0,00	0,00	0,00	0,00
17	53,50	0,00	0,00	0,00	0,00	26,74	0,00	0,00	0,00	0,00
18	41,66	0,00	0,00	0,00	0,00	20,41	0,00	0,00	0,00	0,00
19	37,77	0,00	0,00	0,00	0,00	19,33	0,00	0,00	0,00	0,00
20	32,73	0,00	0,00	0,00	0,00	17,36	0,00	0,00	0,00	0,00
21	38,61	0,00	0,00	0,00	0,00	25,77	0,00	0,00	0,00	0,00
22	25,34	0,00	0,00	0,00	0,00	20,56	0,00	0,00	0,00	0,00
23	76,45	0,00	0,00	0,00	0,01	42,78	0,00	0,00	0,00	0,00
24	138,44	0,00	0,00	0,00	0,00	84,08	0,00	0,00	0,00	0,00
25	140,15	0,00	0,00	0,00	0,00	83,70	0,00	0,00	0,00	0,00
26	141,12	0,00	0,00	0,00	0,00	83,12	0,00	0,00	0,00	0,00
27	136,76	0,00	0,00	0,00	0,00	81,00	0,00	0,00	0,00	0,00
28	131,62	0,00	0,00	0,00	0,00	77,36	0,00	0,00	0,00	0,00
29	126,62	0,00	0,00	0,00	0,00	71,63	0,00	0,00	0,00	0,00
30	117,52	0,00	0,00	0,00	0,00	65,89	0,00	0,00	0,00	0,00
31	106,82	0,00	0,00	0,00	0,00	59,95	0,00	0,00	0,00	0,00
32	94,34	0,00	0,00	0,00	0,00	52,51	0,00	0,00	0,00	0,00
33	53,79	0,00	0,00	0,00	0,00	29,33	0,00	0,00	0,00	0,00
34	87,28	0,00	0,00	0,01	0,01	52,44	0,00	0,00	0,01	0,01
35	160,47	0,00	0,00	0,01	0,01	103,81	0,00	0,00	0,01	0,01
36	159,54	0,00	0,00	0,01	0,00	102,74	0,00	0,00	0,01	0,00
37	157,69	0,00	0,00	0,01	0,00	101,35	0,00	0,00	0,01	0,00
38	152,94	0,00	0,00	0,01	0,00	99,75	0,00	0,00	0,01	0,00
39	148,12	0,00	0,00	0,01	0,00	97,10	0,00	0,00	0,01	0,00
40	145,57	0,00	0,00	0,01	0,00	92,99	0,00	0,00	0,01	0,00
41	139,48	0,00	0,00	0,01	0,00	88,38	0,00	0,00	0,01	0,00
42	131,90	0,00	0,00	0,01	0,00	83,56	0,00	0,00	0,01	0,00
43	130,37	0,00	0,00	0,01	0,00	79,53	0,00	0,00	0,01	0,00
44	67,25	0,00	0,00	0,01	0,00	38,08	0,00	0,00	0,00	0,00
45	92,44	0,01	0,00	0,01	0,01	57,83	0,00	0,00	0,01	0,01
46	171,54	0,01	0,00	0,01	0,01	114,80	0,00	0,00	0,01	0,01
47	167,65	0,01	0,00	0,01	0,01	113,27	0,00	0,00	0,01	0,01
48	166,79	0,01	0,00	0,01	0,00	111,92	0,00	0,00	0,01	0,00
49	163,29	0,01	0,00	0,01	0,00	110,60	0,00	0,00	0,01	0,00
50	161,10	0,01	0,00	0,01	0,00	108,68	0,00	0,00	0,01	0,00
51	157,43	0,01	0,00	0,01	0,00	105,68	0,00	0,00	0,01	0,00
52	155,26	0,00	0,00	0,01	0,00	102,19	0,00	0,00	0,01	0,00
53	151,50	0,00	0,00	0,01	0,00	98,77	0,00	0,00	0,01	0,00
54	149,85	0,00	0,00	0,01	-0,01	95,93	0,00	0,00	0,01	0,00
55	78,71	0,00	0,00	0,01	-0,01	47,40	0,00	0,00	0,01	0,00
56	91,29	0,01	0,01	0,02	0,01	59,65	0,01	0,01	0,01	0,01
57	172,23	0,01	0,00	0,01	0,01	118,48	0,01	0,00	0,01	0,01
58	168,05	0,01	0,00	0,01	0,01	116,75	0,01	0,00	0,01	0,01
59	167,39	0,01	0,00	0,01	0,00	115,53	0,01	0,00	0,01	0,00
60	165,32	0,01	0,00	0,01	0,00	114,76	0,01	0,00	0,01	0,00
61	164,28	0,01	0,00	0,01	0,00	113,32	0,01	0,00	0,01	0,00
62	163,00	0,01	0,00	0,01	0,00	110,69	0,01	0,00	0,01	0,00
63	158,20	0,01	0,00	0,01	0,00	107,89	0,01	0,00	0,01	0,00

64	156,14	0,01	0,00	0,01	-0,01	106,16	0,01	0,00	0,01	-0,01
65	152,80	0,01	0,00	0,01	-0,01	104,63	0,01	0,00	0,01	-0,01
66	82,67	0,01	0,00	0,01	-0,01	52,51	0,01	0,00	0,01	-0,01
67	87,28	0,01	0,01	0,02	0,01	58,76	0,01	0,01	0,02	0,01
68	167,27	0,01	0,01	0,02	0,01	117,04	0,01	0,01	0,02	0,01
69	162,45	0,01	0,00	0,02	0,01	115,74	0,01	0,00	0,02	0,01
70	160,82	0,01	0,00	0,02	0,01	114,80	0,01	0,00	0,02	0,01
71	162,03	0,01	0,00	0,02	0,00	114,27	0,01	0,00	0,02	0,00
72	159,25	0,01	0,00	0,02	0,00	112,99	0,01	0,00	0,02	0,00
73	157,74	0,01	0,00	0,02	0,00	110,89	0,01	0,00	0,02	0,00
74	155,60	0,01	0,00	0,02	0,00	108,87	0,01	0,00	0,02	0,00
75	155,09	0,01	0,00	0,02	-0,01	107,30	0,01	0,00	0,02	-0,01
76	158,52	0,01	0,00	0,02	-0,01	107,13	0,01	0,00	0,02	-0,01
77	84,01	0,01	0,00	0,02	-0,01	53,74	0,01	0,00	0,02	-0,01
78	83,83	0,01	0,01	0,02	0,02	56,35	0,01	0,01	0,02	0,01
79	161,32	0,01	0,01	0,02	0,01	112,50	0,01	0,01	0,02	0,01
80	157,05	0,01	0,00	0,02	0,01	112,12	0,01	0,00	0,02	0,01
81	154,70	0,01	0,00	0,02	0,01	111,42	0,01	0,00	0,02	0,01
82	156,11	0,01	0,00	0,02	0,00	110,70	0,01	0,00	0,02	0,00
83	152,73	0,01	0,00	0,02	0,00	109,45	0,01	0,00	0,02	0,00
84	151,39	0,01	0,00	0,02	0,00	107,84	0,01	0,00	0,02	0,00
85	147,03	0,01	0,00	0,02	0,00	106,21	0,01	0,00	0,02	0,00
86	148,38	0,01	0,00	0,02	-0,01	105,37	0,01	0,00	0,02	-0,01
87	149,62	0,01	0,00	0,02	-0,01	104,91	0,01	0,00	0,02	-0,01
88	78,49	0,01	0,00	0,02	-0,01	52,73	0,01	0,00	0,02	-0,01
89	75,28	0,01	0,01	0,03	0,02	53,18	0,01	0,01	0,03	0,02
90	147,03	0,01	0,01	0,03	0,01	106,56	0,01	0,01	0,03	0,01
91	143,58	0,01	0,01	0,03	0,01	106,27	0,01	0,01	0,03	0,01
92	141,61	0,01	0,00	0,03	0,01	105,62	0,01	0,00	0,03	0,01
93	141,23	0,01	0,00	0,03	0,00	104,74	0,01	0,00	0,03	0,00
94	139,97	0,01	0,00	0,03	0,00	103,68	0,01	0,00	0,03	0,00
95	140,81	0,01	0,00	0,03	0,00	102,56	0,01	0,00	0,03	0,00
96	139,66	0,01	0,00	0,03	0,00	101,37	0,01	0,00	0,03	0,00
97	141,04	0,01	0,00	0,03	-0,01	100,78	0,01	0,00	0,03	-0,01
98	141,52	0,01	0,00	0,03	-0,01	100,07	0,01	0,00	0,03	-0,01
99	74,15	0,01	0,00	0,03	-0,01	50,31	0,01	0,00	0,03	-0,01
100	68,89	0,02	0,01	0,04	0,02	49,68	0,02	0,01	0,03	0,02
101	135,73	0,02	0,01	0,04	0,02	99,38	0,02	0,01	0,03	0,02
102	133,30	0,02	0,01	0,04	0,01	98,97	0,02	0,01	0,03	0,01
103	132,15	0,02	0,00	0,04	0,01	98,35	0,02	0,00	0,03	0,01
104	131,83	0,02	0,00	0,04	0,01	97,59	0,02	0,00	0,03	0,01
105	130,21	0,02	0,00	0,04	0,00	96,71	0,02	0,00	0,03	0,00
106	129,48	0,02	0,00	0,04	0,00	95,87	0,02	0,00	0,03	0,00
107	128,84	0,02	0,00	0,04	0,00	95,18	0,02	0,00	0,03	0,00
108	127,84	0,02	0,00	0,04	-0,01	94,50	0,02	0,00	0,03	-0,01
109	130,97	0,02	0,00	0,04	-0,01	94,51	0,02	0,00	0,03	-0,01
110	67,86	0,02	0,00	0,03	-0,01	47,27	0,02	0,00	0,03	-0,01
111	44,05	0,02	0,01	0,04	0,02	32,35	0,02	0,01	0,04	0,02
112	87,82	0,02	0,01	0,04	0,02	64,91	0,02	0,01	0,04	0,02
113	86,28	0,02	0,01	0,04	0,01	64,71	0,02	0,01	0,04	0,01
114	85,22	0,02	0,01	0,04	0,01	64,33	0,02	0,01	0,04	0,01
115	84,62	0,02	0,00	0,04	0,01	63,84	0,02	0,00	0,04	0,01
116	84,95	0,02	0,00	0,04	0,00	63,33	0,02	0,00	0,04	0,00
117	85,68	0,02	0,00	0,04	0,00	62,85	0,02	0,00	0,04	0,00
118	85,81	0,02	0,00	0,04	0,00	62,43	0,02	0,00	0,04	0,00
119	85,22	0,02	0,00	0,04	0,00	62,10	0,02	0,00	0,04	0,00
120	87,48	0,02	0,00	0,04	-0,01	61,98	0,02	0,00	0,04	-0,01
121	44,74	0,02	0,00	0,04	-0,01	31,09	0,02	0,00	0,04	-0,01
122	42,12	0,02	0,01	0,05	0,02	31,47	0,02	0,01	0,05	0,02
123	84,21	0,02	0,01	0,05	0,02	63,10	0,02	0,01	0,05	0,02
124	82,85	0,02	0,01	0,05	0,02	62,93	0,02	0,01	0,05	0,02
125	81,61	0,02	0,01	0,05	0,01	62,58	0,02	0,01	0,05	0,01
126	81,17	0,02	0,00	0,05	0,01	62,13	0,02	0,00	0,05	0,01
127	81,06	0,02	0,00	0,05	0,01	61,66	0,02	0,00	0,05	0,01
128	81,74	0,02	0,00	0,05	0,00	61,21	0,02	0,00	0,05	0,00
129	82,28	0,02	0,00	0,05	0,00	60,82	0,02	0,00	0,05	0,00
130	83,35	0,02	0,00	0,05	0,00	60,59	0,02	0,00	0,05	0,00
131	83,31	0,02	0,00	0,05	-0,01	60,34	0,02	0,00	0,05	-0,01
132	42,68	0,02	0,00	0,05	-0,01	30,23	0,02	0,00	0,05	-0,01
133	39,64	0,03	0,01	0,06	0,03	30,50	0,03	0,01	0,06	0,03
134	79,37	0,03	0,01	0,06	0,02	61,11	0,03	0,01	0,05	0,02
135	78,13	0,03	0,01	0,06	0,02	60,98	0,03	0,01	0,05	0,02
136	77,14	0,03	0,01	0,06	0,02	60,69	0,03	0,01	0,05	0,01

137	76,20	0,03	0,01	0,06	0,01	60,30	0,03	0,01	0,05	0,01
138	75,49	0,03	0,00	0,06	0,01	59,85	0,03	0,00	0,05	0,01
139	76,03	0,03	0,00	0,06	0,00	59,45	0,03	0,00	0,05	0,00
140	77,23	0,03	0,00	0,06	0,00	59,12	0,03	0,00	0,05	0,00
141	76,56	0,03	0,00	0,06	0,00	58,81	0,03	0,00	0,05	0,00
142	77,43	0,03	0,00	0,05	0,00	58,63	0,03	0,00	0,05	0,00
143	39,12	0,03	0,00	0,05	-0,01	29,30	0,03	0,00	0,05	-0,01
144	36,69	0,03	0,01	0,06	0,03	29,30	0,03	0,01	0,06	0,03
145	73,34	0,03	0,01	0,06	0,03	58,68	0,03	0,01	0,06	0,03
146	72,56	0,03	0,01	0,06	0,02	58,58	0,03	0,01	0,06	0,02
147	71,90	0,03	0,01	0,06	0,02	58,38	0,03	0,01	0,06	0,02
148	70,87	0,03	0,01	0,06	0,01	58,08	0,03	0,01	0,06	0,01
149	70,66	0,03	0,01	0,06	0,01	57,76	0,03	0,01	0,06	0,01
150	71,24	0,03	0,00	0,06	0,01	57,42	0,03	0,00	0,06	0,01
151	72,05	0,03	0,00	0,06	0,00	57,14	0,03	0,00	0,06	0,00
152	71,93	0,03	0,00	0,06	0,00	56,87	0,03	0,00	0,06	0,00
153	72,42	0,03	0,00	0,06	0,00	56,74	0,03	0,00	0,06	0,00
154	36,84	0,03	0,00	0,06	0,00	28,32	0,03	0,00	0,06	0,00
155	35,41	0,04	0,02	0,08	0,03	27,87	0,04	0,02	0,07	0,03
156	70,84	0,04	0,01	0,08	0,03	55,76	0,04	0,01	0,07	0,03
157	70,46	0,04	0,01	0,08	0,03	55,69	0,04	0,01	0,07	0,02
158	69,90	0,04	0,01	0,08	0,02	55,54	0,04	0,01	0,07	0,02
159	69,26	0,04	0,01	0,08	0,02	55,34	0,04	0,01	0,07	0,02
160	69,13	0,04	0,01	0,08	0,01	55,12	0,04	0,01	0,07	0,01
161	69,49	0,04	0,01	0,08	0,01	54,90	0,04	0,01	0,07	0,01
162	69,90	0,04	0,00	0,07	0,01	54,71	0,04	0,00	0,07	0,01
163	69,48	0,04	0,00	0,07	0,00	54,50	0,04	0,00	0,07	0,00
164	69,56	0,04	0,00	0,07	0,00	54,33	0,04	0,00	0,07	0,00
165	35,20	0,04	0,00	0,07	0,00	27,16	0,04	0,00	0,07	0,00
166	33,22	0,04	0,02	0,09	0,04	26,11	0,04	0,02	0,09	0,03
167	66,49	0,04	0,02	0,09	0,03	52,21	0,04	0,02	0,09	0,03
168	66,20	0,04	0,01	0,09	0,03	52,14	0,04	0,01	0,09	0,03
169	65,75	0,04	0,01	0,09	0,03	52,03	0,04	0,01	0,09	0,02
170	65,27	0,04	0,01	0,09	0,02	51,89	0,04	0,01	0,09	0,02
171	65,13	0,04	0,01	0,09	0,02	51,74	0,04	0,01	0,08	0,02
172	65,08	0,04	0,01	0,09	0,02	51,59	0,04	0,01	0,08	0,02
173	65,40	0,04	0,01	0,09	0,01	51,46	0,04	0,01	0,08	0,01
174	65,16	0,04	0,00	0,09	0,01	51,34	0,04	0,00	0,08	0,01
175	65,43	0,04	0,00	0,09	0,01	51,25	0,04	0,00	0,08	0,01
176	32,95	0,04	0,00	0,09	0,00	25,57	0,04	0,00	0,08	0,00
177	29,71	0,05	0,02	0,10	0,04	23,73	0,05	0,02	0,10	0,04
178	59,38	0,05	0,02	0,10	0,04	47,43	0,05	0,02	0,10	0,03
179	59,23	0,05	0,02	0,10	0,03	47,37	0,05	0,02	0,10	0,03
180	59,01	0,05	0,01	0,10	0,03	47,30	0,05	0,01	0,10	0,03
181	58,77	0,05	0,01	0,10	0,03	47,23	0,05	0,01	0,10	0,03
182	58,60	0,05	0,01	0,10	0,02	47,16	0,05	0,01	0,10	0,02
183	58,47	0,05	0,01	0,10	0,02	47,08	0,05	0,01	0,10	0,02
184	58,60	0,05	0,01	0,10	0,02	47,00	0,05	0,01	0,10	0,02
185	58,43	0,05	0,01	0,10	0,02	46,92	0,05	0,01	0,10	0,02
186	58,46	0,05	0,01	0,10	0,01	46,84	0,05	0,01	0,10	0,01
187	29,37	0,05	0,01	0,10	0,01	23,38	0,05	0,01	0,10	0,01
188	25,38	0,06	0,02	0,12	0,04	20,23	0,06	0,02	0,12	0,04
189	50,74	0,06	0,02	0,12	0,04	40,41	0,06	0,02	0,12	0,04
190	50,68	0,06	0,02	0,12	0,04	40,38	0,06	0,02	0,12	0,03
191	50,59	0,06	0,02	0,12	0,04	40,35	0,06	0,02	0,12	0,03
192	50,48	0,06	0,02	0,12	0,03	40,32	0,06	0,02	0,12	0,03
193	50,40	0,06	0,02	0,12	0,03	40,28	0,06	0,01	0,12	0,03
194	50,36	0,06	0,01	0,12	0,03	40,23	0,06	0,01	0,12	0,03
195	50,38	0,06	0,01	0,12	0,03	40,18	0,06	0,01	0,12	0,03
196	50,33	0,06	0,01	0,12	0,02	40,12	0,06	0,01	0,12	0,02
197	50,35	0,06	0,01	0,12	0,02	40,07	0,06	0,01	0,12	0,02
198	25,19	0,06	0,01	0,12	0,02	20,03	0,06	0,01	0,12	0,02
199	27,60	0,07	0,02	0,15	0,04	21,26	0,07	0,02	0,14	0,04
200	55,14	0,07	0,02	0,15	0,04	42,50	0,07	0,02	0,14	0,04
201	55,07	0,07	0,02	0,15	0,04	42,48	0,07	0,02	0,14	0,04
202	54,99	0,07	0,02	0,15	0,04	42,46	0,07	0,02	0,14	0,03
203	54,92	0,07	0,02	0,15	0,03	42,45	0,07	0,02	0,14	0,03
204	54,90	0,07	0,02	0,15	0,03	42,46	0,07	0,01	0,14	0,03
205	54,94	0,07	0,01	0,15	0,03	42,48	0,07	0,01	0,14	0,03
206	55,06	0,07	0,01	0,15	0,03	42,53	0,07	0,01	0,14	0,03
207	55,20	0,07	0,01	0,15	0,02	42,59	0,07	0,01	0,14	0,02
208	55,39	0,07	0,01	0,15	0,02	42,67	0,07	0,01	0,14	0,02
209	27,78	0,07	0,01	0,15	0,02	21,37	0,07	0,01	0,14	0,02

**Tabla A. 3 Resultados al inicio de la vida útil de la Presa Chontal (sección real)**

RESULTADOS AL INICIO DE LA VIDA ÚTIL DE LA PRESA CHONTAL (SECCIÓN REAL)														
NUDO	FUERZAS HORIZONTALES							FUERZAS VERTICALES					DESP. FINALES	
	SÍSMICA (T)	HIDRST. AGUAS ARRIBA (T)	HIDRST. AGUAS ABAJO (T)	HDRDN. ZANGAR (T) (ΣTOT X)	HDRDN. ELEM. FINITOS (T)	LODOS (T)	TOTAL CARGAS SENTIDO X	PESO PROPIO (T)	PESO AGUAS ARRIBA (T)	PESO AGUAS ABAJO (T)	PESO LODOS (T)	TOTAL CARGAS SENTIDO Y	HORIZ. (m)	VERT. (m)
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	23,51	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	132,62	-153,50	-422,05	0,00	0,00	-575,55	0,00	0,00
13	45,37	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	154,48	-288,83	0,00	0,00	0,00	-288,83	0,00	0,00
14	42,44	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	151,55	-265,16	0,00	0,00	0,00	-265,16	0,00	0,00
15	36,69	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	145,80	-242,12	0,00	0,00	0,00	-242,12	0,00	0,00
16	32,54	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	141,65	-219,68	0,00	0,00	0,00	-219,68	0,00	0,00
17	26,74	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	135,85	-197,85	0,00	0,00	0,00	-197,85	0,00	0,00
18	20,41	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	129,52	-176,60	0,00	0,00	0,00	-176,60	0,00	0,00
19	19,33	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	128,44	-155,92	0,00	0,00	0,00	-155,92	0,00	0,00
20	17,36	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	126,47	-135,80	0,00	0,00	0,00	-135,80	0,00	0,00
21	25,77	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	134,88	-116,24	0,00	0,00	0,00	-116,24	0,00	0,00
22	20,56	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	129,67	-50,66	0,00	-75,91	0,00	-126,57	0,00	0,00
23	42,78	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	125,20	-144,63	-393,02	0,00	0,00	-537,65	0,00	0,00
24	84,08	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	166,51	-289,27	0,00	0,00	0,00	-289,27	0,00	0,00
25	83,70	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	166,13	-289,27	0,00	0,00	0,00	-289,27	0,00	0,00
26	83,12	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	165,55	-289,27	0,00	0,00	0,00	-289,27	0,00	0,00
27	81,00	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	163,42	-289,27	0,00	0,00	0,00	-289,27	0,00	0,00
28	77,36	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	159,79	-289,27	0,00	0,00	0,00	-289,27	0,00	0,00
29	71,63	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	154,06	-289,27	0,00	0,00	0,00	-289,27	0,00	0,00
30	65,89	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	148,31	-289,27	0,00	0,00	0,00	-289,27	0,00	0,00
31	59,95	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	142,37	-289,27	0,00	0,00	0,00	-289,27	0,00	0,00
32	52,51	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	134,93	-289,27	0,00	0,00	0,00	-289,27	0,00	0,00
33	29,33	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	111,75	-144,63	0,00	-236,86	0,00	-381,49	0,00	0,00
34	52,44	101,65	-19,22	17,86	18,75	0,00	152,73	-132,72	-363,98	0,00	0,00	-496,70	0,01	0,00
35	103,81	101,65	-19,22	17,86	18,75	0,00	204,10	-265,43	0,00	0,00	0,00	-265,43	0,01	0,00
36	102,74	101,65	-19,22	17,86	18,75	0,00	203,03	-265,43	0,00	0,00	0,00	-265,43	0,01	0,00
37	101,35	101,65	-19,22	17,86	18,75	0,00	201,64	-265,43	0,00	0,00	0,00	-265,43	0,01	0,00
38	99,75	101,65	-19,22	17,86	18,75	0,00	200,03	-265,43	0,00	0,00	0,00	-265,43	0,01	0,00
39	97,10	101,65	-19,22	17,86	18,75	0,00	197,39	-265,43	0,00	0,00	0,00	-265,43	0,01	0,00
40	92,99	101,65	-19,22	17,86	18,75	0,00	193,28	-265,43	0,00	0,00	0,00	-265,43	0,01	0,00
41	88,38	101,65	-19,22	17,86	18,75	0,00	188,67	-265,43	0,00	0,00	0,00	-265,43	0,01	-0,01
42	83,56	101,65	-19,22	17,86	18,75	0,00	183,85	-265,43	0,00	0,00	0,00	-265,43	0,01	-0,01
43	79,53	101,65	-19,22	17,86	18,75	0,00	179,82	-265,43	0,00	0,00	0,00	-265,43	0,01	-0,01
44	38,08	101,65	-19,22	17,86	18,75	0,00	138,37	-132,72	0,00	-166,59	0,00	-299,30	0,01	0,00
45	57,83	93,54	-11,11	35,67	36,98	0,00	175,93	-120,80	-334,94	0,00	0,00	-455,74	0,01	0,01
46	114,80	93,54	-11,11	35,67	36,98	0,00	232,90	-241,60	0,00	0,00	0,00	-241,60	0,01	0,00
47	113,27	93,54	-11,11	35,67	36,98	0,00	231,36	-241,60	0,00	0,00	0,00	-241,60	0,01	0,00
48	111,92	93,54	-11,11	35,67	36,98	0,00	230,02	-241,60	0,00	0,00	0,00	-241,60	0,01	0,00
49	110,60	93,54	-11,11	35,67	36,98	0,00	228,70	-241,60	0,00	0,00	0,00	-241,60	0,01	0,00
50	108,68	93,54	-11,11	35,67	36,98	0,00	226,77	-241,60	0,00	0,00	0,00	-241,60	0,01	0,00
51	105,68	93,54	-11,11	35,67	36,98	0,00	223,78	-241,60	0,00	0,00	0,00	-241,60	0,01	-0,01
52	102,19	93,54	-11,11	35,67	36,98	0,00	220,29	-241,60	0,00	0,00	0,00	-241,60	0,01	-0,01
53	98,77	93,54	-11,11	35,67	36,98	0,00	216,87	-241,60	0,00	0,00	0,00	-241,60	0,01	-0,01
54	95,93	93,54	-11,11	35,67	36,98	0,00	214,03	-241,60	0,00	0,00	0,00	-241,60	0,01	-0,01
55	47,40	93,54	-11,11	35,67	36,98	0,00	165,50	-120,80	0,00	-96,32	0,00	-217,11	0,01	-0,01
56	59,65	85,43	-3,07	35,48	36,28	0,00	177,48	-108,88	-305,91	0,00	0,00	-414,79	0,02	0,01
57	118,48	85,43	-3,07	35,48	36,28	0,00	236,31	-217,76	0,00	0,00	0,00	-217,76	0,02	0,00
58	116,75	85,43	-3,07	35,48	36,28	0,00	234,59	-217,76	0,00	0,00	0,00	-217,76	0,02	0,00
59	115,53	85,43	-3,07	35,48	36,28	0,00	233,36	-217,76	0,00	0,00	0,00	-217,76	0,02	0,00
60	114,76	85,43	-3,07	35,48	36,28	0,00	232,59	-217,76	0,00	0,00	0,00	-217,76	0,02	0,00
61	113,32	85,43	-3,07	35,48	36,28	0,00	231,15	-217,76	0,00	0,00	0,00	-217,76	0,02	-0,01
62	110,69	85,43	-3,07	35,48	36,28	0,00	228,52	-217,76	0,00	0,00	0,00	-217,76	0,02	-0,01
63	107,89	85,43	-3,07	35,48	36,28	0,00	225,72	-217,76	0,00	0,00	0,00	-217,76	0,02	-0,01

64	106,16	85,43	-3,07	35,48	36,28	0,00	223,99	-217,76	0,00	0,00	0,00	-217,76	0,02	-0,01
65	104,63	85,43	-3,07	35,48	36,28	0,00	222,46	-217,76	0,00	0,00	0,00	-217,76	0,01	-0,01
66	52,51	85,43	-3,07	35,48	36,28	0,00	170,35	-108,88	0,00	-26,63	0,00	-135,51	0,01	-0,01
67	58,76	77,32	0,00	35,10	35,81	0,00	171,17	-96,96	-276,87	0,00	0,00	-373,84	0,02	0,01
68	117,04	77,32	0,00	35,10	35,81	0,00	229,45	-193,93	0,00	0,00	0,00	-193,93	0,02	0,01
69	115,74	77,32	0,00	35,10	35,81	0,00	228,16	-193,93	0,00	0,00	0,00	-193,93	0,02	0,00
70	114,80	77,32	0,00	35,10	35,81	0,00	227,22	-193,93	0,00	0,00	0,00	-193,93	0,02	0,00
71	114,27	77,32	0,00	35,10	35,81	0,00	226,69	-193,93	0,00	0,00	0,00	-193,93	0,02	0,00
72	112,99	77,32	0,00	35,10	35,81	0,00	225,41	-193,93	0,00	0,00	0,00	-193,93	0,02	-0,01
73	110,89	77,32	0,00	35,10	35,81	0,00	223,30	-193,93	0,00	0,00	0,00	-193,93	0,02	-0,01
74	108,87	77,32	0,00	35,10	35,81	0,00	221,29	-193,93	0,00	0,00	0,00	-193,93	0,02	-0,01
75	107,30	77,32	0,00	35,10	35,81	0,00	219,72	-193,93	0,00	0,00	0,00	-193,93	0,02	-0,01
76	107,13	77,32	0,00	35,10	35,81	0,00	219,55	-193,93	0,00	0,00	0,00	-193,93	0,02	-0,01
77	53,74	77,32	0,00	35,10	35,81	0,00	166,16	-96,96	0,00	0,00	0,00	-96,96	0,02	-0,01
78	56,35	69,21	0,00	34,53	35,10	0,00	160,10	-85,05	-247,83	0,00	0,00	-332,88	0,03	0,01
79	112,50	69,21	0,00	34,53	35,10	0,00	216,24	-170,09	0,00	0,00	0,00	-170,09	0,03	0,01
80	112,12	69,21	0,00	34,53	35,10	0,00	215,86	-170,09	0,00	0,00	0,00	-170,09	0,03	0,00
81	111,42	69,21	0,00	34,53	35,10	0,00	215,16	-170,09	0,00	0,00	0,00	-170,09	0,03	0,00
82	110,70	69,21	0,00	34,53	35,10	0,00	214,44	-170,09	0,00	0,00	0,00	-170,09	0,03	0,00
83	109,45	69,21	0,00	34,53	35,10	0,00	213,19	-170,09	0,00	0,00	0,00	-170,09	0,03	-0,01
84	107,84	69,21	0,00	34,53	35,10	0,00	211,59	-170,09	0,00	0,00	0,00	-170,09	0,03	-0,01
85	106,21	69,21	0,00	34,53	35,10	0,00	209,95	-170,09	0,00	0,00	0,00	-170,09	0,03	-0,01
86	105,37	69,21	0,00	34,53	35,10	0,00	209,11	-170,09	0,00	0,00	0,00	-170,09	0,02	-0,01
87	104,91	69,21	0,00	34,53	35,10	0,00	208,66	-170,09	0,00	0,00	0,00	-170,09	0,02	-0,01
88	52,73	69,21	0,00	34,53	35,10	0,00	156,47	-85,05	0,00	0,00	0,00	-85,05	0,02	-0,01
89	53,18	61,10	0,00	33,78	34,05	0,00	148,06	-73,13	-218,80	0,00	0,00	-291,93	0,03	0,01
90	106,56	61,10	0,00	33,78	34,05	0,00	201,44	-146,26	0,00	0,00	0,00	-146,26	0,03	0,01
91	106,27	61,10	0,00	33,78	34,05	0,00	201,15	-146,26	0,00	0,00	0,00	-146,26	0,03	0,00
92	105,62	61,10	0,00	33,78	34,05	0,00	200,50	-146,26	0,00	0,00	0,00	-146,26	0,03	0,00
93	104,74	61,10	0,00	33,78	34,05	0,00	199,62	-146,26	0,00	0,00	0,00	-146,26	0,03	0,00
94	103,68	61,10	0,00	33,78	34,05	0,00	198,56	-146,26	0,00	0,00	0,00	-146,26	0,03	-0,01
95	102,56	61,10	0,00	33,78	34,05	0,00	197,44	-146,26	0,00	0,00	0,00	-146,26	0,03	-0,01
96	101,37	61,10	0,00	33,78	34,05	0,00	196,25	-146,26	0,00	0,00	0,00	-146,26	0,03	-0,01
97	100,78	61,10	0,00	33,78	34,05	0,00	195,66	-146,26	0,00	0,00	0,00	-146,26	0,03	-0,01
98	100,07	61,10	0,00	33,78	34,05	0,00	194,95	-146,26	0,00	0,00	0,00	-146,26	0,03	-0,01
99	50,31	61,10	0,00	33,78	34,05	0,00	145,18	-73,13	0,00	0,00	0,00	-73,13	0,03	-0,01
100	49,68	52,99	0,00	28,09	27,99	0,00	130,76	-61,21	-189,76	0,00	0,00	-250,97	0,04	0,01
101	99,38	52,99	0,00	28,09	27,99	0,00	180,46	-122,43	0,00	0,00	0,00	-122,43	0,04	0,01
102	98,97	52,99	0,00	28,09	27,99	0,00	180,05	-122,43	0,00	0,00	0,00	-122,43	0,04	0,00
103	98,35	52,99	0,00	28,09	27,99	0,00	179,44	-122,43	0,00	0,00	0,00	-122,43	0,04	0,00
104	97,59	52,99	0,00	28,09	27,99	0,00	178,67	-122,43	0,00	0,00	0,00	-122,43	0,04	0,00
105	96,71	52,99	0,00	28,09	27,99	0,00	177,80	-122,43	0,00	0,00	0,00	-122,43	0,04	-0,01
106	95,87	52,99	0,00	28,09	27,99	0,00	176,95	-122,43	0,00	0,00	0,00	-122,43	0,04	-0,01
107	95,18	52,99	0,00	28,09	27,99	0,00	176,26	-122,43	0,00	0,00	0,00	-122,43	0,04	-0,01
108	94,50	52,99	0,00	28,09	27,99	0,00	175,59	-122,43	0,00	0,00	0,00	-122,43	0,04	-0,01
109	94,51	52,99	0,00	28,09	27,99	0,00	175,59	-122,43	0,00	0,00	0,00	-122,43	0,04	-0,01
110	47,27	52,99	0,00	28,09	27,99	0,00	128,35	-61,21	0,00	0,00	0,00	-61,21	0,04	-0,02
111	32,35	32,55	0,00	22,39	21,93	0,00	87,29	-36,93	0,00	0,00	0,00	-36,93	0,04	0,01
112	64,91	32,55	0,00	22,39	21,93	0,00	119,85	-73,87	0,00	0,00	0,00	-73,87	0,04	0,01
113	64,71	32,55	0,00	22,39	21,93	0,00	119,65	-73,87	0,00	0,00	0,00	-73,87	0,04	0,01
114	64,33	32,55	0,00	22,39	21,93	0,00	119,27	-73,87	0,00	0,00	0,00	-73,87	0,04	0,00
115	63,84	32,55	0,00	22,39	21,93	0,00	118,78	-73,87	0,00	0,00	0,00	-73,87	0,04	0,00
116	63,33	32,55	0,00	22,39	21,93	0,00	118,27	-73,87	0,00	0,00	0,00	-73,87	0,04	0,00
117	62,85	32,55	0,00	22,39	21,93	0,00	117,79	-73,87	0,00	0,00	0,00	-73,87	0,04	-0,01
118	62,43	32,55	0,00	22,39	21,93	0,00	117,37	-73,87	0,00	0,00	0,00	-73,87	0,04	-0,01
119	62,10	32,55	0,00	22,39	21,93	0,00	117,03	-73,87	0,00	0,00	0,00	-73,87	0,04	-0,01
120	61,98	32,55	0,00	22,39	21,93	0,00	116,92	-73,87	0,00	0,00	0,00	-73,87	0,04	-0,01
121	31,09	32,55	0,00	22,39	21,93	0,00	86,03	-36,93	0,00	0,00	0,00	-36,93	0,04	-0,02
122	31,47	28,50	0,00	21,43	20,51	0,00	81,41	-32,72	0,00	0,00	0,00	-32,72	0,05	0,01
123	63,10	28,50	0,00	21,43	20,51	0,00	113,04	-65,45	0,00	0,00	0,00	-65,45	0,05	0,01
124	62,93	28,50	0,00	21,43	20,51	0,00	112,87	-65,45	0,00	0,00	0,00	-65,45	0,05	0,01
125	62,58	28,50	0,00	21,43	20,51	0,00	112,52	-65,45	0,00	0,00	0,00	-65,45	0,05	0,00
126	62,13	28,50	0,00	21,43	20,51	0,00	112,07	-65,45	0,00	0,00	0,00	-65,45	0,05	0,00
127	61,66	28,50	0,00	21,43	20,51	0,00	111,60	-65,45	0,00	0,00	0,00	-65,45	0,05	0,00
128	61,21	28,50	0,00	21,43	20,51	0,00	111,15	-65,45	0,00	0,00	0,00	-65,45	0,05	-0,01
129	60,82	28,50	0,00	21,43	20,51	0,00	110,76	-65,45	0,00	0,00	0,00	-65,45	0,05	-0,01
130	60,59	28,50	0,00	21,43	20,51	0,00	110,53	-65,45	0,00	0,00	0,00	-65,45	0,05	-0,01
131	60,34	28,50	0,00	21,43	20,51	0,00	110,28	-65,45	0,00	0,00	0,00	-65,45	0,05	-0,01
132	30,23	28,50	0,00	21,43	20,51	0,00	80,17	-32,72	0,00	0,00	0,00	-32,72	0,05	-0,01
133	30,50	24,46	0,00	20,19	18,76	0,00	75,15	-28,52	0,00	0,00	0,00	-28,52	0,06	0,02
134	61,11	24,46	0,00	20,19	18,76	0,00	105,76	-57,03	0,00	0,00	0,00	-57,03	0,06	0,01
135	60,98	24,46	0,00	20,19	18,76	0,00	105,64	-57,03	0,00	0,00	0,00	-57,03	0,06	0,01
136	60,69	24,46	0,00	20,19	18,76	0,00	105,34	-57,03	0,00	0,00	0,00	-57,03	0,06	0,01

137	60,30	24,46	0,00	20,19	18,76	0,00	104,95	-57,03	0,00	0,00	0,00	-57,03	0,06	0,00
138	59,85	24,46	0,00	20,19	18,76	0,00	104,50	-57,03	0,00	0,00	0,00	-57,03	0,06	0,00
139	59,45	24,46	0,00	20,19	18,76	0,00	104,10	-57,03	0,00	0,00	0,00	-57,03	0,06	0,00
140	59,12	24,46	0,00	20,19	18,76	0,00	103,78	-57,03	0,00	0,00	0,00	-57,03	0,06	-0,01
141	58,81	24,46	0,00	20,19	18,76	0,00	103,46	-57,03	0,00	0,00	0,00	-57,03	0,06	-0,01
142	58,63	24,46	0,00	20,19	18,76	0,00	103,28	-57,03	0,00	0,00	0,00	-57,03	0,06	-0,01
143	29,30	24,46	0,00	20,19	18,76	0,00	73,95	-28,52	0,00	0,00	0,00	-28,52	0,06	-0,01
144	29,30	20,41	0,00	18,47	16,71	0,00	68,18	-24,31	0,00	0,00	0,00	-24,31	0,07	0,02
145	58,68	20,41	0,00	18,47	16,71	0,00	97,56	-48,61	0,00	0,00	0,00	-48,61	0,07	0,01
146	58,58	20,41	0,00	18,47	16,71	0,00	97,46	-48,61	0,00	0,00	0,00	-48,61	0,07	0,01
147	58,38	20,41	0,00	18,47	16,71	0,00	97,26	-48,61	0,00	0,00	0,00	-48,61	0,07	0,01
148	58,08	20,41	0,00	18,47	16,71	0,00	96,96	-48,61	0,00	0,00	0,00	-48,61	0,07	0,00
149	57,76	20,41	0,00	18,47	16,71	0,00	96,64	-48,61	0,00	0,00	0,00	-48,61	0,06	0,00
150	57,42	20,41	0,00	18,47	16,71	0,00	96,30	-48,61	0,00	0,00	0,00	-48,61	0,06	0,00
151	57,14	20,41	0,00	18,47	16,71	0,00	96,02	-48,61	0,00	0,00	0,00	-48,61	0,06	0,00
152	56,87	20,41	0,00	18,47	16,71	0,00	95,75	-48,61	0,00	0,00	0,00	-48,61	0,06	-0,01
153	56,74	20,41	0,00	18,47	16,71	0,00	95,62	-48,61	0,00	0,00	0,00	-48,61	0,06	-0,01
154	28,32	20,41	0,00	18,47	16,71	0,00	67,20	-24,31	0,00	0,00	0,00	-24,31	0,06	-0,01
155	27,87	16,36	0,00	16,30	14,31	0,00	60,53	-20,10	0,00	0,00	0,00	-20,10	0,07	0,02
156	55,76	16,36	0,00	16,30	14,31	0,00	88,42	-40,20	0,00	0,00	0,00	-40,20	0,07	0,02
157	55,69	16,36	0,00	16,30	14,31	0,00	88,35	-40,20	0,00	0,00	0,00	-40,20	0,07	0,01
158	55,54	16,36	0,00	16,30	14,31	0,00	88,20	-40,20	0,00	0,00	0,00	-40,20	0,07	0,01
159	55,34	16,36	0,00	16,30	14,31	0,00	88,00	-40,20	0,00	0,00	0,00	-40,20	0,07	0,01
160	55,12	16,36	0,00	16,30	14,31	0,00	87,79	-40,20	0,00	0,00	0,00	-40,20	0,07	0,00
161	54,90	16,36	0,00	16,30	14,31	0,00	87,57	-40,20	0,00	0,00	0,00	-40,20	0,07	0,00
162	54,71	16,36	0,00	16,30	14,31	0,00	87,37	-40,20	0,00	0,00	0,00	-40,20	0,07	0,00
163	54,50	16,36	0,00	16,30	14,31	0,00	87,17	-40,20	0,00	0,00	0,00	-40,20	0,07	0,00
164	54,33	16,36	0,00	16,30	14,31	0,00	87,00	-40,20	0,00	0,00	0,00	-40,20	0,07	-0,01
165	27,16	16,36	0,00	16,30	14,31	0,00	59,82	-20,10	0,00	0,00	0,00	-20,10	0,07	-0,01
166	26,11	12,31	0,00	13,73	11,42	0,00	52,15	-15,89	0,00	0,00	0,00	-15,89	0,08	0,02
167	52,21	12,31	0,00	13,73	11,42	0,00	78,25	-31,78	0,00	0,00	0,00	-31,78	0,08	0,02
168	52,14	12,31	0,00	13,73	11,42	0,00	78,18	-31,78	0,00	0,00	0,00	-31,78	0,08	0,02
169	52,03	12,31	0,00	13,73	11,42	0,00	78,07	-31,78	0,00	0,00	0,00	-31,78	0,08	0,01
170	51,89	12,31	0,00	13,73	11,42	0,00	77,93	-31,78	0,00	0,00	0,00	-31,78	0,08	0,01
171	51,74	12,31	0,00	13,73	11,42	0,00	77,78	-31,78	0,00	0,00	0,00	-31,78	0,08	0,01
172	51,59	12,31	0,00	13,73	11,42	0,00	77,63	-31,78	0,00	0,00	0,00	-31,78	0,08	0,01
173	51,46	12,31	0,00	13,73	11,42	0,00	77,50	-31,78	0,00	0,00	0,00	-31,78	0,08	0,00
174	51,34	12,31	0,00	13,73	11,42	0,00	77,38	-31,78	0,00	0,00	0,00	-31,78	0,08	0,00
175	51,25	12,31	0,00	13,73	11,42	0,00	77,29	-31,78	0,00	0,00	0,00	-31,78	0,08	0,00
176	25,57	12,31	0,00	13,73	11,42	0,00	51,61	-15,89	0,00	0,00	0,00	-15,89	0,08	0,00
177	23,73	8,27	0,00	10,63	7,75	0,00	42,63	-11,68	0,00	0,00	0,00	-11,68	0,09	0,02
178	47,43	8,27	0,00	10,63	7,75	0,00	66,33	-23,36	0,00	0,00	0,00	-23,36	0,09	0,02
179	47,37	8,27	0,00	10,63	7,75	0,00	66,27	-23,36	0,00	0,00	0,00	-23,36	0,09	0,02
180	47,30	8,27	0,00	10,63	7,75	0,00	66,20	-23,36	0,00	0,00	0,00	-23,36	0,09	0,02
181	47,23	8,27	0,00	10,63	7,75	0,00	66,13	-23,36	0,00	0,00	0,00	-23,36	0,09	0,01
182	47,16	8,27	0,00	10,63	7,75	0,00	66,06	-23,36	0,00	0,00	0,00	-23,36	0,09	0,01
183	47,08	8,27	0,00	10,63	7,75	0,00	65,98	-23,36	0,00	0,00	0,00	-23,36	0,09	0,01
184	47,00	8,27	0,00	10,63	7,75	0,00	65,91	-23,36	0,00	0,00	0,00	-23,36	0,09	0,01
185	46,92	8,27	0,00	10,63	7,75	0,00	65,82	-23,36	0,00	0,00	0,00	-23,36	0,09	0,01
186	46,84	8,27	0,00	10,63	7,75	0,00	65,74	-23,36	0,00	0,00	0,00	-23,36	0,09	0,00
187	23,38	8,27	0,00	10,63	7,75	0,00	42,28	-11,68	0,00	0,00	0,00	-11,68	0,09	0,00
188	20,23	4,22	0,00	5,42	3,27	0,00	29,87	-7,47	0,00	0,00	0,00	-7,47	0,11	0,02
189	40,41	4,22	0,00	5,42	3,27	0,00	50,06	-14,94	0,00	0,00	0,00	-14,94	0,11	0,02
190	40,38	4,22	0,00	5,42	3,27	0,00	50,02	-14,94	0,00	0,00	0,00	-14,94	0,11	0,02
191	40,35	4,22	0,00	5,42	3,27	0,00	49,99	-14,94	0,00	0,00	0,00	-14,94	0,11	0,02
192	40,32	4,22	0,00	5,42	3,27	0,00	49,96	-14,94	0,00	0,00	0,00	-14,94	0,11	0,02
193	40,28	4,22	0,00	5,42	3,27	0,00	49,92	-14,94	0,00	0,00	0,00	-14,94	0,11	0,02
194	40,23	4,22	0,00	5,42	3,27	0,00	49,88	-14,94	0,00	0,00	0,00	-14,94	0,11	0,01
195	40,18	4,22	0,00	5,42	3,27	0,00	49,82	-14,94	0,00	0,00	0,00	-14,94	0,11	0,01
196	40,12	4,22	0,00	5,42	3,27	0,00	49,76	-14,94	0,00	0,00	0,00	-14,94	0,11	0,01
197	40,07	4,22	0,00	5,42	3,27	0,00	49,72	-14,94	0,00	0,00	0,00	-14,94	0,11	0,01
198	20,03	4,22	0,00	5,42	3,27	0,00	29,68	-7,47	0,00	0,00	0,00	-7,47	0,11	0,01
199	21,26	0,60	0,00	0,96	0,44	0,00	22,81	-5,33	0,00	0,00	0,00	-5,33	0,12	0,02
200	42,50	0,60	0,00	0,96	0,44	0,00	44,06	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,12	0,02
201	42,48	0,60	0,00	0,96	0,44	0,00	44,04	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,12	0,02
202	42,46	0,60	0,00	0,96	0,44	0,00	44,02	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,12	0,02
203	42,45	0,60	0,00	0,96	0,44	0,00	44,01	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,12	0,02
204	42,46	0,60	0,00	0,96	0,44	0,00	44,01	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,12	0,02
205	42,48	0,60	0,00	0,96	0,44	0,00	44,04	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,12	0,01
206	42,53	0,60	0,00	0,96	0,44	0,00	44,08	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,12	0,01
207	42,59	0,60	0,00	0,96	0,44	0,00	44,14	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,12	0,01
208	42,67	0,60	0,00	0,96	0,44	0,00	44,22	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,12	0,01
209	21,37	0,60	0,00	0,96	0,44	0,00	22,92	-5,33	0,00	0,00	0,00	-5,33	0,12	0,01



**Tabla A. 4 Resultados al inicio de la vida útil de la Presa Chontal (sección equivalente)**

RESULTADOS AL INICIO DE LA VIDA ÚTIL DE LA PRESA CHONTAL (SECCIÓN EQUIVALENTE)														
NUDO	FUERZAS HORIZONTALES							FUERZAS VERTICALES					DESP. FINALES	
	SÍSMICA (T)	HIDRST. AGUAS ARRIBA (T)	HIDRST. AGUAS ABAJO (T)	HDRDN. HOUSNER S.A. (T) (ΣTOT X)	HDRDN. HOUSNER S.D.F. (T)	LODOS (T)	TOTAL CARGAS SENTIDO X	PESO PROPIO (T)	PESO AGUAS ARRIBA (T)	PESO AGUAS ABAJO (T)	PESO LODOS (T)	TOTAL CARGAS SENTIDO Y	HORIZ. (m)	VERT. (m)
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	24,76	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	133,86	-154,17	-259,30	0,00	0,00	-413,47	0,00	0,00
13	41,55	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	150,65	-290,17	0,00	0,00	0,00	-290,17	0,00	0,00
14	37,03	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	146,14	-266,51	0,00	0,00	0,00	-266,51	0,00	0,00
15	32,07	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	141,17	-243,46	0,00	0,00	0,00	-243,46	0,00	0,00
16	28,89	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	137,99	-221,03	0,00	0,00	0,00	-221,03	0,00	0,00
17	25,30	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	134,40	-199,19	0,00	0,00	0,00	-199,19	0,00	0,00
18	21,22	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	130,33	-177,94	0,00	0,00	0,00	-177,94	0,00	0,00
19	18,92	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	128,02	-157,26	0,00	0,00	0,00	-157,26	0,00	0,00
20	22,39	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	131,49	-137,15	0,00	0,00	0,00	-137,15	0,00	0,00
21	27,75	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	136,85	-117,58	0,00	0,00	0,00	-117,58	0,00	0,00
22	21,34	117,86	-8,76	0,00	0,00	0,00	130,44	-51,33	0,00	-75,91	0,00	-127,24	0,00	0,00
23	40,66	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	123,08	-146,65	-241,46	0,00	0,00	-388,11	0,01	0,00
24	79,10	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	161,53	-293,30	0,00	0,00	0,00	-293,30	0,01	0,00
25	78,19	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	160,61	-293,30	0,00	0,00	0,00	-293,30	0,00	0,00
26	78,61	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	161,03	-293,30	0,00	0,00	0,00	-293,30	0,00	0,00
27	77,34	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	159,76	-293,30	0,00	0,00	0,00	-293,30	0,00	0,00
28	75,22	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	157,65	-293,30	0,00	0,00	0,00	-293,30	0,00	0,00
29	72,68	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	155,10	-293,30	0,00	0,00	0,00	-293,30	0,00	0,00
30	71,25	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	153,68	-293,30	0,00	0,00	0,00	-293,30	0,00	0,00
31	71,11	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	153,53	-293,30	0,00	0,00	0,00	-293,30	0,00	0,00
32	69,47	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	151,90	-293,30	0,00	0,00	0,00	-293,30	0,00	0,00
33	34,00	109,76	-27,33	0,00	0,00	0,00	116,42	-146,65	0,00	-236,86	0,00	-383,51	0,00	0,00
34	52,40	101,65	-19,22	19,03	19,05	0,00	153,85	-136,07	-223,62	0,00	0,00	-359,70	0,01	0,01
35	103,61	101,65	-19,22	19,03	19,05	0,00	205,07	-272,15	0,00	0,00	0,00	-272,15	0,01	0,00
36	102,11	101,65	-19,22	19,03	19,05	0,00	203,57	-272,15	0,00	0,00	0,00	-272,15	0,01	0,00
37	101,83	101,65	-19,22	19,03	19,05	0,00	203,28	-272,15	0,00	0,00	0,00	-272,15	0,01	0,00
38	100,92	101,65	-19,22	19,03	19,05	0,00	202,38	-272,15	0,00	0,00	0,00	-272,15	0,01	0,00
39	99,12	101,65	-19,22	19,03	19,05	0,00	200,57	-272,15	0,00	0,00	0,00	-272,15	0,01	0,00
40	97,05	101,65	-19,22	19,03	19,05	0,00	198,50	-272,15	0,00	0,00	0,00	-272,15	0,01	0,00
41	95,30	101,65	-19,22	19,03	19,05	0,00	196,75	-272,15	0,00	0,00	0,00	-272,15	0,01	-0,01
42	93,27	101,65	-19,22	19,03	19,05	0,00	194,72	-272,15	0,00	0,00	0,00	-272,15	0,01	-0,01
43	92,41	101,65	-19,22	19,03	19,05	0,00	193,87	-272,15	0,00	0,00	0,00	-272,15	0,01	-0,01
44	46,48	101,65	-19,22	19,03	19,05	0,00	147,94	-136,07	0,00	-166,59	0,00	-302,66	0,01	0,00
45	59,39	93,54	-11,11	37,91	37,98	0,00	179,72	-125,50	-205,78	0,00	0,00	-331,29	0,01	0,01
46	118,55	93,54	-11,11	37,91	37,98	0,00	238,88	-251,00	0,00	0,00	0,00	-251,00	0,01	0,00
47	116,47	93,54	-11,11	37,91	37,98	0,00	236,80	-251,00	0,00	0,00	0,00	-251,00	0,01	0,00
48	115,31	93,54	-11,11	37,91	37,98	0,00	235,64	-251,00	0,00	0,00	0,00	-251,00	0,01	0,00
49	114,24	93,54	-11,11	37,91	37,98	0,00	234,57	-251,00	0,00	0,00	0,00	-251,00	0,01	0,00
50	112,53	93,54	-11,11	37,91	37,98	0,00	232,86	-251,00	0,00	0,00	0,00	-251,00	0,01	0,00
51	110,71	93,54	-11,11	37,91	37,98	0,00	231,04	-251,00	0,00	0,00	0,00	-251,00	0,01	-0,01
52	109,14	93,54	-11,11	37,91	37,98	0,00	229,47	-251,00	0,00	0,00	0,00	-251,00	0,01	-0,01
53	107,24	93,54	-11,11	37,91	37,98	0,00	227,57	-251,00	0,00	0,00	0,00	-251,00	0,01	-0,01
54	105,79	93,54	-11,11	37,91	37,98	0,00	226,12	-251,00	0,00	0,00	0,00	-251,00	0,01	-0,01
55	52,71	93,54	-11,11	37,91	37,98	0,00	173,04	-125,50	0,00	-96,32	0,00	-221,82	0,01	-0,01
56	62,91	85,43	-3,07	37,42	37,63	0,00	182,69	-114,93	-187,94	0,00	0,00	-302,87	0,02	0,01
57	125,60	85,43	-3,07	37,42	37,63	0,00	245,38	-229,86	0,00	0,00	0,00	-229,86	0,02	0,01
58	123,73	85,43	-3,07	37,42	37,63	0,00	243,51	-229,86	0,00	0,00	0,00	-229,86	0,02	0,00
59	122,23	85,43	-3,07	37,42	37,63	0,00	242,01	-229,86	0,00	0,00	0,00	-229,86	0,02	0,00
60	120,82	85,43	-3,07	37,42	37,63	0,00	240,60	-229,86	0,00	0,00	0,00	-229,86	0,02	0,00
61	119,25	85,43	-3,07	37,42	37,63	0,00	239,02	-229,86	0,00	0,00	0,00	-229,86	0,02	-0,01
62	117,40	85,43	-3,07	37,42	37,63	0,00	237,18	-229,86	0,00	0,00	0,00	-229,86	0,02	-0,01
63	115,90	85,43	-3,07	37,42	37,63	0,00	235,68	-229,86	0,00	0,00	0,00	-229,86	0,02	-0,01

64	115,20	85,43	-3,07	37,42	37,63	0,00	234,98	-229,86	0,00	0,00	0,00	-229,86	0,02	-0,01
65	114,20	85,43	-3,07	37,42	37,63	0,00	233,98	-229,86	0,00	0,00	0,00	-229,86	0,02	-0,01
66	57,81	85,43	-3,07	37,42	37,63	0,00	177,59	-114,93	0,00	-26,63	0,00	-141,56	0,01	-0,01
67	63,67	77,32	0,00	36,61	37,01	0,00	177,60	-104,35	-170,10	0,00	0,00	-274,46	0,02	0,01
68	127,05	77,32	0,00	36,61	37,01	0,00	240,97	-208,71	0,00	0,00	0,00	-208,71	0,02	0,01
69	125,69	77,32	0,00	36,61	37,01	0,00	239,62	-208,71	0,00	0,00	0,00	-208,71	0,02	0,00
70	124,30	77,32	0,00	36,61	37,01	0,00	238,23	-208,71	0,00	0,00	0,00	-208,71	0,02	0,00
71	123,09	77,32	0,00	36,61	37,01	0,00	237,02	-208,71	0,00	0,00	0,00	-208,71	0,02	0,00
72	121,73	77,32	0,00	36,61	37,01	0,00	235,66	-208,71	0,00	0,00	0,00	-208,71	0,02	-0,01
73	120,21	77,32	0,00	36,61	37,01	0,00	234,14	-208,71	0,00	0,00	0,00	-208,71	0,02	-0,01
74	119,01	77,32	0,00	36,61	37,01	0,00	232,94	-208,71	0,00	0,00	0,00	-208,71	0,02	-0,01
75	117,89	77,32	0,00	36,61	37,01	0,00	231,82	-208,71	0,00	0,00	0,00	-208,71	0,02	-0,01
76	117,90	77,32	0,00	36,61	37,01	0,00	231,83	-208,71	0,00	0,00	0,00	-208,71	0,02	-0,01
77	59,25	77,32	0,00	36,61	37,01	0,00	173,18	-104,35	0,00	0,00	0,00	-104,35	0,02	-0,01
78	63,12	69,21	0,00	35,45	36,14	0,00	167,78	-93,78	-152,27	0,00	0,00	-246,05	0,03	0,01
79	125,95	69,21	0,00	35,45	36,14	0,00	230,61	-187,56	0,00	0,00	0,00	-187,56	0,03	0,01
80	124,89	69,21	0,00	35,45	36,14	0,00	229,56	-187,56	0,00	0,00	0,00	-187,56	0,03	0,00
81	123,58	69,21	0,00	35,45	36,14	0,00	228,25	-187,56	0,00	0,00	0,00	-187,56	0,03	0,00
82	122,37	69,21	0,00	35,45	36,14	0,00	227,03	-187,56	0,00	0,00	0,00	-187,56	0,03	0,00
83	121,14	69,21	0,00	35,45	36,14	0,00	225,80	-187,56	0,00	0,00	0,00	-187,56	0,03	-0,01
84	119,91	69,21	0,00	35,45	36,14	0,00	224,57	-187,56	0,00	0,00	0,00	-187,56	0,03	-0,01
85	119,10	69,21	0,00	35,45	36,14	0,00	223,76	-187,56	0,00	0,00	0,00	-187,56	0,03	-0,01
86	118,12	69,21	0,00	35,45	36,14	0,00	222,79	-187,56	0,00	0,00	0,00	-187,56	0,03	-0,01
87	117,93	69,21	0,00	35,45	36,14	0,00	222,59	-187,56	0,00	0,00	0,00	-187,56	0,02	-0,01
88	59,41	69,21	0,00	35,45	36,14	0,00	164,07	-93,78	0,00	0,00	0,00	-93,78	0,02	-0,01
89	61,67	61,10	0,00	33,93	34,99	0,00	156,71	-83,21	-134,43	0,00	0,00	-217,63	0,03	0,01
90	123,39	61,10	0,00	33,93	34,99	0,00	218,43	-166,41	0,00	0,00	0,00	-166,41	0,03	0,01
91	122,60	61,10	0,00	33,93	34,99	0,00	217,64	-166,41	0,00	0,00	0,00	-166,41	0,03	0,00
92	121,46	61,10	0,00	33,93	34,99	0,00	216,50	-166,41	0,00	0,00	0,00	-166,41	0,03	0,00
93	120,13	61,10	0,00	33,93	34,99	0,00	215,17	-166,41	0,00	0,00	0,00	-166,41	0,03	0,00
94	118,82	61,10	0,00	33,93	34,99	0,00	213,86	-166,41	0,00	0,00	0,00	-166,41	0,03	-0,01
95	117,66	61,10	0,00	33,93	34,99	0,00	212,69	-166,41	0,00	0,00	0,00	-166,41	0,03	-0,01
96	116,85	61,10	0,00	33,93	34,99	0,00	211,88	-166,41	0,00	0,00	0,00	-166,41	0,03	-0,01
97	116,59	61,10	0,00	33,93	34,99	0,00	211,62	-166,41	0,00	0,00	0,00	-166,41	0,03	-0,01
98	116,05	61,10	0,00	33,93	34,99	0,00	211,09	-166,41	0,00	0,00	0,00	-166,41	0,03	-0,01
99	58,43	61,10	0,00	33,93	34,99	0,00	153,47	-83,21	0,00	0,00	0,00	-83,21	0,03	-0,01
100	60,42	52,99	0,00	27,60	28,78	0,00	141,02	-72,63	-116,59	0,00	0,00	-189,22	0,04	0,01
101	120,71	52,99	0,00	27,60	28,78	0,00	201,31	-145,27	0,00	0,00	0,00	-145,27	0,04	0,01
102	119,99	52,99	0,00	27,60	28,78	0,00	200,59	-145,27	0,00	0,00	0,00	-145,27	0,04	0,00
103	118,96	52,99	0,00	27,60	28,78	0,00	199,56	-145,27	0,00	0,00	0,00	-145,27	0,04	0,00
104	117,74	52,99	0,00	27,60	28,78	0,00	198,33	-145,27	0,00	0,00	0,00	-145,27	0,04	0,00
105	116,51	52,99	0,00	27,60	28,78	0,00	197,10	-145,27	0,00	0,00	0,00	-145,27	0,04	0,00
106	115,38	52,99	0,00	27,60	28,78	0,00	195,97	-145,27	0,00	0,00	0,00	-145,27	0,04	-0,01
107	114,56	52,99	0,00	27,60	28,78	0,00	195,16	-145,27	0,00	0,00	0,00	-145,27	0,04	-0,01
108	114,16	52,99	0,00	27,60	28,78	0,00	194,76	-145,27	0,00	0,00	0,00	-145,27	0,04	-0,01
109	113,99	52,99	0,00	27,60	28,78	0,00	194,59	-145,27	0,00	0,00	0,00	-145,27	0,04	-0,01
110	56,97	52,99	0,00	27,60	28,78	0,00	137,57	-72,63	0,00	0,00	0,00	-72,63	0,04	-0,01
111	40,51	32,55	0,00	21,51	22,60	0,00	94,58	-44,94	-71,57	0,00	0,00	-116,52	0,04	0,01
112	81,04	32,55	0,00	21,51	22,60	0,00	135,10	-89,88	0,00	0,00	0,00	-89,88	0,04	0,01
113	80,68	32,55	0,00	21,51	22,60	0,00	134,74	-89,88	0,00	0,00	0,00	-89,88	0,04	0,01
114	80,10	32,55	0,00	21,51	22,60	0,00	134,16	-89,88	0,00	0,00	0,00	-89,88	0,04	0,00
115	79,40	32,55	0,00	21,51	22,60	0,00	133,46	-89,88	0,00	0,00	0,00	-89,88	0,04	0,00
116	78,66	32,55	0,00	21,51	22,60	0,00	132,72	-89,88	0,00	0,00	0,00	-89,88	0,04	0,00
117	78,02	32,55	0,00	21,51	22,60	0,00	132,08	-89,88	0,00	0,00	0,00	-89,88	0,04	-0,01
118	77,45	32,55	0,00	21,51	22,60	0,00	131,51	-89,88	0,00	0,00	0,00	-89,88	0,04	-0,01
119	77,09	32,55	0,00	21,51	22,60	0,00	131,15	-89,88	0,00	0,00	0,00	-89,88	0,04	-0,01
120	76,90	32,55	0,00	21,51	22,60	0,00	130,96	-89,88	0,00	0,00	0,00	-89,88	0,04	-0,01
121	38,49	32,55	0,00	21,51	22,60	0,00	92,55	-44,94	0,00	0,00	0,00	-44,94	0,04	-0,01
122	39,11	28,50	0,00	20,18	21,29	0,00	87,80	-39,67	-62,67	0,00	0,00	-102,34	0,05	0,01
123	78,26	28,50	0,00	20,18	21,29	0,00	126,94	-79,33	0,00	0,00	0,00	-79,33	0,05	0,01
124	78,03	28,50	0,00	20,18	21,29	0,00	126,71	-79,33	0,00	0,00	0,00	-79,33	0,05	0,01
125	77,60	28,50	0,00	20,18	21,29	0,00	126,28	-79,33	0,00	0,00	0,00	-79,33	0,05	0,00
126	77,04	28,50	0,00	20,18	21,29	0,00	125,72	-79,33	0,00	0,00	0,00	-79,33	0,05	0,00
127	76,43	28,50	0,00	20,18	21,29	0,00	125,11	-79,33	0,00	0,00	0,00	-79,33	0,05	0,00
128	75,89	28,50	0,00	20,18	21,29	0,00	124,57	-79,33	0,00	0,00	0,00	-79,33	0,05	-0,01
129	75,40	28,50	0,00	20,18	21,29	0,00	124,09	-79,33	0,00	0,00	0,00	-79,33	0,05	-0,01
130	75,04	28,50	0,00	20,18	21,29	0,00	123,73	-79,33	0,00	0,00	0,00	-79,33	0,05	-0,01
131	74,86	28,50	0,00	20,18	21,29	0,00	123,54	-79,33	0,00	0,00	0,00	-79,33	0,05	-0,01
132	37,41	28,50	0,00	20,18	21,29	0,00	86,09	-39,67	0,00	0,00	0,00	-39,67	0,05	-0,01
133	37,50	24,46	0,00	18,64	19,78	0,00	80,59	-34,39	-53,78	0,00	0,00	-88,16	0,05	0,01
134	74,99	24,46	0,00	18,64	19,78	0,00	118,08	-68,78	0,00	0,00	0,00	-68,78	0,05	0,01
135	74,81	24,46	0,00	18,64	19,78	0,00	117,90	-68,78	0,00	0,00	0,00	-68,78	0,05	0,01
136	74,51	24,46	0,00	18,64	19,78	0,00	117,61	-68,78	0,00	0,00	0,00	-68,78	0,05	0,00

137	74,13	24,46	0,00	18,64	19,78	0,00	117,22	-68,78	0,00	0,00	0,00	-68,78	0,05	0,00
138	73,68	24,46	0,00	18,64	19,78	0,00	116,77	-68,78	0,00	0,00	0,00	-68,78	0,05	0,00
139	73,21	24,46	0,00	18,64	19,78	0,00	116,30	-68,78	0,00	0,00	0,00	-68,78	0,05	0,00
140	72,80	24,46	0,00	18,64	19,78	0,00	115,90	-68,78	0,00	0,00	0,00	-68,78	0,05	-0,01
141	72,50	24,46	0,00	18,64	19,78	0,00	115,59	-68,78	0,00	0,00	0,00	-68,78	0,05	-0,01
142	72,19	24,46	0,00	18,64	19,78	0,00	115,29	-68,78	0,00	0,00	0,00	-68,78	0,05	-0,01
143	36,08	24,46	0,00	18,64	19,78	0,00	79,17	-34,39	0,00	0,00	0,00	-34,39	0,05	-0,01
144	35,50	20,41	0,00	16,83	18,02	0,00	72,74	-29,11	-44,88	0,00	0,00	-73,99	0,06	0,01
145	70,98	20,41	0,00	16,83	18,02	0,00	108,22	-58,23	0,00	0,00	0,00	-58,23	0,06	0,01
146	70,86	20,41	0,00	16,83	18,02	0,00	108,11	-58,23	0,00	0,00	0,00	-58,23	0,06	0,01
147	70,66	20,41	0,00	16,83	18,02	0,00	107,91	-58,23	0,00	0,00	0,00	-58,23	0,06	0,00
148	70,40	20,41	0,00	16,83	18,02	0,00	107,64	-58,23	0,00	0,00	0,00	-58,23	0,06	0,00
149	70,08	20,41	0,00	16,83	18,02	0,00	107,32	-58,23	0,00	0,00	0,00	-58,23	0,06	0,00
150	69,75	20,41	0,00	16,83	18,02	0,00	106,99	-58,23	0,00	0,00	0,00	-58,23	0,06	0,00
151	69,45	20,41	0,00	16,83	18,02	0,00	106,70	-58,23	0,00	0,00	0,00	-58,23	0,06	-0,01
152	69,18	20,41	0,00	16,83	18,02	0,00	106,43	-58,23	0,00	0,00	0,00	-58,23	0,06	-0,01
153	69,01	20,41	0,00	16,83	18,02	0,00	106,26	-58,23	0,00	0,00	0,00	-58,23	0,06	-0,01
154	34,41	20,41	0,00	16,83	18,02	0,00	71,65	-29,11	0,00	0,00	0,00	-29,11	0,06	-0,01
155	33,08	16,36	0,00	14,70	15,96	0,00	64,14	-23,84	-35,98	0,00	0,00	-59,81	0,06	0,01
156	66,12	16,36	0,00	14,70	15,96	0,00	97,18	-47,67	0,00	0,00	0,00	-47,67	0,06	0,01
157	66,04	16,36	0,00	14,70	15,96	0,00	97,10	-47,67	0,00	0,00	0,00	-47,67	0,06	0,01
158	65,90	16,36	0,00	14,70	15,96	0,00	96,96	-47,67	0,00	0,00	0,00	-47,67	0,06	0,00
159	65,72	16,36	0,00	14,70	15,96	0,00	96,78	-47,67	0,00	0,00	0,00	-47,67	0,06	0,00
160	65,51	16,36	0,00	14,70	15,96	0,00	96,57	-47,67	0,00	0,00	0,00	-47,67	0,06	0,00
161	65,30	16,36	0,00	14,70	15,96	0,00	96,35	-47,67	0,00	0,00	0,00	-47,67	0,06	0,00
162	65,09	16,36	0,00	14,70	15,96	0,00	96,15	-47,67	0,00	0,00	0,00	-47,67	0,06	0,00
163	64,88	16,36	0,00	14,70	15,96	0,00	95,93	-47,67	0,00	0,00	0,00	-47,67	0,06	-0,01
164	64,65	16,36	0,00	14,70	15,96	0,00	95,71	-47,67	0,00	0,00	0,00	-47,67	0,06	-0,01
165	32,27	16,36	0,00	14,70	15,96	0,00	63,33	-23,84	0,00	0,00	0,00	-23,84	0,06	-0,01
166	30,02	12,31	0,00	12,09	13,51	0,00	54,43	-18,56	-27,08	0,00	0,00	-45,64	0,07	0,01
167	59,99	12,31	0,00	12,09	13,51	0,00	84,39	-37,12	0,00	0,00	0,00	-37,12	0,07	0,01
168	59,92	12,31	0,00	12,09	13,51	0,00	84,32	-37,12	0,00	0,00	0,00	-37,12	0,07	0,01
169	59,83	12,31	0,00	12,09	13,51	0,00	84,23	-37,12	0,00	0,00	0,00	-37,12	0,07	0,01
170	59,71	12,31	0,00	12,09	13,51	0,00	84,12	-37,12	0,00	0,00	0,00	-37,12	0,07	0,00
171	59,58	12,31	0,00	12,09	13,51	0,00	83,98	-37,12	0,00	0,00	0,00	-37,12	0,07	0,00
172	59,44	12,31	0,00	12,09	13,51	0,00	83,84	-37,12	0,00	0,00	0,00	-37,12	0,07	0,00
173	59,30	12,31	0,00	12,09	13,51	0,00	83,71	-37,12	0,00	0,00	0,00	-37,12	0,07	0,00
174	59,16	12,31	0,00	12,09	13,51	0,00	83,57	-37,12	0,00	0,00	0,00	-37,12	0,07	0,00
175	59,02	12,31	0,00	12,09	13,51	0,00	83,43	-37,12	0,00	0,00	0,00	-37,12	0,07	-0,01
176	29,44	12,31	0,00	12,09	13,51	0,00	53,85	-18,56	0,00	0,00	0,00	-18,56	0,07	-0,01
177	25,93	8,27	0,00	8,68	10,52	0,00	42,88	-13,28	-18,18	0,00	0,00	-31,46	0,08	0,01
178	51,80	8,27	0,00	8,68	10,52	0,00	68,75	-26,57	0,00	0,00	0,00	-26,57	0,08	0,01
179	51,73	8,27	0,00	8,68	10,52	0,00	68,68	-26,57	0,00	0,00	0,00	-26,57	0,08	0,01
180	51,67	8,27	0,00	8,68	10,52	0,00	68,62	-26,57	0,00	0,00	0,00	-26,57	0,08	0,01
181	51,59	8,27	0,00	8,68	10,52	0,00	68,54	-26,57	0,00	0,00	0,00	-26,57	0,08	0,00
182	51,51	8,27	0,00	8,68	10,52	0,00	68,46	-26,57	0,00	0,00	0,00	-26,57	0,08	0,00
183	51,44	8,27	0,00	8,68	10,52	0,00	68,39	-26,57	0,00	0,00	0,00	-26,57	0,08	0,00
184	51,37	8,27	0,00	8,68	10,52	0,00	68,32	-26,57	0,00	0,00	0,00	-26,57	0,08	0,00
185	51,30	8,27	0,00	8,68	10,52	0,00	68,25	-26,57	0,00	0,00	0,00	-26,57	0,08	0,00
186	51,21	8,27	0,00	8,68	10,52	0,00	68,17	-26,57	0,00	0,00	0,00	-26,57	0,08	0,00
187	25,54	8,27	0,00	8,68	10,52	0,00	42,49	-13,28	0,00	0,00	0,00	-13,28	0,08	0,00
188	20,15	4,22	0,00	3,96	5,65	0,00	28,33	-8,01	-9,28	0,00	0,00	-17,28	0,09	0,01
189	40,28	4,22	0,00	3,96	5,65	0,00	48,46	-16,01	0,00	0,00	0,00	-16,01	0,09	0,01
190	40,29	4,22	0,00	3,96	5,65	0,00	48,47	-16,01	0,00	0,00	0,00	-16,01	0,09	0,01
191	40,24	4,22	0,00	3,96	5,65	0,00	48,42	-16,01	0,00	0,00	0,00	-16,01	0,09	0,01
192	40,21	4,22	0,00	3,96	5,65	0,00	48,39	-16,01	0,00	0,00	0,00	-16,01	0,09	0,01
193	40,18	4,22	0,00	3,96	5,65	0,00	48,36	-16,01	0,00	0,00	0,00	-16,01	0,09	0,01
194	40,14	4,22	0,00	3,96	5,65	0,00	48,32	-16,01	0,00	0,00	0,00	-16,01	0,09	0,00
195	40,09	4,22	0,00	3,96	5,65	0,00	48,27	-16,01	0,00	0,00	0,00	-16,01	0,09	0,00
196	40,03	4,22	0,00	3,96	5,65	0,00	48,21	-16,01	0,00	0,00	0,00	-16,01	0,09	0,00
197	39,98	4,22	0,00	3,96	5,65	0,00	48,16	-16,01	0,00	0,00	0,00	-16,01	0,09	0,00
198	19,99	4,22	0,00	3,96	5,65	0,00	28,17	-8,01	0,00	0,00	0,00	-8,01	0,09	0,00
199	19,49	0,60	0,00	0,60	1,21	0,00	20,68	-5,33	0,00	0,00	0,00	-5,33	0,10	0,01
200	38,93	0,60	0,00	0,60	1,21	0,00	40,12	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,10	0,01
201	38,87	0,60	0,00	0,60	1,21	0,00	40,07	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,10	0,01
202	38,86	0,60	0,00	0,60	1,21	0,00	40,05	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,10	0,01
203	38,85	0,60	0,00	0,60	1,21	0,00	40,04	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,10	0,01
204	38,85	0,60	0,00	0,60	1,21	0,00	40,04	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,10	0,01
205	38,87	0,60	0,00	0,60	1,21	0,00	40,06	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,10	0,00
206	38,91	0,60	0,00	0,60	1,21	0,00	40,11	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,10	0,00
207	38,98	0,60	0,00	0,60	1,21	0,00	40,17	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,10	0,00
208	39,05	0,60	0,00	0,60	1,21	0,00	40,25	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,10	0,00
209	19,56	0,60	0,00	0,60	1,21	0,00	20,76	-5,33	0,00	0,00	0,00	-5,33	0,10	0,00

**Tabla A. 5 Resultados al final de la vida útil de la Presa Chontal (sección real)**

RESULTADOS AL FINAL DE LA VIDA ÚTIL DE LA PRESA CHONTAL (SECCIÓN REAL)														
NUDO	FUERZAS HORIZONTALES							FUERZAS VERTICALES					DESP. FINALES	
	SÍSMICA (T)	HIDRST. AGUAS ARRIBA (T)	HIDRST. AGUAS ABAJO (T)	HDRDN. ZANGAR (T) (ΣTOT X)	HDRDN. ELEM. FINITOS (T)	LODOS (T)	TOTAL CARGAS SENTIDO X	PESO PROPIO (T)	PESO AGUAS ARRIBA (T)	PESO AGUAS ABAJO (T)	PESO LODOS (T)	TOTAL CARGAS SENTIDO Y	HORIZ. (m)	VERT. (m)
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	23,51	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	266,87	-153,50	-422,05	0,00	-480,72	#####	0,00	0,00
13	45,37	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	288,73	-288,83	0,00	0,00	0,00	-288,83	0,00	0,00
14	42,44	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	285,80	-265,16	0,00	0,00	0,00	-265,16	0,00	0,00
15	36,69	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	280,05	-242,12	0,00	0,00	0,00	-242,12	0,00	0,00
16	32,54	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	275,90	-219,68	0,00	0,00	0,00	-219,68	0,00	0,00
17	26,74	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	270,10	-197,85	0,00	0,00	0,00	-197,85	0,00	0,00
18	20,41	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	263,77	-176,60	0,00	0,00	0,00	-176,60	0,00	0,00
19	19,33	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	262,69	-155,92	0,00	0,00	0,00	-155,92	0,00	0,00
20	17,36	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	260,72	-135,80	0,00	0,00	0,00	-135,80	0,00	0,00
21	25,77	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	269,12	-116,24	0,00	0,00	0,00	-116,24	0,00	0,00
22	20,56	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	263,92	-50,66	0,00	-75,91	0,00	-126,57	0,00	0,00
23	42,78	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	248,91	-144,63	-393,02	0,00	-442,98	-980,63	0,01	0,00
24	84,08	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	290,22	-289,27	0,00	0,00	0,00	-289,27	0,01	0,00
25	83,70	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	289,84	-289,27	0,00	0,00	0,00	-289,27	0,01	0,00
26	83,12	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	289,25	-289,27	0,00	0,00	0,00	-289,27	0,01	0,00
27	81,00	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	287,13	-289,27	0,00	0,00	0,00	-289,27	0,01	0,00
28	77,36	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	283,50	-289,27	0,00	0,00	0,00	-289,27	0,01	0,00
29	71,63	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	277,76	-289,27	0,00	0,00	0,00	-289,27	0,01	0,00
30	65,89	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	272,02	-289,27	0,00	0,00	0,00	-289,27	0,01	0,00
31	59,95	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	266,08	-289,27	0,00	0,00	0,00	-289,27	0,01	0,00
32	52,51	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	258,64	-289,27	0,00	0,00	0,00	-289,27	0,00	0,00
33	29,33	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	235,46	-144,63	0,00	-236,86	0,00	-381,49	0,00	0,00
34	52,44	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	248,03	-132,72	-363,98	0,00	-405,23	-901,92	0,01	0,00
35	103,81	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	299,40	-265,43	0,00	0,00	0,00	-265,43	0,01	0,00
36	102,74	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	298,33	-265,43	0,00	0,00	0,00	-265,43	0,01	0,00
37	101,35	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	296,94	-265,43	0,00	0,00	0,00	-265,43	0,01	0,00
38	99,75	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	295,34	-265,43	0,00	0,00	0,00	-265,43	0,01	0,00
39	97,10	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	292,69	-265,43	0,00	0,00	0,00	-265,43	0,01	0,00
40	92,99	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	288,58	-265,43	0,00	0,00	0,00	-265,43	0,01	0,00
41	88,38	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	283,97	-265,43	0,00	0,00	0,00	-265,43	0,01	-0,01
42	83,56	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	279,15	-265,43	0,00	0,00	0,00	-265,43	0,01	-0,01
43	79,53	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	275,12	-265,43	0,00	0,00	0,00	-265,43	0,01	-0,01
44	38,08	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	233,67	-132,72	0,00	-166,59	0,00	-299,30	0,01	0,00
45	57,83	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	242,88	-120,80	-334,94	0,00	-367,48	-823,22	0,01	0,01
46	114,80	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	299,85	-241,60	0,00	0,00	0,00	-241,60	0,01	0,00
47	113,27	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	298,32	-241,60	0,00	0,00	0,00	-241,60	0,01	0,00
48	111,92	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	296,97	-241,60	0,00	0,00	0,00	-241,60	0,01	0,00
49	110,60	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	295,65	-241,60	0,00	0,00	0,00	-241,60	0,01	0,00
50	108,68	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	293,72	-241,60	0,00	0,00	0,00	-241,60	0,01	0,00
51	105,68	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	290,73	-241,60	0,00	0,00	0,00	-241,60	0,01	-0,01
52	102,19	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	287,24	-241,60	0,00	0,00	0,00	-241,60	0,01	-0,01
53	98,77	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	283,82	-241,60	0,00	0,00	0,00	-241,60	0,01	-0,01
54	95,93	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	280,98	-241,60	0,00	0,00	0,00	-241,60	0,01	-0,01
55	47,40	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	232,45	-120,80	0,00	-96,32	0,00	-217,11	0,01	-0,01
56	59,65	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	234,09	-108,88	-305,91	0,00	-329,73	-744,52	0,02	0,01
57	118,48	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	292,92	-217,76	0,00	0,00	0,00	-217,76	0,02	0,00
58	116,75	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	291,19	-217,76	0,00	0,00	0,00	-217,76	0,02	0,00
59	115,53	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	289,97	-217,76	0,00	0,00	0,00	-217,76	0,02	0,00
60	114,76	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	289,20	-217,76	0,00	0,00	0,00	-217,76	0,02	0,00
61	113,32	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	287,76	-217,76	0,00	0,00	0,00	-217,76	0,02	-0,01
62	110,69	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	285,13	-217,76	0,00	0,00	0,00	-217,76	0,02	-0,01
63	107,89	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	282,33	-217,76	0,00	0,00	0,00	-217,76	0,02	-0,01

64	106,16	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	280,60	-217,76	0,00	0,00	0,00	-217,76	0,02	-0,01
65	104,63	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	279,07	-217,76	0,00	0,00	0,00	-217,76	0,02	-0,01
66	52,51	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	226,95	-108,88	0,00	-26,63	0,00	-135,51	0,02	-0,01
67	58,76	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	217,62	-96,96	-276,87	0,00	-291,99	-665,82	0,02	0,01
68	117,04	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	275,90	-193,93	0,00	0,00	0,00	-193,93	0,02	0,00
69	115,74	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	274,61	-193,93	0,00	0,00	0,00	-193,93	0,02	0,00
70	114,80	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	273,66	-193,93	0,00	0,00	0,00	-193,93	0,02	0,00
71	114,27	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	273,13	-193,93	0,00	0,00	0,00	-193,93	0,02	0,00
72	112,99	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	271,86	-193,93	0,00	0,00	0,00	-193,93	0,02	-0,01
73	110,89	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	269,75	-193,93	0,00	0,00	0,00	-193,93	0,02	-0,01
74	108,87	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	267,73	-193,93	0,00	0,00	0,00	-193,93	0,02	-0,01
75	107,30	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	266,16	-193,93	0,00	0,00	0,00	-193,93	0,02	-0,01
76	107,13	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	265,99	-193,93	0,00	0,00	0,00	-193,93	0,02	-0,01
77	53,74	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	212,60	-96,96	0,00	0,00	0,00	-96,96	0,02	-0,01
78	56,35	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	196,56	-85,05	-247,83	0,00	-254,24	-587,12	0,03	0,01
79	112,50	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	252,71	-170,09	0,00	0,00	0,00	-170,09	0,03	0,00
80	112,12	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	252,33	-170,09	0,00	0,00	0,00	-170,09	0,03	0,00
81	111,42	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	251,63	-170,09	0,00	0,00	0,00	-170,09	0,03	0,00
82	110,70	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	250,91	-170,09	0,00	0,00	0,00	-170,09	0,03	0,00
83	109,45	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	249,66	-170,09	0,00	0,00	0,00	-170,09	0,03	-0,01
84	107,84	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	248,06	-170,09	0,00	0,00	0,00	-170,09	0,03	-0,01
85	106,21	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	246,42	-170,09	0,00	0,00	0,00	-170,09	0,03	-0,01
86	105,37	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	245,58	-170,09	0,00	0,00	0,00	-170,09	0,03	-0,01
87	104,91	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	245,12	-170,09	0,00	0,00	0,00	-170,09	0,03	-0,01
88	52,73	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	192,94	-85,05	0,00	0,00	0,00	-85,05	0,03	-0,01
89	53,18	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	174,74	-73,13	-218,80	0,00	-216,49	-508,42	0,03	0,01
90	106,56	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	228,12	-146,26	0,00	0,00	0,00	-146,26	0,03	0,01
91	106,27	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	227,83	-146,26	0,00	0,00	0,00	-146,26	0,03	0,00
92	105,62	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	227,18	-146,26	0,00	0,00	0,00	-146,26	0,03	0,00
93	104,74	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	226,30	-146,26	0,00	0,00	0,00	-146,26	0,03	0,00
94	103,68	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	225,25	-146,26	0,00	0,00	0,00	-146,26	0,03	-0,01
95	102,56	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	224,13	-146,26	0,00	0,00	0,00	-146,26	0,03	-0,01
96	101,37	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	222,93	-146,26	0,00	0,00	0,00	-146,26	0,03	-0,01
97	100,78	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	222,35	-146,26	0,00	0,00	0,00	-146,26	0,03	-0,01
98	100,07	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	221,64	-146,26	0,00	0,00	0,00	-146,26	0,03	-0,01
99	50,31	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	171,87	-73,13	0,00	0,00	0,00	-73,13	0,03	-0,01
100	49,68	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	152,59	-61,21	-189,76	0,00	-178,74	-429,72	0,04	0,01
101	99,38	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	202,29	-122,43	0,00	0,00	0,00	-122,43	0,04	0,01
102	98,97	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	201,88	-122,43	0,00	0,00	0,00	-122,43	0,04	0,00
103	98,35	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	201,26	-122,43	0,00	0,00	0,00	-122,43	0,04	0,00
104	97,59	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	200,50	-122,43	0,00	0,00	0,00	-122,43	0,04	0,00
105	96,71	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	199,62	-122,43	0,00	0,00	0,00	-122,43	0,04	-0,01
106	95,87	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	198,78	-122,43	0,00	0,00	0,00	-122,43	0,04	-0,01
107	95,18	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	198,09	-122,43	0,00	0,00	0,00	-122,43	0,04	-0,01
108	94,50	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	197,41	-122,43	0,00	0,00	0,00	-122,43	0,04	-0,01
109	94,51	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	197,42	-122,43	0,00	0,00	0,00	-122,43	0,04	-0,01
110	47,27	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	150,18	-61,21	0,00	0,00	0,00	-61,21	0,04	-0,02
111	32,35	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	93,82	-36,93	0,00	0,00	0,00	-36,93	0,05	0,01
112	64,91	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	126,38	-73,87	0,00	0,00	0,00	-73,87	0,04	0,01
113	64,71	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	126,17	-73,87	0,00	0,00	0,00	-73,87	0,04	0,00
114	64,33	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	125,79	-73,87	0,00	0,00	0,00	-73,87	0,04	0,00
115	63,84	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	125,30	-73,87	0,00	0,00	0,00	-73,87	0,04	0,00
116	63,33	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	124,79	-73,87	0,00	0,00	0,00	-73,87	0,04	0,00
117	62,85	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	124,32	-73,87	0,00	0,00	0,00	-73,87	0,04	-0,01
118	62,43	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	123,90	-73,87	0,00	0,00	0,00	-73,87	0,04	-0,01
119	62,10	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	123,56	-73,87	0,00	0,00	0,00	-73,87	0,04	-0,01
120	61,98	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	123,45	-73,87	0,00	0,00	0,00	-73,87	0,04	-0,01
121	31,09	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	92,55	-36,93	0,00	0,00	0,00	-36,93	0,04	-0,01
122	31,47	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	83,62	-32,72	0,00	0,00	0,00	-32,72	0,05	0,01
123	63,10	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	115,26	-65,45	0,00	0,00	0,00	-65,45	0,05	0,01
124	62,93	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	115,09	-65,45	0,00	0,00	0,00	-65,45	0,05	0,01
125	62,58	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	114,73	-65,45	0,00	0,00	0,00	-65,45	0,05	0,00
126	62,13	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	114,29	-65,45	0,00	0,00	0,00	-65,45	0,05	0,00
127	61,66	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	113,81	-65,45	0,00	0,00	0,00	-65,45	0,05	0,00
128	61,21	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	113,36	-65,45	0,00	0,00	0,00	-65,45	0,05	-0,01
129	60,82	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	112,98	-65,45	0,00	0,00	0,00	-65,45	0,05	-0,01
130	60,59	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	112,74	-65,45	0,00	0,00	0,00	-65,45	0,05	-0,01
131	60,34	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	112,49	-65,45	0,00	0,00	0,00	-65,45	0,05	-0,01
132	30,23	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	82,38	-32,72	0,00	0,00	0,00	-32,72	0,05	-0,01
133	30,50	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	73,34	-28,52	0,00	0,00	0,00	-28,52	0,06	0,01
134	61,11	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	103,96	-57,03	0,00	0,00	0,00	-57,03	0,06	0,01
135	60,98	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	103,83	-57,03	0,00	0,00	0,00	-57,03	0,06	0,01
136	60,69	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	103,53	-57,03	0,00	0,00	0,00	-57,03	0,06	0,00

137	60,30	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	103,14	-57,03	0,00	0,00	0,00	-57,03	0,06	0,00
138	59,85	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	102,70	-57,03	0,00	0,00	0,00	-57,03	0,06	0,00
139	59,45	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	102,29	-57,03	0,00	0,00	0,00	-57,03	0,06	0,00
140	59,12	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	101,97	-57,03	0,00	0,00	0,00	-57,03	0,06	-0,01
141	58,81	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	101,65	-57,03	0,00	0,00	0,00	-57,03	0,06	-0,01
142	58,63	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	101,47	-57,03	0,00	0,00	0,00	-57,03	0,06	-0,01
143	29,30	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	72,14	-28,52	0,00	0,00	0,00	-28,52	0,06	-0,01
144	29,30	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	62,84	-24,31	0,00	0,00	0,00	-24,31	0,06	0,02
145	58,68	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	92,21	-48,61	0,00	0,00	0,00	-48,61	0,06	0,01
146	58,58	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	92,12	-48,61	0,00	0,00	0,00	-48,61	0,06	0,01
147	58,38	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	91,91	-48,61	0,00	0,00	0,00	-48,61	0,06	0,01
148	58,08	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	91,62	-48,61	0,00	0,00	0,00	-48,61	0,06	0,00
149	57,76	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	91,30	-48,61	0,00	0,00	0,00	-48,61	0,06	0,00
150	57,42	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	90,96	-48,61	0,00	0,00	0,00	-48,61	0,06	0,00
151	57,14	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	90,67	-48,61	0,00	0,00	0,00	-48,61	0,06	0,00
152	56,87	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	90,41	-48,61	0,00	0,00	0,00	-48,61	0,06	-0,01
153	56,74	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	90,27	-48,61	0,00	0,00	0,00	-48,61	0,06	-0,01
154	28,32	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	61,86	-24,31	0,00	0,00	0,00	-24,31	0,06	-0,01
155	27,87	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	52,10	-20,10	0,00	0,00	0,00	-20,10	0,07	0,02
156	55,76	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	79,99	-40,20	0,00	0,00	0,00	-40,20	0,07	0,01
157	55,69	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	79,91	-40,20	0,00	0,00	0,00	-40,20	0,07	0,01
158	55,54	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	79,76	-40,20	0,00	0,00	0,00	-40,20	0,07	0,01
159	55,34	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	79,57	-40,20	0,00	0,00	0,00	-40,20	0,07	0,01
160	55,12	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	79,35	-40,20	0,00	0,00	0,00	-40,20	0,07	0,00
161	54,90	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	79,13	-40,20	0,00	0,00	0,00	-40,20	0,07	0,00
162	54,71	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	78,94	-40,20	0,00	0,00	0,00	-40,20	0,07	0,00
163	54,50	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	78,73	-40,20	0,00	0,00	0,00	-40,20	0,07	0,00
164	54,33	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	78,56	-40,20	0,00	0,00	0,00	-40,20	0,07	-0,01
165	27,16	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	51,39	-20,10	0,00	0,00	0,00	-20,10	0,07	-0,01
166	26,11	12,31	0,00	1,86	2,88	2,60	42,89	-15,89	0,00	0,00	0,00	-15,89	0,08	0,02
167	52,21	12,31	0,00	1,86	2,88	2,60	68,99	-31,78	0,00	0,00	0,00	-31,78	0,08	0,02
168	52,14	12,31	0,00	1,86	2,88	2,60	68,92	-31,78	0,00	0,00	0,00	-31,78	0,08	0,01
169	52,03	12,31	0,00	1,86	2,88	2,60	68,81	-31,78	0,00	0,00	0,00	-31,78	0,08	0,01
170	51,89	12,31	0,00	1,86	2,88	2,60	68,67	-31,78	0,00	0,00	0,00	-31,78	0,08	0,01
171	51,74	12,31	0,00	1,86	2,88	2,60	68,52	-31,78	0,00	0,00	0,00	-31,78	0,08	0,01
172	51,59	12,31	0,00	1,86	2,88	2,60	68,37	-31,78	0,00	0,00	0,00	-31,78	0,08	0,00
173	51,46	12,31	0,00	1,86	2,88	2,60	68,23	-31,78	0,00	0,00	0,00	-31,78	0,08	0,00
174	51,34	12,31	0,00	1,86	2,88	2,60	68,11	-31,78	0,00	0,00	0,00	-31,78	0,08	0,00
175	51,25	12,31	0,00	1,86	2,88	2,60	68,03	-31,78	0,00	0,00	0,00	-31,78	0,08	0,00
176	25,57	12,31	0,00	1,86	2,88	2,60	42,34	-15,89	0,00	0,00	0,00	-15,89	0,08	0,00
177	23,73	8,27	0,00	3,45	4,57	0,00	35,45	-11,68	0,00	0,00	0,00	-11,68	0,09	0,02
178	47,43	8,27	0,00	3,45	4,57	0,00	59,14	-23,36	0,00	0,00	0,00	-23,36	0,09	0,02
179	47,37	8,27	0,00	3,45	4,57	0,00	59,09	-23,36	0,00	0,00	0,00	-23,36	0,09	0,02
180	47,30	8,27	0,00	3,45	4,57	0,00	59,02	-23,36	0,00	0,00	0,00	-23,36	0,09	0,01
181	47,23	8,27	0,00	3,45	4,57	0,00	58,95	-23,36	0,00	0,00	0,00	-23,36	0,09	0,01
182	47,16	8,27	0,00	3,45	4,57	0,00	58,88	-23,36	0,00	0,00	0,00	-23,36	0,09	0,01
183	47,08	8,27	0,00	3,45	4,57	0,00	58,80	-23,36	0,00	0,00	0,00	-23,36	0,09	0,01
184	47,00	8,27	0,00	3,45	4,57	0,00	58,72	-23,36	0,00	0,00	0,00	-23,36	0,09	0,01
185	46,92	8,27	0,00	3,45	4,57	0,00	58,64	-23,36	0,00	0,00	0,00	-23,36	0,09	0,00
186	46,84	8,27	0,00	3,45	4,57	0,00	58,56	-23,36	0,00	0,00	0,00	-23,36	0,09	0,00
187	23,38	8,27	0,00	3,45	4,57	0,00	35,10	-11,68	0,00	0,00	0,00	-11,68	0,09	0,00
188	20,23	4,22	0,00	1,96	1,96	0,00	26,41	-7,47	0,00	0,00	0,00	-7,47	0,10	0,02
189	40,41	4,22	0,00	1,96	1,96	0,00	46,59	-14,94	0,00	0,00	0,00	-14,94	0,10	0,02
190	40,38	4,22	0,00	1,96	1,96	0,00	46,55	-14,94	0,00	0,00	0,00	-14,94	0,10	0,02
191	40,35	4,22	0,00	1,96	1,96	0,00	46,52	-14,94	0,00	0,00	0,00	-14,94	0,10	0,02
192	40,32	4,22	0,00	1,96	1,96	0,00	46,49	-14,94	0,00	0,00	0,00	-14,94	0,10	0,02
193	40,28	4,22	0,00	1,96	1,96	0,00	46,46	-14,94	0,00	0,00	0,00	-14,94	0,10	0,01
194	40,23	4,22	0,00	1,96	1,96	0,00	46,41	-14,94	0,00	0,00	0,00	-14,94	0,10	0,01
195	40,18	4,22	0,00	1,96	1,96	0,00	46,35	-14,94	0,00	0,00	0,00	-14,94	0,10	0,01
196	40,12	4,22	0,00	1,96	1,96	0,00	46,30	-14,94	0,00	0,00	0,00	-14,94	0,10	0,01
197	40,07	4,22	0,00	1,96	1,96	0,00	46,25	-14,94	0,00	0,00	0,00	-14,94	0,10	0,01
198	20,03	4,22	0,00	1,96	1,96	0,00	26,21	-7,47	0,00	0,00	0,00	-7,47	0,10	0,01
199	21,26	0,60	0,00	0,37	0,27	0,00	22,22	-5,33	0,00	0,00	0,00	-5,33	0,12	0,02
200	42,50	0,60	0,00	0,37	0,27	0,00	43,46	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,12	0,02
201	42,48	0,60	0,00	0,37	0,27	0,00	43,44	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,12	0,02
202	42,46	0,60	0,00	0,37	0,27	0,00	43,43	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,12	0,02
203	42,45	0,60	0,00	0,37	0,27	0,00	43,42	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,12	0,02
204	42,46	0,60	0,00	0,37	0,27	0,00	43,42	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,12	0,01
205	42,48	0,60	0,00	0,37	0,27	0,00	43,45	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,12	0,01
206	42,53	0,60	0,00	0,37	0,27	0,00	43,49	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,12	0,01
207	42,59	0,60	0,00	0,37	0,27	0,00	43,55	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,12	0,01
208	42,67	0,60	0,00	0,37	0,27	0,00	43,63	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,12	0,01
209	21,37	0,60	0,00	0,37	0,27	0,00	22,33	-5,33	0,00	0,00	0,00	-5,33	0,12	0,01

**Tabla A. 6 Resultados al final de la vida útil de la Presa Chontal (sección equivalente)**

RESULTADOS AL FINAL DE LA VIDA ÚTIL DE LA PRESA CHONTAL (SECCIÓN EQUIVALENTE)														
NUDO	FUERZAS HORIZONTALES							FUERZAS VERTICALES					DESP. FINALES	
	SÍSMICA (T)	HIDRST. AGUAS ARRIBA (T)	HIDRST. AGUAS ABAJO (T)	HDRDN. HOUSNER S.A. (T) (ΣTOT X)	HDRDN. HOUSNER S.D.F. (T)	LODOS (T)	TOTAL CARGAS SENTIDO X	PESO PROPIO (T)	PESO AGUAS ARRIBA (T)	PESO AGUAS ABAJO (T)	PESO LODOS (T)	TOTAL CARGAS SENTIDO Y	HORIZ. (m)	VERT. (m)
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
5	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
6	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
7	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
9	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
11	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
12	24,76	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	268,11	-154,17	-259,30	0,00	-295,35	-708,82	0,00	0,00
13	41,55	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	284,90	-290,17	0,00	0,00	0,00	-290,17	0,00	0,00
14	37,03	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	280,39	-266,51	0,00	0,00	0,00	-266,51	0,00	0,00
15	32,07	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	275,42	-243,46	0,00	0,00	0,00	-243,46	0,00	0,00
16	28,89	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	272,24	-221,03	0,00	0,00	0,00	-221,03	0,00	0,00
17	25,30	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	268,65	-199,19	0,00	0,00	0,00	-199,19	0,00	0,00
18	21,22	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	264,58	-177,94	0,00	0,00	0,00	-177,94	0,00	0,00
19	18,92	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	262,27	-157,26	0,00	0,00	0,00	-157,26	0,00	0,00
20	22,39	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	265,74	-137,15	0,00	0,00	0,00	-137,15	0,00	0,00
21	27,75	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	271,10	-117,58	0,00	0,00	0,00	-117,58	0,00	0,00
22	21,34	117,86	-8,76	0,00	0,00	134,25	264,69	-51,33	0,00	-75,91	0,00	-127,24	0,00	0,00
23	40,66	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	246,79	-146,65	-241,46	0,00	-272,16	-660,27	0,01	0,00
24	79,10	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	285,24	-293,30	0,00	0,00	0,00	-293,30	0,01	0,00
25	78,19	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	284,32	-293,30	0,00	0,00	0,00	-293,30	0,01	0,00
26	78,61	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	284,74	-293,30	0,00	0,00	0,00	-293,30	0,01	0,00
27	77,34	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	283,47	-293,30	0,00	0,00	0,00	-293,30	0,01	0,00
28	75,22	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	281,36	-293,30	0,00	0,00	0,00	-293,30	0,01	0,00
29	72,68	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	278,81	-293,30	0,00	0,00	0,00	-293,30	0,01	0,00
30	71,25	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	277,38	-293,30	0,00	0,00	0,00	-293,30	0,01	0,00
31	71,11	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	277,24	-293,30	0,00	0,00	0,00	-293,30	0,01	0,00
32	69,47	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	275,61	-293,30	0,00	0,00	0,00	-293,30	0,00	0,00
33	34,00	109,76	-27,33	0,00	0,00	123,71	240,13	-146,65	0,00	-236,86	0,00	-383,51	0,00	0,00
34	52,40	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	247,99	-136,07	-223,62	0,00	-248,97	-608,66	0,01	0,01
35	103,61	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	299,20	-272,15	0,00	0,00	0,00	-272,15	0,01	0,00
36	102,11	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	297,70	-272,15	0,00	0,00	0,00	-272,15	0,01	0,00
37	101,83	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	297,42	-272,15	0,00	0,00	0,00	-272,15	0,01	0,00
38	100,92	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	296,51	-272,15	0,00	0,00	0,00	-272,15	0,01	0,00
39	99,12	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	294,71	-272,15	0,00	0,00	0,00	-272,15	0,01	0,00
40	97,05	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	292,64	-272,15	0,00	0,00	0,00	-272,15	0,01	0,00
41	95,30	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	290,89	-272,15	0,00	0,00	0,00	-272,15	0,01	-0,01
42	93,27	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	288,86	-272,15	0,00	0,00	0,00	-272,15	0,01	-0,01
43	92,41	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	288,00	-272,15	0,00	0,00	0,00	-272,15	0,01	-0,01
44	46,48	101,65	-19,22	0,00	0,00	113,17	242,07	-136,07	0,00	-166,59	0,00	-302,66	0,01	-0,01
45	59,39	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	244,44	-125,50	-205,78	0,00	-225,77	-557,06	0,01	0,01
46	118,55	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	303,60	-251,00	0,00	0,00	0,00	-251,00	0,01	0,00
47	116,47	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	301,52	-251,00	0,00	0,00	0,00	-251,00	0,01	0,00
48	115,31	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	300,36	-251,00	0,00	0,00	0,00	-251,00	0,01	0,00
49	114,24	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	299,29	-251,00	0,00	0,00	0,00	-251,00	0,01	0,00
50	112,53	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	297,58	-251,00	0,00	0,00	0,00	-251,00	0,01	0,00
51	110,71	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	295,76	-251,00	0,00	0,00	0,00	-251,00	0,01	-0,01
52	109,14	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	294,19	-251,00	0,00	0,00	0,00	-251,00	0,01	-0,01
53	107,24	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	292,29	-251,00	0,00	0,00	0,00	-251,00	0,01	-0,01
54	105,79	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	290,83	-251,00	0,00	0,00	0,00	-251,00	0,01	-0,01
55	52,71	93,54	-11,11	0,00	0,00	102,62	237,76	-125,50	0,00	-96,32	0,00	-221,82	0,01	-0,01
56	62,91	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	237,35	-114,93	-187,94	0,00	-202,58	-505,46	0,02	0,01
57	125,60	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	300,04	-229,86	0,00	0,00	0,00	-229,86	0,02	0,00
58	123,73	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	298,17	-229,86	0,00	0,00	0,00	-229,86	0,02	0,00
59	122,23	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	296,67	-229,86	0,00	0,00	0,00	-229,86	0,02	0,00
60	120,82	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	295,26	-229,86	0,00	0,00	0,00	-229,86	0,02	0,00
61	119,25	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	293,69	-229,86	0,00	0,00	0,00	-229,86	0,02	-0,01
62	117,40	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	291,84	-229,86	0,00	0,00	0,00	-229,86	0,02	-0,01
63	115,90	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	290,34	-229,86	0,00	0,00	0,00	-229,86	0,02	-0,01

64	115,20	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	289,64	-229,86	0,00	0,00	0,00	-229,86	0,02	-0,01
65	114,20	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	288,64	-229,86	0,00	0,00	0,00	-229,86	0,02	-0,01
66	57,81	85,43	-3,07	0,00	0,00	92,08	232,25	-114,93	0,00	-26,63	0,00	-141,56	0,02	-0,01
67	63,67	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	222,53	-104,35	-170,10	0,00	-179,39	-453,85	0,02	0,01
68	127,05	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	285,91	-208,71	0,00	0,00	0,00	-208,71	0,02	0,01
69	125,69	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	284,55	-208,71	0,00	0,00	0,00	-208,71	0,02	0,00
70	124,30	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	283,16	-208,71	0,00	0,00	0,00	-208,71	0,02	0,00
71	123,09	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	281,96	-208,71	0,00	0,00	0,00	-208,71	0,02	0,00
72	121,73	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	280,60	-208,71	0,00	0,00	0,00	-208,71	0,02	-0,01
73	120,21	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	279,07	-208,71	0,00	0,00	0,00	-208,71	0,02	-0,01
74	119,01	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	277,87	-208,71	0,00	0,00	0,00	-208,71	0,02	-0,01
75	117,89	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	276,75	-208,71	0,00	0,00	0,00	-208,71	0,02	-0,01
76	117,90	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	276,76	-208,71	0,00	0,00	0,00	-208,71	0,02	-0,01
77	59,25	77,32	0,00	0,00	0,00	81,54	218,11	-104,35	0,00	0,00	0,00	-104,35	0,02	-0,01
78	63,12	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	203,33	-93,78	-152,27	0,00	-156,20	-402,25	0,03	0,01
79	125,95	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	266,16	-187,56	0,00	0,00	0,00	-187,56	0,03	0,01
80	124,89	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	265,11	-187,56	0,00	0,00	0,00	-187,56	0,03	0,00
81	123,58	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	263,79	-187,56	0,00	0,00	0,00	-187,56	0,03	0,00
82	122,37	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	262,58	-187,56	0,00	0,00	0,00	-187,56	0,03	0,00
83	121,14	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	261,35	-187,56	0,00	0,00	0,00	-187,56	0,03	-0,01
84	119,91	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	260,12	-187,56	0,00	0,00	0,00	-187,56	0,03	-0,01
85	119,10	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	259,31	-187,56	0,00	0,00	0,00	-187,56	0,03	-0,01
86	118,12	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	258,33	-187,56	0,00	0,00	0,00	-187,56	0,03	-0,01
87	117,93	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	258,14	-187,56	0,00	0,00	0,00	-187,56	0,03	-0,01
88	59,41	69,21	0,00	0,00	0,00	71,00	199,62	-93,78	0,00	0,00	0,00	-93,78	0,03	-0,01
89	61,67	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	183,23	-83,21	-134,43	0,00	-133,01	-350,64	0,03	0,01
90	123,39	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	244,95	-166,41	0,00	0,00	0,00	-166,41	0,03	0,01
91	122,60	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	244,16	-166,41	0,00	0,00	0,00	-166,41	0,03	0,00
92	121,46	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	243,02	-166,41	0,00	0,00	0,00	-166,41	0,03	0,00
93	120,13	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	241,69	-166,41	0,00	0,00	0,00	-166,41	0,03	0,00
94	118,82	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	240,39	-166,41	0,00	0,00	0,00	-166,41	0,03	-0,01
95	117,66	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	239,22	-166,41	0,00	0,00	0,00	-166,41	0,03	-0,01
96	116,85	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	238,41	-166,41	0,00	0,00	0,00	-166,41	0,03	-0,01
97	116,59	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	238,15	-166,41	0,00	0,00	0,00	-166,41	0,03	-0,01
98	116,05	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	237,62	-166,41	0,00	0,00	0,00	-166,41	0,03	-0,01
99	58,43	61,10	0,00	0,00	0,00	60,46	179,99	-83,21	0,00	0,00	0,00	-83,21	0,03	-0,01
100	60,42	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	163,34	-72,63	-116,59	0,00	-109,82	-299,04	0,04	0,01
101	120,71	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	223,63	-145,27	0,00	0,00	0,00	-145,27	0,04	0,01
102	119,99	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	222,90	-145,27	0,00	0,00	0,00	-145,27	0,04	0,00
103	118,96	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	221,87	-145,27	0,00	0,00	0,00	-145,27	0,04	0,00
104	117,74	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	220,65	-145,27	0,00	0,00	0,00	-145,27	0,04	0,00
105	116,51	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	219,42	-145,27	0,00	0,00	0,00	-145,27	0,04	0,00
106	115,38	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	218,29	-145,27	0,00	0,00	0,00	-145,27	0,04	-0,01
107	114,56	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	217,47	-145,27	0,00	0,00	0,00	-145,27	0,04	-0,01
108	114,16	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	217,07	-145,27	0,00	0,00	0,00	-145,27	0,04	-0,01
109	113,99	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	216,90	-145,27	0,00	0,00	0,00	-145,27	0,04	-0,01
110	56,97	52,99	0,00	0,00	0,00	49,92	159,88	-72,63	0,00	0,00	0,00	-72,63	0,04	-0,01
111	40,51	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	101,98	-44,94	-71,57	0,00	-63,57	-180,09	0,04	0,01
112	81,04	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	142,50	-89,88	0,00	0,00	0,00	-89,88	0,04	0,01
113	80,68	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	142,14	-89,88	0,00	0,00	0,00	-89,88	0,04	0,00
114	80,10	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	141,56	-89,88	0,00	0,00	0,00	-89,88	0,04	0,00
115	79,40	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	140,87	-89,88	0,00	0,00	0,00	-89,88	0,04	0,00
116	78,66	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	140,12	-89,88	0,00	0,00	0,00	-89,88	0,04	0,00
117	78,02	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	139,48	-89,88	0,00	0,00	0,00	-89,88	0,04	-0,01
118	77,45	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	138,91	-89,88	0,00	0,00	0,00	-89,88	0,04	-0,01
119	77,09	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	138,55	-89,88	0,00	0,00	0,00	-89,88	0,04	-0,01
120	76,90	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	138,36	-89,88	0,00	0,00	0,00	-89,88	0,04	-0,01
121	38,49	32,55	0,00	0,00	0,00	28,91	99,95	-44,94	0,00	0,00	0,00	-44,94	0,04	-0,01
122	39,11	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	91,27	-39,67	-62,67	0,00	-52,00	-154,34	0,05	0,01
123	78,26	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	130,41	-79,33	0,00	0,00	0,00	-79,33	0,05	0,01
124	78,03	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	130,18	-79,33	0,00	0,00	0,00	-79,33	0,05	0,00
125	77,60	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	129,76	-79,33	0,00	0,00	0,00	-79,33	0,05	0,00
126	77,04	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	129,19	-79,33	0,00	0,00	0,00	-79,33	0,05	0,00
127	76,43	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	128,58	-79,33	0,00	0,00	0,00	-79,33	0,05	0,00
128	75,89	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	128,04	-79,33	0,00	0,00	0,00	-79,33	0,05	-0,01
129	75,40	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	127,56	-79,33	0,00	0,00	0,00	-79,33	0,05	-0,01
130	75,04	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	127,20	-79,33	0,00	0,00	0,00	-79,33	0,05	-0,01
131	74,86	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	127,01	-79,33	0,00	0,00	0,00	-79,33	0,05	-0,01
132	37,41	28,50	0,00	0,00	0,00	23,65	89,56	-39,67	0,00	0,00	0,00	-39,67	0,05	-0,01
133	37,50	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	80,34	-34,39	-53,78	0,00	-40,43	-128,60	0,05	0,01
134	74,99	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	117,83	-68,78	0,00	0,00	0,00	-68,78	0,05	0,01
135	74,81	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	117,66	-68,78	0,00	0,00	0,00	-68,78	0,05	0,00
136	74,51	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	117,36	-68,78	0,00	0,00	0,00	-68,78	0,05	0,00



137	74,13	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	116,97	-68,78	0,00	0,00	0,00	-68,78	0,05	0,00
138	73,68	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	116,52	-68,78	0,00	0,00	0,00	-68,78	0,05	0,00
139	73,21	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	116,05	-68,78	0,00	0,00	0,00	-68,78	0,05	0,00
140	72,80	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	115,65	-68,78	0,00	0,00	0,00	-68,78	0,05	-0,01
141	72,50	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	115,34	-68,78	0,00	0,00	0,00	-68,78	0,05	-0,01
142	72,19	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	115,04	-68,78	0,00	0,00	0,00	-68,78	0,05	-0,01
143	36,08	24,46	0,00	0,00	0,00	18,39	78,92	-34,39	0,00	0,00	0,00	-34,39	0,05	-0,01
144	35,50	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	69,04	-29,11	-44,88	0,00	-28,86	-102,85	0,06	0,01
145	70,98	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	104,52	-58,23	0,00	0,00	0,00	-58,23	0,06	0,01
146	70,86	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	104,40	-58,23	0,00	0,00	0,00	-58,23	0,06	0,01
147	70,66	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	104,20	-58,23	0,00	0,00	0,00	-58,23	0,06	0,00
148	70,40	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	103,93	-58,23	0,00	0,00	0,00	-58,23	0,06	0,00
149	70,08	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	103,62	-58,23	0,00	0,00	0,00	-58,23	0,06	0,00
150	69,75	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	103,29	-58,23	0,00	0,00	0,00	-58,23	0,06	0,00
151	69,45	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	102,99	-58,23	0,00	0,00	0,00	-58,23	0,06	-0,01
152	69,18	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	102,72	-58,23	0,00	0,00	0,00	-58,23	0,06	-0,01
153	69,01	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	102,55	-58,23	0,00	0,00	0,00	-58,23	0,06	-0,01
154	34,41	20,41	0,00	0,00	0,00	13,13	67,95	-29,11	0,00	0,00	0,00	-29,11	0,06	-0,01
155	33,08	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	57,30	-23,84	-35,98	0,00	-17,29	-77,11	0,06	0,01
156	66,12	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	90,34	-47,67	0,00	0,00	0,00	-47,67	0,06	0,01
157	66,04	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	90,27	-47,67	0,00	0,00	0,00	-47,67	0,06	0,01
158	65,90	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	90,13	-47,67	0,00	0,00	0,00	-47,67	0,06	0,00
159	65,72	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	89,95	-47,67	0,00	0,00	0,00	-47,67	0,06	0,00
160	65,51	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	89,74	-47,67	0,00	0,00	0,00	-47,67	0,06	0,00
161	65,30	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	89,52	-47,67	0,00	0,00	0,00	-47,67	0,06	0,00
162	65,09	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	89,32	-47,67	0,00	0,00	0,00	-47,67	0,06	0,00
163	64,88	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	89,10	-47,67	0,00	0,00	0,00	-47,67	0,06	-0,01
164	64,65	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	88,88	-47,67	0,00	0,00	0,00	-47,67	0,06	-0,01
165	32,27	16,36	0,00	0,00	0,00	7,86	56,50	-23,84	0,00	0,00	0,00	-23,84	0,06	-0,01
166	30,02	12,31	0,00	1,92	2,01	2,60	46,86	-18,56	-27,08	0,00	-5,72	-51,36	0,07	0,01
167	59,99	12,31	0,00	1,92	2,01	2,60	76,83	-37,12	0,00	0,00	0,00	-37,12	0,07	0,01
168	59,92	12,31	0,00	1,92	2,01	2,60	76,76	-37,12	0,00	0,00	0,00	-37,12	0,07	0,01
169	59,83	12,31	0,00	1,92	2,01	2,60	76,67	-37,12	0,00	0,00	0,00	-37,12	0,07	0,00
170	59,71	12,31	0,00	1,92	2,01	2,60	76,55	-37,12	0,00	0,00	0,00	-37,12	0,07	0,00
171	59,58	12,31	0,00	1,92	2,01	2,60	76,42	-37,12	0,00	0,00	0,00	-37,12	0,07	0,00
172	59,44	12,31	0,00	1,92	2,01	2,60	76,28	-37,12	0,00	0,00	0,00	-37,12	0,07	0,00
173	59,30	12,31	0,00	1,92	2,01	2,60	76,14	-37,12	0,00	0,00	0,00	-37,12	0,07	0,00
174	59,16	12,31	0,00	1,92	2,01	2,60	76,00	-37,12	0,00	0,00	0,00	-37,12	0,07	0,00
175	59,02	12,31	0,00	1,92	2,01	2,60	75,87	-37,12	0,00	0,00	0,00	-37,12	0,07	-0,01
176	29,44	12,31	0,00	1,92	2,01	2,60	46,29	-18,56	0,00	0,00	0,00	-18,56	0,07	-0,01
177	25,93	8,27	0,00	3,40	3,85	0,00	37,59	-13,28	-18,18	0,00	0,00	-31,46	0,08	0,01
178	51,80	8,27	0,00	3,40	3,85	0,00	63,46	-26,57	0,00	0,00	0,00	-26,57	0,08	0,01
179	51,73	8,27	0,00	3,40	3,85	0,00	63,39	-26,57	0,00	0,00	0,00	-26,57	0,08	0,01
180	51,67	8,27	0,00	3,40	3,85	0,00	63,33	-26,57	0,00	0,00	0,00	-26,57	0,08	0,01
181	51,59	8,27	0,00	3,40	3,85	0,00	63,26	-26,57	0,00	0,00	0,00	-26,57	0,08	0,00
182	51,51	8,27	0,00	3,40	3,85	0,00	63,17	-26,57	0,00	0,00	0,00	-26,57	0,08	0,00
183	51,44	8,27	0,00	3,40	3,85	0,00	63,10	-26,57	0,00	0,00	0,00	-26,57	0,08	0,00
184	51,37	8,27	0,00	3,40	3,85	0,00	63,03	-26,57	0,00	0,00	0,00	-26,57	0,08	0,00
185	51,30	8,27	0,00	3,40	3,85	0,00	62,96	-26,57	0,00	0,00	0,00	-26,57	0,08	0,00
186	51,21	8,27	0,00	3,40	3,85	0,00	62,88	-26,57	0,00	0,00	0,00	-26,57	0,08	0,00
187	25,54	8,27	0,00	3,40	3,85	0,00	37,20	-13,28	0,00	0,00	0,00	-13,28	0,08	0,00
188	20,15	4,22	0,00	1,78	2,56	0,00	26,15	-8,01	-9,28	0,00	0,00	-17,28	0,09	0,01
189	40,28	4,22	0,00	1,78	2,56	0,00	46,28	-16,01	0,00	0,00	0,00	-16,01	0,09	0,01
190	40,29	4,22	0,00	1,78	2,56	0,00	46,29	-16,01	0,00	0,00	0,00	-16,01	0,09	0,01
191	40,24	4,22	0,00	1,78	2,56	0,00	46,24	-16,01	0,00	0,00	0,00	-16,01	0,09	0,01
192	40,21	4,22	0,00	1,78	2,56	0,00	46,21	-16,01	0,00	0,00	0,00	-16,01	0,09	0,01
193	40,18	4,22	0,00	1,78	2,56	0,00	46,18	-16,01	0,00	0,00	0,00	-16,01	0,09	0,00
194	40,14	4,22	0,00	1,78	2,56	0,00	46,14	-16,01	0,00	0,00	0,00	-16,01	0,09	0,00
195	40,09	4,22	0,00	1,78	2,56	0,00	46,09	-16,01	0,00	0,00	0,00	-16,01	0,09	0,00
196	40,03	4,22	0,00	1,78	2,56	0,00	46,03	-16,01	0,00	0,00	0,00	-16,01	0,09	0,00
197	39,98	4,22	0,00	1,78	2,56	0,00	45,98	-16,01	0,00	0,00	0,00	-16,01	0,09	0,00
198	19,99	4,22	0,00	1,78	2,56	0,00	25,99	-8,01	0,00	0,00	0,00	-8,01	0,09	0,00
199	19,49	0,60	0,00	0,30	0,73	0,00	20,39	-5,33	0,00	0,00	0,00	-5,33	0,10	0,01
200	38,93	0,60	0,00	0,30	0,73	0,00	39,83	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,10	0,01
201	38,87	0,60	0,00	0,30	0,73	0,00	39,77	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,10	0,01
202	38,86	0,60	0,00	0,30	0,73	0,00	39,76	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,10	0,01
203	38,85	0,60	0,00	0,30	0,73	0,00	39,75	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,10	0,01
204	38,85	0,60	0,00	0,30	0,73	0,00	39,75	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,10	0,00
205	38,87	0,60	0,00	0,30	0,73	0,00	39,77	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,10	0,00
206	38,91	0,60	0,00	0,30	0,73	0,00	39,81	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,10	0,00
207	38,98	0,60	0,00	0,30	0,73	0,00	39,88	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,10	0,00
208	39,05	0,60	0,00	0,30	0,73	0,00	39,95	-10,65	0,00	0,00	0,00	-10,65	0,10	0,00
209	19,56	0,60	0,00	0,30	0,73	0,00	20,46	-5,33	0,00	0,00	0,00	-5,33	0,10	0,00

**Tabla A. 7** Esfuerzos en la Presa Chontal trabajando con hormigón de  $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$

ESFUERZOS A LOS QUE SE VE SOMETIDA LA PRESA CHONTAL ( $f'c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )												
NUDO	AL INICIO DE LA VIDA ÚTIL						AL FINAL DE LA VIDA ÚTIL					
	SECCIÓN REAL			SECCIÓN EQUIVALENTE			SECCIÓN REAL			SECCIÓN EQUIVALENTE		
	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\tau_{xy}$	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\tau_{xy}$	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\tau_{xy}$	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\tau_{xy}$
1	47,20	335,57	165,68	71,71	467,66	182,01	34,28	291,94	201,06	67,11	469,57	224,18
2	25,29	224,05	163,61	27,08	234,47	167,13	12,33	185,87	208,80	18,47	218,94	214,07
3	-2,17	87,16	165,21	-8,09	62,78	173,96	-14,16	56,43	215,02	-16,92	48,19	224,21
4	-30,61	-51,51	172,08	-38,91	-84,65	186,38	-41,11	-73,32	224,16	-47,26	-95,90	238,06
5	-58,21	-182,68	184,52	-65,80	-210,38	202,11	-67,15	-196,20	237,03	-73,49	-218,06	253,89
6	-82,94	-296,52	201,66	-88,47	-313,78	219,45	-90,53	-303,77	253,10	-95,64	-319,24	270,26
7	-102,62	-383,66	220,84	-106,01	-391,44	236,36	-109,42	-388,00	270,11	-113,05	-397,11	285,45
8	-115,47	-437,07	238,57	-117,41	-439,63	250,54	-122,28	-442,99	284,99	-124,91	-448,80	297,38
9	-118,87	-448,87	246,14	-120,49	-451,35	255,45	-126,79	-461,77	290,00	-129,28	-468,02	300,29
10	-115,14	-427,62	248,85	-117,25	-434,07	255,55	-125,19	-453,38	289,09	-128,05	-462,81	297,10
11	-77,14	-280,26	177,28	-79,61	-289,19	182,56	-91,01	-324,69	218,36	-93,80	-334,77	224,38
12	43,87	352,41	154,27	39,29	456,00	140,36	46,64	309,35	190,17	40,32	451,22	176,40
13	22,47	231,52	151,50	15,18	241,68	142,52	21,24	193,16	193,04	12,82	226,61	183,53
14	1,42	94,82	152,58	2,61	68,78	159,44	-5,29	64,02	198,54	-2,66	53,98	205,29
15	-20,06	-44,48	161,58	-22,55	-78,31	176,44	-28,50	-66,38	209,50	-29,76	-89,60	223,62
16	-42,03	-175,77	176,66	-47,27	-203,71	195,31	-51,12	-189,27	224,64	-55,37	-211,34	242,38
17	-63,97	-289,28	196,44	-70,35	-306,44	214,92	-73,16	-296,40	243,04	-78,89	-311,74	260,83
18	-84,60	-376,13	217,76	-90,60	-383,64	233,49	-93,72	-380,19	262,01	-99,50	-388,98	277,57
19	-103,40	-429,66	236,24	-107,90	-431,74	248,30	-112,45	-434,93	277,71	-117,17	-440,25	290,26
20	-114,39	-444,63	246,07	-117,80	-446,38	255,14	-124,34	-456,24	284,82	-128,29	-461,85	294,93
21	-129,29	-418,83	243,69	-132,26	-423,76	250,72	-140,07	-442,07	280,25	-143,86	-450,22	288,58
22	-124,75	-308,51	199,02	-127,70	-317,04	204,66	-137,47	-348,98	234,80	-141,14	-359,01	241,42
23	48,54	364,63	154,19	35,84	416,67	124,63	49,87	317,41	188,41	33,70	395,71	154,67
24	24,87	234,21	152,94	13,55	242,32	139,54	25,25	193,87	188,19	11,15	224,57	172,84
25	5,58	103,49	153,67	2,50	80,54	159,68	2,50	71,82	191,56	-1,80	64,50	196,83
26	-11,69	-30,11	161,11	-13,13	-59,20	176,72	-17,98	-52,45	200,06	-19,42	-70,98	214,88
27	-28,47	-157,24	174,54	-32,78	-180,56	193,91	-36,92	-170,80	213,22	-40,86	-188,16	231,78
28	-46,48	-268,60	193,03	-53,47	-281,79	211,90	-56,42	-275,29	230,23	-62,89	-286,50	248,59
29	-66,92	-355,52	213,92	-74,99	-359,84	229,59	-77,79	-358,42	248,76	-85,40	-363,86	264,47
30	-89,61	-411,06	233,19	-97,13	-410,71	244,86	-101,16	-414,22	265,23	-108,47	-417,01	277,60
31	-116,96	-431,04	246,50	-122,77	-430,65	254,64	-128,77	-439,16	275,76	-134,78	-442,73	285,24
32	-150,15	-405,45	248,23	-155,20	-408,39	254,25	-163,60	-423,89	275,11	-169,36	-430,37	282,83
33	-162,74	-354,10	240,65	-168,79	-362,53	245,66	-179,56	-387,31	266,07	-186,39	-397,91	272,80
34	48,56	365,40	153,95	27,74	379,53	116,89	50,13	315,34	182,25	25,12	349,75	140,41
35	26,06	237,98	152,21	9,74	233,97	131,47	27,21	197,37	181,80	7,38	212,88	157,86
36	8,62	113,49	152,17	0,31	91,25	155,30	6,80	81,43	183,32	-3,97	74,15	184,89
37	-6,83	-13,15	158,18	-12,46	-38,74	173,77	-11,51	-35,66	189,80	-18,40	-50,99	204,27
38	-21,68	-134,65	170,98	-28,38	-153,43	191,42	-28,94	-148,17	201,89	-36,05	-161,01	221,50
39	-38,78	-242,30	189,66	-47,61	-251,05	209,38	-47,96	-248,51	218,85	-56,75	-255,15	238,21
40	-60,24	-328,29	211,61	-69,94	-328,59	227,36	-70,67	-329,88	238,35	-80,20	-331,13	254,39
41	-87,56	-386,62	233,44	-96,34	-382,59	244,20	-98,45	-387,04	257,38	-107,25	-386,09	269,18
42	-121,28	-412,72	251,39	-128,06	-408,83	257,90	-132,35	-416,13	272,54	-139,58	-416,41	280,81
43	-161,82	-402,67	264,19	-166,18	-402,10	268,17	-171,93	-413,47	283,12	-177,45	-417,10	289,42
44	-183,38	-385,30	265,68	-187,08	-390,11	269,54	-193,37	-405,90	284,94	-198,59	-414,34	291,20
45	45,34	359,26	149,69	21,05	344,69	106,48	47,18	308,75	173,57	19,14	311,14	125,71
46	24,79	243,01	147,61	5,02	224,03	120,87	26,42	202,09	172,37	3,14	199,66	142,11
47	8,29	124,86	145,90	-4,93	98,32	144,64	7,34	92,95	172,05	-8,85	80,01	168,51
48	-6,17	4,00	150,39	-16,71	-20,02	164,56	-9,64	-18,34	176,70	-22,25	-32,71	189,30
49	-20,65	-112,79	162,90	-31,56	-127,47	183,51	-26,42	-126,01	188,22	-38,52	-135,04	207,82
50	-38,39	-217,41	182,71	-50,17	-220,92	202,80	-45,89	-222,98	206,00	-58,32	-224,46	225,80
51	-61,63	-302,68	207,15	-73,15	-297,57	222,54	-70,09	-302,94	227,71	-82,08	-298,77	243,68
52	-91,76	-363,68	232,87	-101,27	-354,42	242,24	-100,44	-361,64	250,34	-110,60	-355,50	261,20
53	-129,10	-397,01	257,26	-135,41	-388,16	261,34	-136,96	-396,07	271,66	-144,43	-391,69	278,13
54	-173,51	-401,11	277,63	-176,58	-396,05	278,53	-180,16	-405,32	289,24	-185,17	-405,17	293,31
55	-199,87	-407,76	284,10	-201,93	-407,40	284,26	-206,42	-417,24	294,89	-210,96	-422,28	298,47
56	42,00	354,12	143,75	15,49	315,30	96,06	43,41	303,67	163,73	13,68	279,48	112,05
57	22,24	249,74	140,37	0,42	213,79	108,81	23,84	208,73	161,14	-1,24	186,98	126,21
58	5,34	137,69	136,54	-11,24	103,11	131,22	5,06	106,09	158,55	-14,59	83,46	150,65
59	-8,63	21,33	139,59	-23,70	-4,10	151,72	-10,97	-0,57	161,65	-28,48	-17,33	171,83
60	-23,50	-92,60	152,49	-38,80	-103,77	172,17	-27,59	-105,16	173,30	-44,68	-111,35	191,81
61	-42,32	-195,04	174,16	-57,68	-192,63	193,37	-47,63	-199,66	192,64	-64,33	-195,65	211,65
62	-67,59	-279,96	201,52	-81,19	-267,92	215,44	-73,35	-278,69	216,93	-88,19	-267,89	231,76
63	-99,72	-343,50	231,44	-109,78	-327,14	238,35	-104,97	-338,89	243,40	-116,54	-325,92	252,34
64	-139,33	-383,71	261,00	-144,63	-367,98	261,68	-143,44	-378,74	269,37	-150,80	-367,88	273,17
65	-185,86	-399,12	288,62	-186,34	-387,70	285,21	-187,57	-396,88	293,60	-190,97	-391,16	294,29

66	-215,79	-427,02	299,39	-214,38	-419,96	295,18	-215,47	-425,71	303,62	-217,78	-425,81	303,89
67	37,98	355,55	138,79	11,47	293,09	86,88	39,17	304,91	154,68	9,83	255,47	99,68
68	19,38	259,28	133,20	-3,54	204,37	97,53	20,86	218,52	149,89	-4,90	175,89	111,41
69	2,01	153,35	125,45	-17,23	106,15	117,64	2,13	121,97	143,48	-19,92	85,31	133,03
70	-12,76	37,25	127,69	-31,21	9,06	138,03	-13,90	16,24	145,53	-34,95	-4,71	153,80
71	-27,65	-75,47	141,85	-47,36	-83,12	159,58	-30,04	-86,97	158,19	-51,81	-90,74	174,74
72	-48,04	-176,29	166,08	-66,99	-167,11	182,59	-50,96	-179,59	179,79	-71,76	-169,66	196,32
73	-75,20	-260,72	196,52	-90,87	-240,38	206,99	-77,89	-257,62	206,85	-95,51	-239,17	218,66
74	-109,67	-326,57	229,74	-119,86	-301,13	232,49	-111,35	-319,25	236,24	-123,90	-297,78	241,66
75	-150,04	-372,28	263,76	-153,82	-347,43	259,32	-149,63	-363,13	266,32	-156,46	-343,79	265,77
76	-197,37	-397,58	296,36	-194,65	-377,54	287,10	-194,52	-389,32	294,87	-195,62	-375,84	290,66
77	-231,68	-445,98	310,87	-225,83	-430,28	300,55	-227,09	-435,36	307,78	-225,74	-428,22	303,05
78	39,68	368,45	134,46	8,80	277,07	79,41	39,51	317,49	146,60	7,25	238,34	89,26
79	17,80	280,30	125,85	-6,52	196,28	88,04	19,04	238,90	138,73	-7,53	166,51	98,70
80	-2,46	167,51	114,11	-22,05	108,28	105,47	-1,57	137,50	128,03	-23,94	86,79	117,10
81	-14,18	48,44	115,77	-37,80	19,67	125,04	-14,65	28,87	129,38	-40,39	5,53	136,69
82	-30,13	-63,23	133,13	-55,10	-65,68	146,99	-30,90	-73,17	144,76	-57,91	-73,35	157,80
83	-53,12	-162,11	160,41	-75,39	-144,77	171,29	-53,59	-163,70	169,20	-78,02	-146,93	180,60
84	-83,08	-245,64	193,31	-99,72	-215,52	197,40	-82,65	-240,42	198,54	-101,80	-213,28	204,62
85	-118,57	-312,43	229,22	-128,10	-276,35	225,03	-116,53	-302,19	230,41	-129,13	-271,03	229,65
86	-160,68	-362,73	265,61	-161,67	-326,55	253,78	-156,51	-349,52	262,43	-161,29	-319,74	255,39
87	-206,46	-396,06	301,94	-199,26	-364,71	284,50	-198,89	-381,83	294,54	-196,41	-358,06	283,05
88	-239,00	-458,69	319,47	-228,63	-431,81	300,58	-228,13	-439,37	310,56	-223,39	-422,34	298,11
89	33,20	416,75	145,99	6,83	263,43	73,04	34,77	363,69	152,06	5,69	223,43	79,87
90	15,44	298,16	122,58	-8,70	190,61	80,48	16,74	259,43	131,13	-9,33	160,82	88,01
91	4,47	172,78	101,15	-25,77	109,96	95,51	3,99	144,79	111,38	-27,15	88,31	103,63
92	-9,08	52,31	108,31	-42,44	28,26	113,48	-8,96	34,93	116,93	-43,81	14,01	121,09
93	-30,38	-57,10	130,02	-60,51	-51,16	135,11	-29,54	-64,96	136,49	-61,54	-58,80	141,69
94	-57,38	-152,76	159,32	-81,21	-125,62	159,80	-55,41	-152,28	162,86	-81,61	-127,47	164,82
95	-89,44	-234,01	193,48	-105,03	-193,24	186,91	-85,85	-226,47	193,51	-104,43	-190,18	189,87
96	-127,34	-301,26	230,01	-133,02	-253,28	215,54	-121,71	-288,09	226,03	-131,12	-246,33	215,94
97	-167,78	-354,03	268,01	-163,97	-304,97	245,62	-159,48	-336,79	259,64	-160,20	-295,32	243,00
98	-213,88	-393,57	305,16	-200,01	-348,55	276,62	-203,08	-374,07	292,05	-194,41	-337,73	270,50
99	-251,46	-466,41	322,66	-231,49	-423,99	292,93	-238,61	-440,76	307,32	-224,41	-409,01	285,18
100	70,14	573,00	98,48	7,12	258,17	66,35	65,54	520,32	110,18	4,81	218,77	72,32
101	36,90	339,69	83,92	-8,57	189,43	70,36	35,06	301,06	92,23	-9,52	160,09	75,71
102	21,36	193,16	81,66	-26,79	113,22	81,34	21,33	166,61	86,81	-27,28	92,04	85,93
103	-6,00	67,10	99,51	-44,66	35,74	97,57	-4,79	51,00	103,13	-44,59	21,83	101,41
104	-35,17	-42,13	124,16	-63,48	-39,98	118,31	-32,37	-48,76	125,41	-62,61	-47,29	120,95
105	-66,10	-137,47	154,59	-84,07	-111,59	142,82	-61,44	-135,61	152,94	-82,15	-112,92	143,87
106	-99,36	-220,19	188,53	-107,40	-177,60	169,94	-92,60	-210,84	183,51	-104,18	-173,59	169,60
107	-134,01	-290,43	225,07	-132,87	-236,88	199,01	-124,77	-274,61	216,33	-128,00	-228,23	195,67
108	-175,05	-349,98	261,54	-162,60	-290,17	228,55	-163,10	-328,73	248,73	-155,88	-277,70	222,36
109	-216,93	-397,59	299,18	-193,50	-337,03	259,50	-201,16	-372,15	282,11	-183,98	-321,74	250,13
110	-247,01	-477,28	318,32	-218,65	-413,38	276,50	-227,35	-443,07	299,39	-206,16	-391,56	265,73
111	9,83	507,49	15,82	5,81	257,36	64,36	9,76	466,22	15,56	5,43	222,61	66,58
112	-4,95	324,96	42,73	-9,26	188,40	67,48	-3,94	290,04	43,94	-8,98	160,75	69,48
113	-3,31	191,83	78,80	-25,97	116,21	76,82	-1,24	167,65	79,97	-25,47	95,99	78,07
114	-19,42	73,63	99,22	-42,86	43,14	91,70	-16,65	59,07	98,23	-41,77	29,65	91,88
115	-42,42	-30,51	125,56	-60,87	-28,24	111,64	-38,19	-36,00	122,21	-58,82	-35,49	110,52
116	-70,25	-123,07	156,16	-80,84	-95,84	135,64	-64,17	-120,29	149,91	-77,60	-97,30	132,91
117	-101,69	-204,39	190,36	-103,02	-158,15	162,55	-93,35	-194,10	180,82	-98,36	-154,28	157,89
118	-138,27	-275,03	226,29	-128,73	-214,77	190,87	-127,36	-258,09	213,11	-122,41	-206,05	183,91
119	-173,80	-333,36	264,55	-154,72	-264,81	220,51	-159,82	-310,65	247,45	-146,30	-251,81	210,88
120	-216,66	-381,87	301,64	-184,79	-309,93	249,69	-199,73	-354,33	280,32	-174,30	-293,35	236,96
121	-255,99	-464,80	318,76	-213,08	-382,58	264,75	-236,39	-427,73	295,13	-200,57	-358,64	250,25
122	1,06	419,78	16,33	6,40	255,88	61,99	-0,41	372,11	16,23	5,81	223,28	62,99
123	-17,74	322,63	29,56	-8,39	187,99	64,65	-17,50	288,37	28,91	-7,95	162,56	65,04
124	-31,82	200,35	57,83	-24,49	117,45	72,56	-30,47	176,01	56,01	-23,39	98,64	71,87
125	-40,52	90,08	89,70	-40,58	46,65	86,02	-37,21	75,51	86,17	-38,59	34,05	84,07
126	-57,81	-11,98	119,61	-57,81	-22,29	104,63	-52,73	-17,68	113,58	-54,72	-29,11	101,27
127	-81,06	-103,76	151,99	-77,15	-87,34	127,46	-73,90	-101,20	143,20	-72,76	-88,68	122,54
128	-109,09	-185,53	186,56	-98,88	-147,07	153,21	-99,66	-175,37	174,65	-93,03	-143,22	146,50
129	-139,58	-257,02	223,48	-121,63	-200,73	180,94	-127,57	-239,94	208,13	-114,13	-191,97	172,13
130	-179,50	-320,60	260,02	-149,39	-249,75	208,53	-164,70	-297,29	240,92	-140,13	-236,44	197,26
131	-215,81	-372,35	299,10	-175,29	-292,72	237,16	-197,64	-343,51	276,05	-163,78	-275,24	223,09
132	-240,55	-457,67	321,05	-194,42	-360,26	253,57	-219,02	-419,30	296,14	-180,46	-335,44	238,15
133	0,10	402,70	9,86	6,80	253,80	59,77	-0,56	357,19	9,02	6,51	224,90	59,54
134	-16,73	300,87	21,39	-7,40	187,38	61,76	-15,66	267,14	19,55	-6,70	164,81	60,77
135	-33,78	200,35	45,67	-22,39	118,83	68,33	-31,74	176,88	41,80	-20,86	102,10	65,96
136	-52,66	97,33	74,57	-37,35	50,22	80,26	-49,07	82,85	68,56	-34,74	38,89	76,49
137	-70,04	1,66	108,31	-53,55	-16,49	97,46	-64,33	-4,28	100,06	-49,68	-22,68	92,28
138	-91,57	-86,89	143,18	-71,62	-79,13	119,10	-83,69	-84,90	132,33	-66,39	-80,36	112,45

139	-117,71	-167,43	179,10	-92,35	-136,42	143,71	-107,46	-157,95	165,42	-85,66	-132,80	135,46
140	-148,29	-239,96	215,52	-116,24	-188,15	169,55	-135,59	-223,45	198,73	-108,04	-179,77	159,48
141	-175,20	-301,78	254,94	-137,48	-233,01	197,03	-159,81	-278,81	234,71	-127,60	-220,01	184,85
142	-216,42	-359,27	291,59	-165,79	-274,86	222,67	-198,18	-330,40	267,68	-154,22	-257,49	208,01
143	-260,00	-454,10	307,20	-194,52	-340,77	234,74	-239,01	-415,58	281,29	-181,17	-316,25	218,63
144	-0,03	390,36	8,86	7,14	251,53	57,68	-0,05	350,25	7,88	7,13	227,72	56,63
145	-17,74	291,57	17,91	-6,02	186,86	58,81	-16,14	261,03	15,49	-5,10	168,04	56,81
146	-32,90	193,44	39,22	-19,81	120,46	63,75	-29,85	171,59	34,26	-17,92	106,38	60,16
147	-51,17	99,43	66,02	-33,68	53,70	74,36	-46,50	85,71	58,67	-30,63	44,05	69,31
148	-73,01	9,11	96,72	-48,58	-10,98	90,08	-66,58	2,93	87,00	-44,27	-16,32	83,70
149	-94,60	-74,23	131,55	-65,57	-71,13	110,26	-86,13	-73,10	119,49	-59,94	-72,21	102,56
150	-117,99	-150,73	168,54	-84,08	-125,49	133,74	-107,40	-142,56	153,96	-77,11	-122,31	124,69
151	-145,56	-220,86	206,01	-104,65	-174,15	159,03	-132,64	-205,87	188,74	-96,30	-166,63	148,51
152	-183,30	-287,47	240,48	-132,47	-219,26	182,81	-167,89	-265,89	220,32	-122,73	-207,31	170,62
153	-206,40	-340,88	280,52	-151,81	-255,92	208,78	-188,40	-313,19	257,09	-140,53	-239,55	194,63
154	-220,02	-426,66	306,17	-162,68	-312,02	225,28	-199,37	-389,53	280,94	-149,61	-288,89	209,99
155	3,12	383,65	10,54	7,97	251,29	55,20	3,79	351,53	9,69	8,24	233,87	53,86
156	-13,89	285,32	17,48	-5,19	188,51	55,80	-11,73	260,15	15,14	-4,07	174,22	53,43
157	-30,13	189,52	35,25	-16,48	122,54	59,26	-26,41	171,00	30,26	-14,29	111,66	55,25
158	-47,67	98,24	60,60	-27,59	56,75	67,71	-42,24	86,11	53,21	-24,33	49,20	62,39
159	-67,17	13,60	90,63	-42,54	-6,26	82,50	-60,03	7,74	81,01	-38,16	-10,49	76,00
160	-90,87	-65,85	122,15	-59,65	-64,31	101,90	-82,07	-65,55	110,36	-54,15	-65,19	94,29
161	-115,29	-138,90	155,54	-78,41	-116,36	123,41	-104,75	-132,43	141,62	-71,82	-113,75	114,72
162	-137,91	-204,00	192,00	-96,75	-161,76	146,73	-125,67	-191,41	175,81	-89,14	-155,51	136,94
163	-157,30	-259,62	232,16	-111,73	-199,15	173,16	-143,19	-240,99	213,51	-103,08	-189,05	162,15
164	-203,66	-321,41	261,69	-144,15	-237,90	193,62	-187,24	-296,58	240,58	-134,41	-223,69	181,29
165	-253,31	-417,99	269,91	-177,73	-297,51	199,76	-234,43	-384,16	247,42	-166,73	-277,50	186,57
166	1,76	379,93	10,17	7,53	254,82	58,69	2,79	357,04	9,66	8,11	243,77	56,86
167	-10,96	282,81	17,80	-2,30	192,42	54,56	-8,74	264,38	16,02	-1,17	182,84	52,17
168	-19,70	189,17	35,29	-13,78	129,50	52,89	-15,94	175,27	31,31	-11,71	121,99	49,51
169	-34,79	101,48	58,16	-23,65	64,78	62,06	-29,57	92,09	52,13	-20,71	59,51	57,68
170	-53,29	20,23	86,62	-31,36	1,22	76,43	-46,68	15,40	78,70	-27,60	-1,72	71,14
171	-73,83	-54,35	118,85	-45,53	-56,09	95,43	-65,81	-54,44	109,19	-40,97	-56,63	89,30
172	-100,34	-124,41	150,33	-65,17	-106,44	117,64	-90,97	-119,63	138,98	-59,88	-104,43	110,72
173	-133,28	-191,48	178,39	-90,28	-152,40	137,87	-122,47	-181,64	165,44	-84,28	-147,62	130,23
174	-167,40	-253,49	205,35	-118,08	-194,63	155,04	-155,25	-238,49	190,71	-111,42	-186,86	146,68
175	-167,31	-288,38	249,91	-122,11	-217,93	182,93	-154,31	-268,53	233,14	-114,96	-207,05	173,74
176	-161,88	-349,05	282,86	-119,17	-255,80	204,49	-147,73	-322,45	264,68	-111,33	-241,01	194,69
177	5,76	355,88	8,59	7,18	263,73	52,85	6,63	342,16	8,61	7,45	257,01	51,28
178	-19,03	266,90	11,31	-13,21	201,27	59,19	-17,06	255,66	10,57	-12,49	195,54	57,28
179	-45,21	185,04	27,08	-19,68	139,17	61,93	-41,82	176,36	24,85	-18,42	134,70	59,59
180	-58,63	109,65	54,14	-25,59	75,90	56,35	-54,29	103,66	50,46	-23,72	72,79	53,67
181	-63,87	35,17	80,14	-44,96	15,47	65,35	-58,88	32,12	75,22	-42,46	13,76	62,12
182	-69,01	-36,02	109,15	-51,22	-37,07	89,28	-63,44	-35,95	103,04	-48,42	-37,29	85,47
183	-75,63	-96,12	146,89	-52,67	-84,83	116,09	-69,38	-92,82	139,58	-49,64	-83,40	111,81
184	-87,14	-144,29	189,68	-57,93	-122,20	148,39	-80,17	-137,73	181,14	-54,62	-119,05	143,63
185	-113,29	-191,81	225,31	-75,97	-152,64	178,16	-105,32	-181,65	215,75	-72,23	-147,65	172,98
186	-190,21	-272,98	227,67	-134,65	-205,37	181,11	-180,53	-258,31	217,66	-130,21	-198,20	175,76
187	-258,67	-378,31	213,77	-186,22	-275,16	169,76	-247,34	-358,24	203,64	-181,12	-265,55	164,33
188	-25,44	246,09	-8,74	32,44	245,21	75,52	-24,85	240,12	-8,67	31,98	241,61	74,97
189	-32,30	177,64	13,58	31,45	179,41	46,55	-31,60	172,79	13,11	31,09	176,53	46,18
190	-30,72	113,04	28,94	1,44	114,16	23,12	-29,95	109,51	28,12	1,60	112,10	22,61
191	-38,58	43,21	18,00	-34,50	52,41	47,46	-37,57	41,32	17,36	-33,95	51,14	46,36
192	-60,89	-28,23	18,69	-37,95	-2,84	55,22	-59,34	-28,32	17,95	-37,52	-3,29	54,09
193	-89,64	-100,51	29,02	-53,49	-66,99	38,95	-87,39	-98,68	27,94	-52,91	-66,44	38,08
194	-119,85	-177,62	40,48	-78,79	-133,42	38,53	-116,97	-173,76	38,95	-77,89	-131,86	37,58
195	-146,33	-257,87	60,16	-104,43	-200,69	51,58	-142,87	-251,84	58,11	-103,19	-198,12	50,39
196	-159,05	-331,60	104,21	-119,62	-262,67	86,16	-155,32	-323,47	101,22	-118,18	-259,15	84,57
197	-127,88	-376,71	197,07	-98,68	-298,73	165,35	-124,55	-366,87	192,40	-97,30	-294,44	163,02
198	-110,19	-461,80	265,13	-85,96	-365,21	224,00	-106,93	-449,55	259,24	-84,54	-359,92	221,13
199	20,56	175,03	-66,31	-6,90	179,74	-133,61	20,11	172,16	-65,34	-6,79	178,31	-132,83
200	9,87	132,89	-59,63	-26,05	102,18	-74,31	9,56	130,63	-58,64	-25,81	101,22	-74,02
201	-2,37	81,52	-26,28	-15,12	75,63	-2,37	-2,49	80,13	-25,81	-15,10	74,70	-2,39
202	-2,51	50,42	20,55	3,48	54,92	3,77	-2,63	49,45	20,18	3,33	54,27	4,01
203	9,19	33,71	42,87	4,92	15,77	14,97	8,85	32,93	42,11	4,88	15,63	14,98
204	26,49	17,28	44,64	16,51	-4,63	41,03	25,82	16,62	43,88	16,39	-4,64	40,60
205	45,78	-2,64	34,76	33,54	-18,74	39,46	44,81	-3,04	34,25	33,26	-18,70	39,06
206	63,46	-30,65	3,65	49,92	-38,92	13,13	62,21	-30,64	3,65	49,48	-38,76	12,99
207	73,87	-79,01	-70,41	60,09	-74,96	-49,91	72,50	-78,22	-69,20	59,56	-74,52	-49,50
208	60,28	-173,24	-220,46	49,99	-150,24	-180,95	59,13	-170,91	-216,89	49,52	-149,19	-179,47
209	21,18	-351,18	-319,01	17,57	-299,46	-267,48	20,63	-346,03	-313,92	17,33	-297,20	-265,32

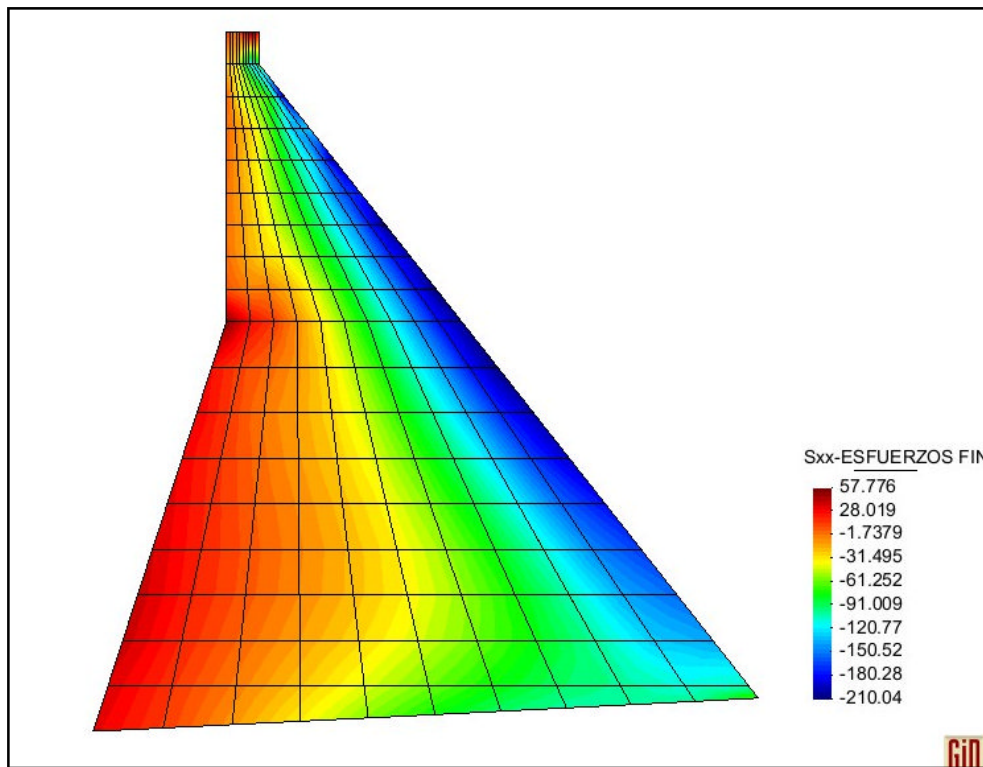
**Tabla A. 8** Esfuerzos en la Presa Chontal trabajando con distintos f'c de hormigón

ESFUERZOS A LOS QUE SE VE SOMETIDA LA PRESA CHONTAL (varios f'c)												
NUDO	AL INICIO DE LA VIDA ÚTIL						AL FINAL DE LA VIDA ÚTIL					
	SECCIÓN REAL			SECCIÓN EQUIVALENTE			SECCIÓN REAL			SECCIÓN EQUIVALENTE		
	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\tau_{xy}$	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\tau_{xy}$	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\tau_{xy}$	$\sigma_x$	$\sigma_y$	$\tau_{xy}$
1	42,15	308,06	161,45	74,29	491,33	199,14	29,07	264,84	198,52	71,03	504,42	248,27
2	11,47	146,58	149,94	6,85	130,07	162,54	-3,58	97,74	194,70	-5,20	98,45	211,31
3	-6,85	48,78	139,94	-13,24	19,33	144,31	-18,05	19,02	184,65	-21,22	5,26	188,21
4	-24,51	-37,13	145,37	-30,17	-57,47	158,64	-33,93	-57,23	191,51	-37,14	-64,90	205,19
5	-39,02	-96,08	168,89	-47,45	-133,57	176,19	-45,68	-99,41	219,68	-53,47	-135,00	224,48
6	-66,43	-217,55	195,07	-71,24	-232,46	210,28	-73,82	-222,88	248,17	-76,24	-225,95	262,77
7	-90,10	-320,81	219,47	-105,58	-382,36	247,93	-95,61	-317,09	271,12	-113,20	-387,59	302,59
8	-120,90	-453,62	255,89	-120,00	-446,70	260,44	-128,51	-460,56	307,16	-128,33	-457,14	312,02
9	-127,39	-479,93	265,53	-125,97	-472,76	265,59	-136,33	-495,55	313,40	-135,96	-493,09	314,44
10	-126,68	-472,08	271,18	-123,98	-459,98	268,56	-138,31	-503,39	315,35	-136,35	-494,25	313,98
11	-84,58	-307,49	194,02	-83,34	-303,13	190,52	-99,73	-356,72	237,85	-98,74	-353,22	234,94
12	48,23	320,92	142,96	53,04	469,48	140,21	54,69	277,69	177,23	60,80	472,45	176,85
13	20,18	162,43	135,88	12,06	155,84	133,16	20,19	117,89	175,12	12,18	131,96	172,87
14	1,20	56,92	131,61	-0,70	27,82	137,50	-5,02	26,92	173,18	-5,24	13,46	178,43
15	-26,41	-27,76	140,34	-25,56	-56,64	152,12	-37,75	-47,55	183,04	-33,90	-65,51	194,52
16	-50,43	-102,66	164,46	-39,21	-127,21	170,83	-64,75	-110,75	210,45	-47,23	-128,65	214,78
17	-58,31	-215,04	187,14	-63,15	-231,04	205,71	-69,52	-219,93	234,84	-72,48	-227,67	252,64
18	-61,99	-314,45	214,53	-94,24	-372,64	242,99	-68,02	-311,11	261,68	-105,61	-377,17	291,86
19	-98,60	-439,74	251,05	-111,01	-437,01	258,54	-107,47	-445,12	297,06	-121,70	-446,45	305,24
20	-121,23	-474,55	266,85	-122,04	-465,77	266,07	-132,55	-488,51	309,85	-134,03	-484,45	309,98
21	-140,70	-460,91	267,35	-139,08	-449,15	263,39	-153,25	-489,02	307,93	-152,50	-480,63	305,15
22	-136,27	-340,09	219,20	-135,00	-334,02	214,99	-151,05	-385,73	258,28	-150,49	-380,89	254,88
23	45,59	312,15	142,32	38,25	389,75	124,11	46,59	258,73	174,98	37,18	364,46	154,28
24	22,29	175,82	136,61	11,80	183,15	130,86	22,84	134,10	169,43	11,08	165,06	162,77
25	2,28	69,18	133,13	2,18	44,10	138,25	-1,75	38,69	167,47	-0,97	28,66	171,68
26	-17,03	-10,18	140,83	-15,65	-43,13	150,83	-25,70	-29,56	175,71	-22,59	-53,20	184,83
27	-31,74	-97,67	159,98	-38,29	-112,34	170,00	-43,44	-109,85	196,55	-49,42	-115,74	205,09
28	-47,90	-195,28	180,63	-62,11	-216,65	203,96	-61,31	-199,34	217,91	-76,07	-217,67	241,39
29	-67,17	-295,66	210,58	-85,84	-342,45	236,38	-81,82	-295,28	247,31	-100,68	-344,57	275,15
30	-92,94	-412,21	246,65	-105,02	-412,69	253,91	-107,54	-414,36	282,52	-119,82	-419,29	290,86
31	-121,83	-459,52	268,57	-129,36	-446,51	266,19	-135,93	-469,14	302,16	-144,00	-460,85	300,84
32	-163,20	-444,04	274,71	-163,01	-432,64	268,81	-179,27	-466,16	305,70	-179,81	-458,78	301,32
33	-182,67	-398,93	268,42	-177,16	-387,21	261,28	-202,70	-438,36	297,85	-197,69	-428,47	292,29
34	43,98	301,29	139,88	30,35	331,44	116,77	44,59	244,16	165,75	27,82	293,92	138,90
35	24,18	187,16	135,60	15,86	192,84	124,96	25,09	147,76	162,92	15,35	175,21	149,82
36	5,07	83,73	133,14	1,48	59,79	138,13	1,76	53,93	161,68	-2,67	44,30	165,35
37	-12,30	4,08	140,35	-17,60	-22,87	149,53	-19,50	-16,19	169,28	-25,28	-33,25	177,07
38	-27,28	-81,84	154,72	-37,71	-99,24	169,96	-38,30	-95,44	183,68	-49,11	-105,25	198,29
39	-43,64	-169,14	172,44	-61,84	-194,56	199,80	-57,23	-174,07	200,91	-76,47	-198,21	229,40
40	-62,11	-271,78	205,54	-85,52	-304,52	229,21	-77,71	-273,04	233,86	-101,26	-305,30	258,80
41	-90,47	-384,97	246,92	-107,09	-383,39	252,85	-106,14	-384,13	274,32	-122,61	-386,64	281,37
42	-130,44	-436,58	275,35	-136,03	-419,70	269,85	-145,92	-440,40	300,34	-151,15	-428,46	296,46
43	-179,63	-437,84	295,24	-178,78	-424,96	284,64	-193,55	-450,98	318,05	-193,36	-443,06	309,70
44	-208,62	-441,93	301,99	-205,38	-428,58	288,88	-222,73	-468,60	325,28	-220,75	-459,23	314,52
45	35,30	293,47	133,57	14,84	294,49	100,73	35,13	237,63	155,80	10,88	254,99	118,94
46	18,65	195,65	129,63	2,78	187,77	111,77	18,85	156,50	152,76	-0,09	166,39	131,80
47	2,52	97,60	127,77	-8,68	73,16	129,99	-0,60	68,54	152,14	-14,40	57,51	152,33
48	-12,93	18,91	133,91	-27,29	-5,15	146,12	-19,23	-1,62	158,33	-35,67	-16,06	169,37
49	-27,92	-62,01	146,73	-51,51	-84,36	166,06	-37,51	-75,80	170,73	-63,10	-92,01	189,72
50	-44,67	-146,11	164,17	-62,75	-173,29	188,52	-56,73	-151,97	187,16	-75,44	-178,23	212,19
51	-70,57	-249,18	199,45	-72,84	-271,27	218,60	-85,03	-251,33	221,38	-84,94	-271,55	241,65
52	-110,85	-362,57	246,86	-107,06	-356,44	250,69	-125,98	-361,02	267,01	-120,26	-357,44	272,62
53	-154,69	-420,04	282,57	-144,10	-394,88	273,30	-168,32	-418,75	299,96	-157,07	-398,72	293,21
54	-201,07	-435,46	309,59	-185,97	-417,23	297,12	-211,89	-440,47	324,09	-197,80	-428,32	315,19
55	-232,45	-469,07	321,00	-218,41	-454,77	310,29	-242,62	-482,39	334,91	-230,85	-475,16	328,24
56	32,59	292,02	126,76	10,67	266,57	87,78	32,87	239,61	145,70	7,71	228,78	102,92
57	15,66	204,57	122,11	-2,70	179,92	99,52	16,11	165,82	141,84	-5,32	155,66	115,98
58	-1,53	112,32	118,55	-16,19	84,74	119,47	-3,85	83,84	139,39	-21,32	67,99	137,95
59	-15,34	34,18	124,31	-29,42	8,37	137,63	-20,34	13,83	145,20	-36,35	-3,32	157,08
60	-31,55	-45,16	136,41	-44,51	-63,08	155,14	-39,25	-59,05	156,57	-52,95	-70,93	174,62
61	-50,66	-120,44	154,47	-63,17	-143,30	176,81	-60,32	-126,31	173,14	-73,39	-148,18	195,60
62	-79,19	-232,45	195,47	-92,98	-249,91	213,50	-90,46	-234,92	212,59	-104,68	-252,13	231,32
63	-120,65	-345,47	248,45	-126,85	-329,45	246,87	-131,55	-343,00	262,89	-138,27	-328,76	263,14
64	-168,94	-407,07	287,87	-160,95	-372,27	271,76	-178,03	-401,70	298,18	-171,16	-372,02	285,62
65	-217,75	-431,77	318,73	-206,06	-405,36	304,49	-222,81	-429,05	324,88	-214,09	-409,77	315,89

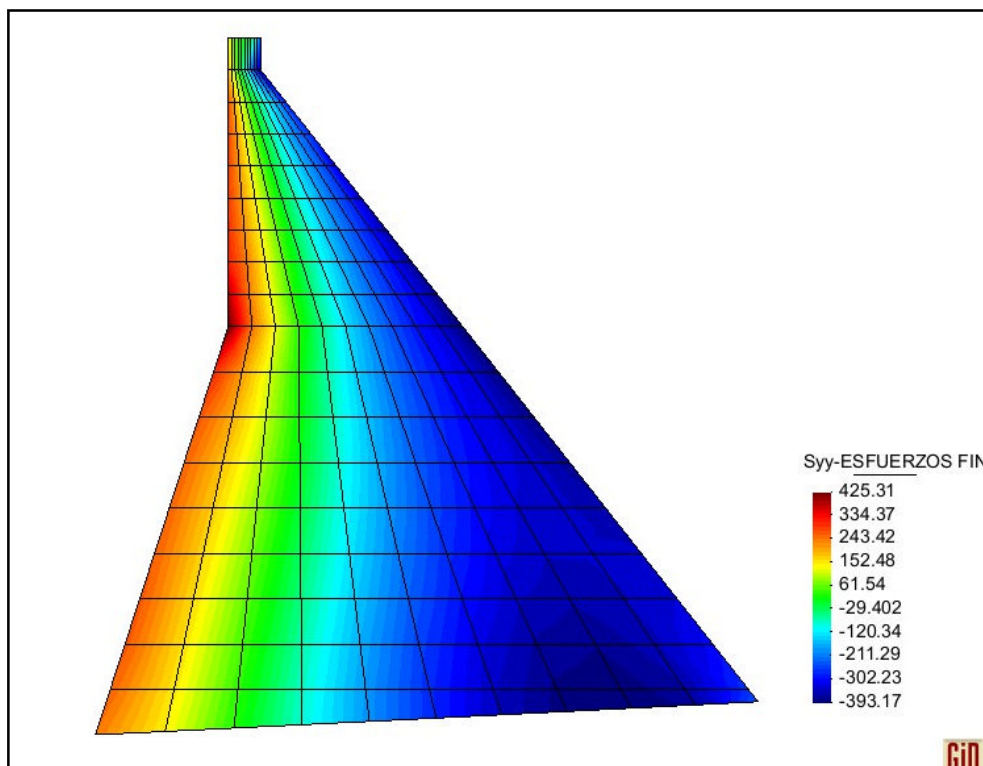
66	-251,28	-483,35	332,28	-241,89	-465,60	323,13	-253,39	-482,70	337,60	-248,62	-474,81	334,42
67	29,21	299,87	122,81	7,57	246,07	80,13	29,69	249,67	138,43	5,53	209,01	92,47
68	12,69	217,29	114,92	-5,03	173,42	89,30	13,34	179,42	131,35	-6,84	147,84	102,60
69	-5,36	126,82	107,47	-19,25	90,99	106,98	-6,84	98,72	125,05	-23,10	72,81	121,80
70	-20,26	47,80	113,10	-32,34	19,97	125,40	-23,82	28,17	130,47	-37,71	7,34	140,94
71	-32,45	-31,34	124,16	-45,24	-45,25	142,36	-37,67	-44,69	140,49	-51,65	-53,18	157,65
72	-45,64	-94,41	147,80	-68,70	-110,92	169,32	-51,56	-100,22	162,25	-76,58	-115,72	183,91
73	-91,66	-220,89	198,45	-114,14	-229,85	212,03	-99,40	-223,28	210,79	-123,86	-232,93	225,71
74	-144,03	-329,22	250,93	-145,27	-303,12	241,35	-150,95	-325,00	259,44	-154,28	-300,96	252,32
75	-182,51	-393,43	289,58	-172,39	-351,89	265,82	-185,59	-384,15	292,99	-178,88	-348,17	273,62
76	-224,72	-427,98	323,98	-216,32	-394,96	304,41	-223,29	-418,22	322,02	-219,75	-393,36	309,10
77	-260,21	-490,37	340,88	-254,27	-472,42	328,20	-255,65	-476,64	336,91	-255,85	-470,81	331,91
78	31,22	326,76	121,74	3,95	232,70	71,90	31,34	277,97	134,26	1,93	196,11	81,93
79	11,76	238,79	108,62	-9,46	168,24	79,50	12,76	200,86	121,90	-11,04	141,56	90,18
80	-7,85	136,80	96,18	-25,69	95,51	95,19	-8,11	110,66	110,43	-28,61	76,38	106,73
81	-20,18	58,02	101,09	-41,80	30,11	112,56	-22,28	39,62	114,73	-45,87	16,83	124,33
82	-40,55	-15,84	116,76	-61,77	-30,31	133,82	-43,63	-27,68	128,82	-66,85	-38,49	145,28
83	-67,67	-89,78	146,37	-85,47	-102,54	165,63	-71,61	-96,67	156,59	-91,29	-108,34	176,52
84	-102,98	-216,36	195,96	-114,81	-199,69	198,53	-105,82	-216,96	203,52	-119,92	-201,42	208,02
85	-138,69	-316,34	247,82	-143,88	-274,06	228,45	-138,77	-308,85	250,79	-147,50	-270,51	234,71
86	-182,47	-379,83	289,03	-174,32	-334,86	261,13	-179,42	-366,45	285,93	-176,21	-328,14	263,42
87	-228,56	-422,61	327,20	-213,18	-383,47	301,66	-220,46	-406,12	318,06	-211,64	-376,30	300,04
88	-260,89	-493,63	346,17	-247,80	-464,84	326,07	-247,86	-468,16	334,78	-242,82	-453,25	323,16
89	20,87	400,41	133,93	3,85	221,17	66,93	22,59	349,34	141,11	2,74	184,75	74,01
90	0,61	252,77	103,69	-10,12	165,51	73,76	1,77	218,20	113,61	-10,95	139,00	81,52
91	-9,56	138,92	81,11	-29,49	99,71	87,49	-10,52	115,24	92,59	-31,62	80,19	95,93
92	-24,25	61,91	95,13	-50,58	37,23	104,09	-24,81	45,37	104,37	-53,28	23,62	112,35
93	-45,23	-5,40	114,25	-77,22	-21,19	128,04	-45,47	-15,43	121,87	-80,18	-29,66	135,81
94	-69,74	-91,92	148,68	-103,74	-101,28	157,68	-69,62	-98,41	154,34	-106,40	-107,04	164,78
95	-107,49	-213,03	196,85	-107,19	-165,89	177,30	-105,75	-211,51	198,94	-108,06	-166,23	182,53
96	-149,79	-305,73	243,14	-119,97	-246,66	211,79	-145,17	-295,28	239,97	-118,95	-241,94	213,73
97	-186,92	-367,02	286,59	-165,26	-319,97	256,59	-178,03	-349,47	277,62	-161,70	-310,36	254,38
98	-231,76	-414,89	327,51	-217,62	-367,08	295,16	-218,94	-392,52	311,98	-211,35	-355,02	288,14
99	-271,07	-496,77	346,47	-252,94	-447,79	314,87	-254,82	-463,54	327,75	-244,19	-428,84	305,68
100	73,77	574,10	97,03	2,58	218,75	60,27	69,30	522,09	109,17	0,28	183,52	66,98
101	27,82	284,55	80,06	-11,02	166,03	64,14	27,25	252,22	89,06	-12,24	139,77	70,17
102	5,55	149,75	73,47	-29,02	104,18	75,43	6,86	128,69	79,52	-30,09	84,84	80,74
103	-22,18	73,53	88,52	-46,73	43,03	92,46	-20,31	58,49	93,17	-47,48	29,55	97,27
104	-47,43	5,39	107,98	-61,52	-17,16	113,34	-44,81	-3,81	110,95	-61,55	-25,61	117,22
105	-77,23	-84,67	141,93	-78,14	-82,17	136,38	-73,61	-90,04	142,80	-77,20	-86,67	139,04
106	-114,05	-205,62	190,63	-103,88	-138,45	158,85	-107,70	-202,16	187,70	-102,03	-138,57	159,61
107	-151,49	-295,36	235,61	-144,03	-225,54	198,30	-141,79	-281,88	227,43	-140,58	-220,06	195,95
108	-194,89	-361,99	274,39	-179,06	-311,40	242,11	-181,73	-340,21	260,59	-172,50	-298,81	235,85
109	-235,22	-416,64	315,43	-205,99	-359,57	277,07	-216,98	-387,71	295,86	-195,26	-342,17	266,52
110	-264,78	-506,69	336,78	-233,72	-441,06	296,14	-241,25	-464,14	314,55	-218,96	-413,88	283,58
111	5,52	507,40	10,13	3,32	221,48	57,35	5,46	465,51	10,19	3,17	191,14	60,41
112	-11,28	283,65	38,93	-10,35	166,65	60,73	-9,92	253,87	40,39	-10,10	141,81	63,61
113	-9,42	152,95	74,89	-26,57	107,82	70,27	-6,99	133,90	76,68	-26,29	89,15	72,54
114	-27,84	79,62	87,45	-41,56	47,63	85,13	-24,37	66,00	88,08	-40,87	34,43	86,50
115	-49,09	14,64	106,17	-57,91	-11,47	104,59	-44,51	6,40	105,20	-56,45	-19,83	104,81
116	-74,75	-69,78	142,19	-77,20	-63,15	125,36	-68,94	-73,59	138,78	-74,69	-67,11	124,11
117	-114,15	-190,39	191,48	-99,06	-117,64	150,58	-105,55	-185,25	183,90	-95,13	-117,76	147,54
118	-153,94	-281,49	235,08	-132,18	-201,46	194,41	-141,87	-266,71	222,15	-126,20	-196,21	188,36
119	-186,99	-342,92	275,87	-171,80	-288,99	237,97	-171,13	-319,93	257,54	-162,89	-275,98	227,80
120	-230,84	-396,92	314,53	-203,40	-333,87	265,90	-211,41	-366,65	290,44	-191,70	-315,50	251,37
121	-271,90	-487,60	332,47	-230,33	-410,92	281,94	-248,86	-443,62	305,26	-215,67	-382,04	265,04
122	-0,23	411,26	23,57	3,75	223,20	55,52	-1,67	362,94	22,96	3,42	194,51	57,34
123	-17,41	293,68	37,61	-9,54	168,24	57,78	-16,94	263,23	36,50	-9,01	145,31	59,11
124	-31,01	164,75	60,37	-25,11	109,47	65,11	-29,71	145,20	58,70	-23,97	91,96	65,52
125	-39,40	92,48	80,99	-40,37	49,97	77,89	-36,29	78,99	78,75	-38,45	37,56	77,18
126	-57,40	27,54	101,25	-56,37	-6,87	95,84	-52,34	19,50	97,57	-53,48	-14,61	93,82
127	-82,40	-51,53	136,51	-75,74	-57,48	118,66	-75,37	-54,73	130,47	-71,59	-60,93	115,14
128	-113,80	-170,89	186,84	-97,47	-108,98	142,36	-104,00	-164,94	176,68	-91,94	-108,37	137,23
129	-147,44	-261,54	231,08	-123,58	-185,12	183,41	-134,24	-246,25	216,08	-116,08	-179,63	175,48
130	-190,46	-330,36	268,90	-158,07	-275,54	229,83	-173,70	-306,86	248,88	-147,72	-262,05	217,82
131	-224,79	-385,17	310,16	-186,01	-315,16	256,82	-204,05	-353,89	284,91	-172,83	-295,96	240,95
132	-248,41	-473,05	333,46	-209,02	-382,72	270,94	-223,51	-428,51	305,64	-192,62	-353,08	253,18
133	-2,95	387,95	9,97	4,22	226,12	54,03	-3,52	342,32	9,33	4,19	200,32	54,50
134	-17,97	271,04	22,79	-9,07	170,51	55,32	-16,85	240,44	20,95	-8,21	149,99	55,15
135	-31,68	169,40	46,72	-24,48	112,03	60,82	-29,95	149,77	42,98	-22,76	96,36	59,47
136	-48,21	99,59	69,19	-39,75	53,26	71,91	-45,12	86,05	64,12	-36,92	42,09	69,31
137	-62,63	37,62	94,94	-56,22	-3,39	88,53	-57,75	29,51	88,38	-52,11	-10,31	84,60
138	-84,03	-39,27	128,88	-72,61	-54,78	110,36	-77,02	-41,91	120,29	-67,18	-57,68	104,98

139	-123,41	-147,92	173,96	-90,33	-100,15	135,64	-112,71	-142,03	162,08	-83,54	-99,27	128,59
140	-157,86	-243,48	220,23	-119,67	-174,17	177,28	-143,78	-228,25	203,87	-111,33	-168,28	167,46
141	-179,53	-310,79	263,42	-155,66	-254,87	216,27	-162,68	-287,48	242,55	-144,53	-241,75	203,35
142	-223,92	-371,87	302,16	-184,84	-294,64	239,62	-203,82	-340,96	276,54	-171,17	-275,89	223,66
143	-269,91	-469,49	318,19	-207,71	-357,94	253,06	-246,46	-426,08	290,01	-191,82	-329,29	235,18
144	-1,06	370,41	8,95	4,84	229,87	53,20	-1,04	330,74	8,01	5,03	208,28	52,65
145	-18,55	260,09	19,40	-8,13	173,26	53,75	-16,89	232,09	16,90	-7,05	155,97	52,37
146	-33,88	164,99	39,48	-23,12	114,95	57,85	-30,87	146,23	34,65	-20,98	101,70	55,05
147	-51,77	100,57	60,93	-38,41	56,26	67,80	-47,25	87,55	54,31	-34,99	46,76	63,66
148	-75,79	39,40	85,56	-55,19	-0,57	83,25	-69,26	31,55	77,23	-50,35	-6,43	77,81
149	-93,39	-33,71	112,57	-76,83	-53,60	103,41	-85,10	-35,70	102,69	-70,33	-55,83	96,67
150	-102,43	-119,63	155,90	-108,06	-98,08	130,21	-93,21	-115,27	143,07	-99,37	-96,79	121,93
151	-138,10	-227,14	210,97	-142,43	-163,72	169,39	-125,67	-212,79	193,77	-131,24	-157,30	158,94
152	-186,93	-297,67	249,29	-150,72	-227,19	191,55	-170,84	-275,66	228,46	-139,19	-215,14	179,57
153	-211,89	-353,44	293,30	-153,03	-280,52	217,93	-192,63	-324,11	268,47	-141,35	-262,76	203,34
154	-226,62	-443,47	321,20	-168,82	-347,17	241,16	-204,19	-402,75	294,16	-155,00	-320,46	224,60
155	0,50	359,60	9,15	5,85	234,05	52,21	1,27	328,12	8,40	6,24	218,08	51,19
156	-15,24	251,58	17,83	-6,88	177,04	52,60	-13,11	228,46	15,43	-5,66	163,82	50,62
157	-29,47	160,29	35,01	-19,13	117,77	55,84	-25,97	144,21	30,10	-16,78	107,50	52,32
158	-44,41	98,91	54,78	-31,75	58,77	64,13	-39,44	87,22	48,02	-28,26	51,35	59,35
159	-55,85	41,07	76,73	-47,87	1,97	78,52	-49,81	33,68	68,32	-43,18	-2,58	72,59
160	-79,84	-14,54	100,80	-64,51	-50,48	98,54	-71,92	-17,72	90,69	-58,70	-52,11	91,45
161	-118,14	-97,99	144,86	-76,21	-100,16	120,49	-107,13	-94,73	132,19	-69,76	-98,62	112,27
162	-148,30	-213,82	197,63	-91,03	-151,25	146,32	-134,80	-200,65	181,60	-83,79	-145,90	136,79
163	-164,13	-271,95	241,91	-114,19	-186,76	173,62	-149,02	-252,44	222,78	-105,28	-177,83	162,91
164	-215,06	-337,99	273,86	-163,46	-243,23	209,96	-197,47	-311,62	251,76	-152,19	-228,91	197,12
165	-268,84	-443,06	282,55	-207,80	-325,48	232,55	-248,48	-406,27	258,81	-194,35	-303,14	217,95
166	1,07	353,76	10,44	7,41	238,18	54,36	2,16	331,53	9,92	8,02	228,09	52,77
167	-11,87	246,70	17,59	-2,69	181,40	51,51	-9,70	229,71	15,75	-1,55	172,53	49,37
168	-20,65	157,75	32,33	-14,56	124,53	51,19	-17,07	145,62	28,46	-12,49	117,44	48,06
169	-34,66	99,42	49,25	-24,41	66,25	59,82	-29,71	90,29	43,78	-21,50	61,10	55,75
170	-54,99	45,52	70,43	-32,08	8,81	72,79	-48,35	39,43	63,48	-28,41	5,68	67,86
171	-68,60	-2,72	93,14	-44,82	-44,45	89,08	-60,83	-5,83	84,85	-40,46	-45,44	83,38
172	-92,56	-81,86	140,95	-64,16	-91,91	109,91	-83,58	-79,49	129,93	-58,95	-90,55	103,49
173	-141,32	-195,50	189,18	-85,72	-135,45	128,25	-129,82	-185,19	175,62	-79,82	-131,58	121,24
174	-180,09	-265,41	214,99	-111,98	-183,19	155,07	-166,76	-249,33	200,04	-105,68	-176,48	146,87
175	-177,78	-303,52	262,96	-131,57	-227,47	208,18	-163,59	-282,10	245,82	-124,23	-216,58	197,91
176	-171,37	-369,17	298,69	-142,40	-284,54	242,70	-155,98	-340,31	280,07	-133,71	-268,54	231,17
177	1,48	328,65	2,22	5,20	243,27	49,73	2,40	315,28	2,15	5,53	237,23	48,28
178	-19,84	231,90	8,94	-12,26	188,53	55,16	-17,96	221,43	8,05	-11,53	183,27	53,40
179	-41,35	153,87	25,11	-18,91	133,41	57,41	-38,17	146,18	22,84	-17,66	129,19	55,27
180	-53,17	104,85	44,71	-25,67	77,04	52,89	-49,03	98,90	41,26	-23,82	73,99	50,41
181	-55,57	55,66	61,99	-43,19	23,21	61,05	-50,97	51,60	57,52	-40,73	21,36	58,07
182	-67,15	8,76	83,24	-49,82	-23,68	81,90	-61,62	6,81	77,78	-47,01	-24,26	78,38
183	-80,76	-56,23	134,27	-51,93	-69,28	101,32	-73,69	-53,93	127,38	-48,92	-68,42	97,44
184	-90,97	-143,00	198,56	-60,87	-102,97	141,45	-83,20	-135,69	189,75	-57,40	-100,65	136,88
185	-115,31	-192,52	239,95	-90,12	-146,33	190,36	-107,07	-181,99	229,83	-85,56	-141,40	185,14
186	-198,38	-282,60	241,67	-155,93	-225,63	197,88	-188,47	-267,39	231,23	-150,48	-217,41	192,45
187	-271,99	-397,81	226,43	-208,68	-312,26	185,99	-260,43	-377,14	215,90	-202,78	-301,37	180,35
188	-17,91	221,91	2,67	29,33	226,82	73,33	-17,48	216,08	2,40	28,95	223,58	72,82
189	-22,89	157,34	21,72	27,01	165,78	44,97	-22,33	152,68	20,96	26,74	163,15	44,63
190	-22,53	101,42	34,65	-0,64	109,04	22,25	-21,85	98,10	33,54	-0,43	107,08	21,74
191	-32,37	53,62	25,09	-33,49	55,09	46,48	-31,42	51,44	24,13	-32,92	53,81	45,39
192	-55,66	5,85	27,34	-38,72	4,89	54,14	-54,02	4,98	26,22	-38,23	4,32	53,02
193	-77,24	-38,31	47,66	-54,66	-51,18	39,12	-75,18	-37,97	45,90	-54,02	-50,90	38,23
194	-112,62	-137,29	57,81	-79,74	-106,35	46,26	-110,11	-134,52	55,27	-78,76	-105,27	45,12
195	-156,32	-265,83	61,40	-106,32	-183,55	52,91	-152,79	-259,86	58,82	-105,12	-181,23	51,78
196	-171,97	-350,25	105,21	-122,67	-271,29	73,11	-167,94	-341,98	102,17	-121,57	-267,82	71,51
197	-137,91	-399,53	207,09	-100,50	-317,84	182,02	-134,41	-389,76	202,31	-99,47	-313,72	179,29
198	-119,10	-492,42	280,83	-93,08	-419,65	271,85	-115,78	-480,41	274,84	-91,83	-414,18	268,63
199	12,06	148,64	-58,58	-5,83	168,58	-127,70	11,77	146,00	-57,71	-5,73	167,28	-127,05
200	2,16	111,29	-48,01	-24,37	94,57	-67,45	1,98	109,20	-47,18	-24,18	93,66	-67,27
201	-7,94	71,08	-13,11	-13,86	73,01	3,62	-8,00	69,71	-12,78	-13,90	72,07	3,55
202	-7,03	49,09	29,71	3,76	55,73	6,86	-7,14	48,07	29,24	3,57	55,06	7,09
203	5,46	40,30	50,66	5,24	19,21	18,02	5,01	39,36	49,88	5,14	19,02	18,02
204	24,91	40,10	31,45	17,20	2,18	46,07	24,12	39,10	31,20	17,03	2,12	45,62
205	42,79	13,46	8,82	36,16	-7,88	37,87	41,88	13,04	9,11	35,76	-7,93	37,66
206	62,61	-23,06	-8,64	49,13	-33,22	19,71	61,34	-22,74	-8,55	48,73	-32,91	19,40
207	76,08	-75,06	-80,54	55,29	-60,27	-23,00	74,53	-74,23	-79,70	55,01	-60,03	-22,92
208	62,74	-177,15	-240,77	50,13	-143,58	-205,93	61,50	-174,90	-237,46	49,89	-142,50	-204,25
209	21,58	-369,33	-345,91	13,44	-357,53	-348,96	20,96	-364,39	-341,11	13,34	-354,96	-346,51

### A.3. GRÁFICAS DE ESFUERZOS CONSIDERANDO OTROS ESPECTROS

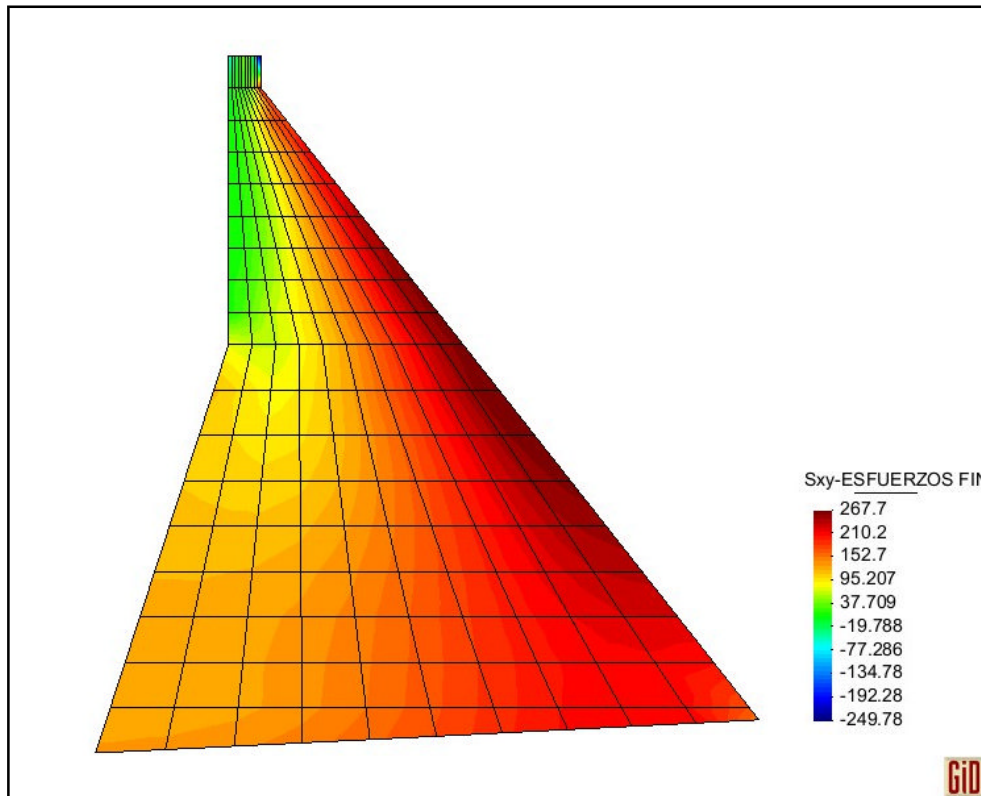


**Figura A. 25** Esfuerzos horizontales  $\sigma_x$  en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil (*Espectro Jubones* –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )

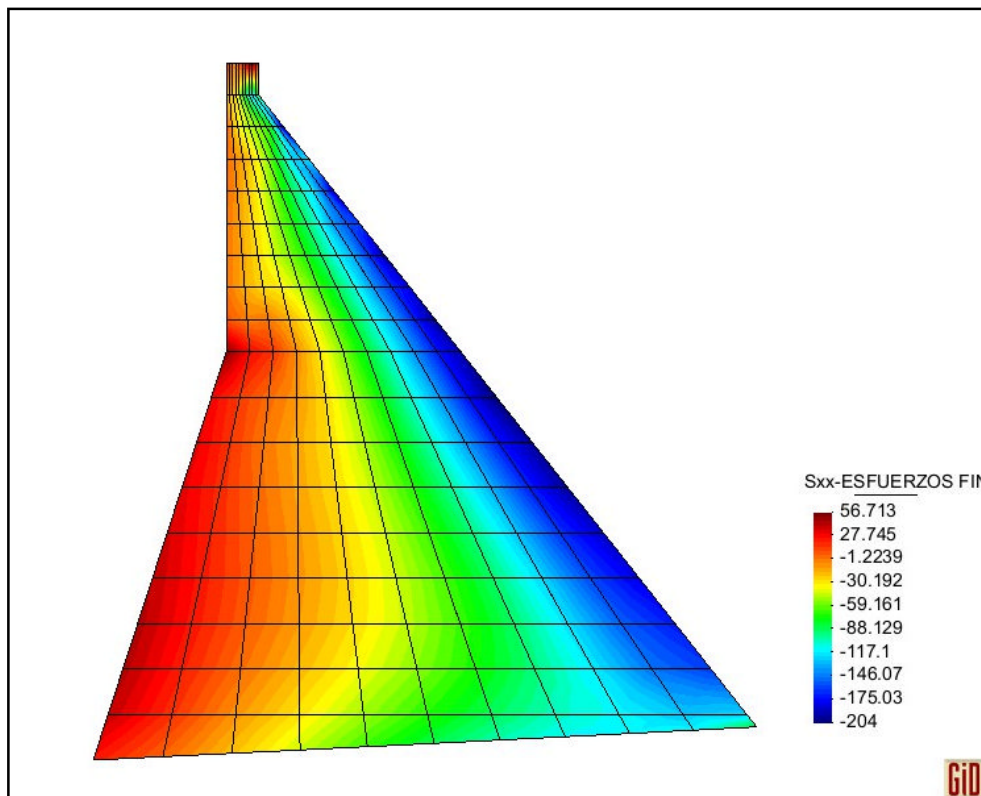


**Figura A. 26** Esfuerzos verticales  $\sigma_y$  en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil (*Espectro Jubones* –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )

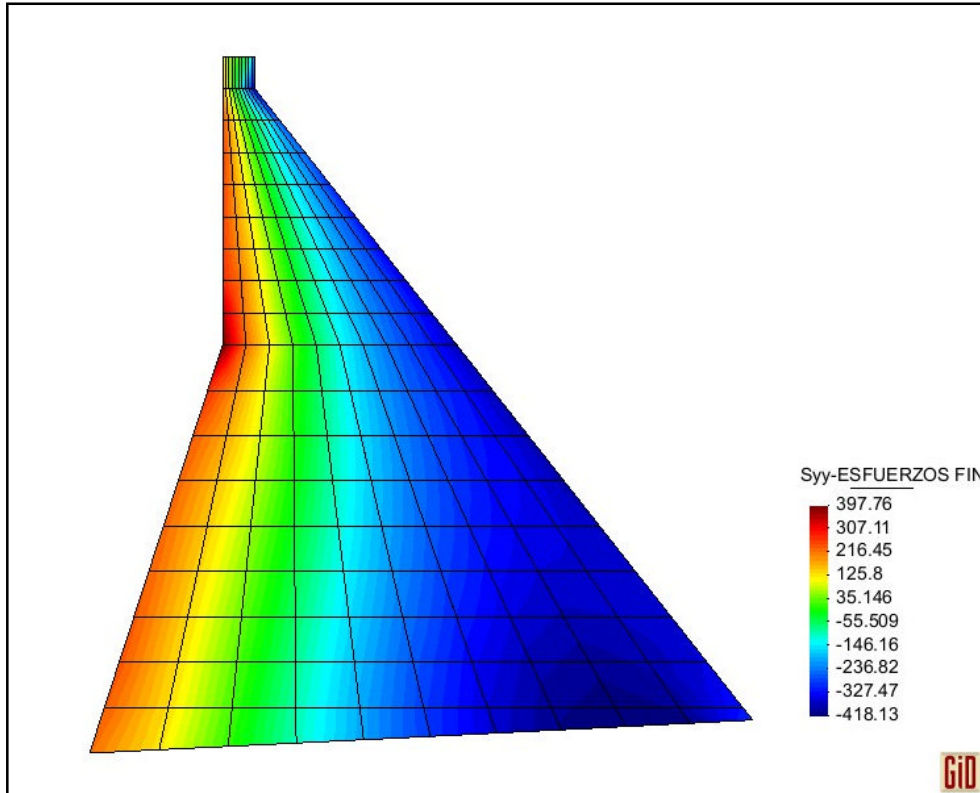




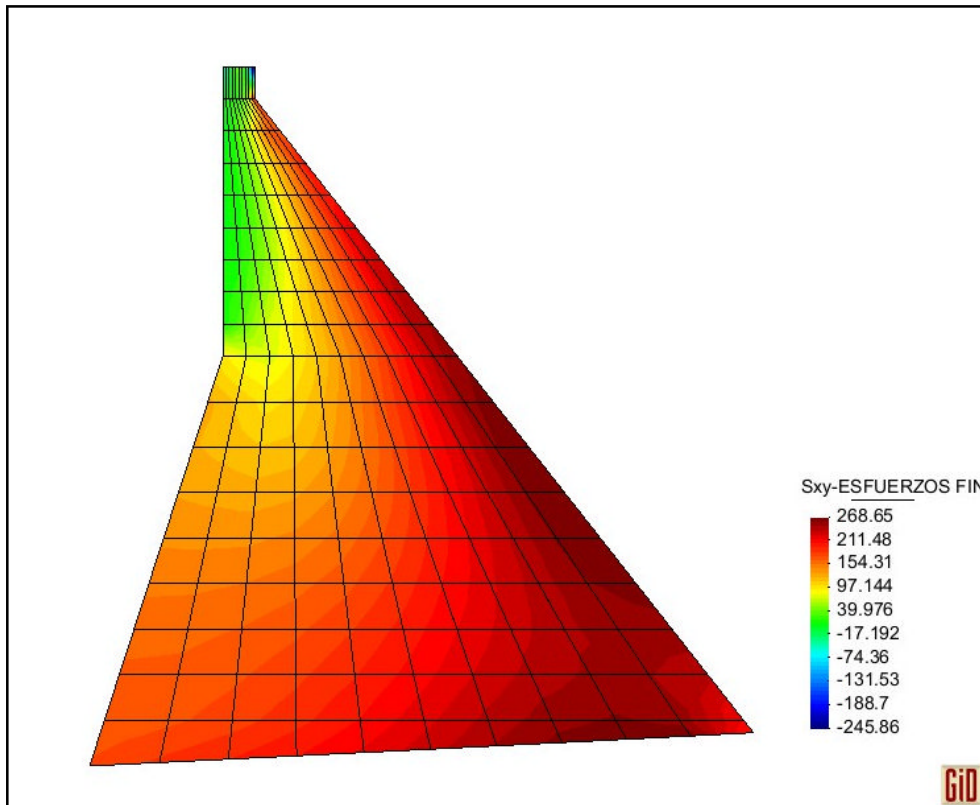
**Figura A. 27** Esfuerzos de corte  $\tau_{xy}$  en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil (*Espectro Jubones* –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



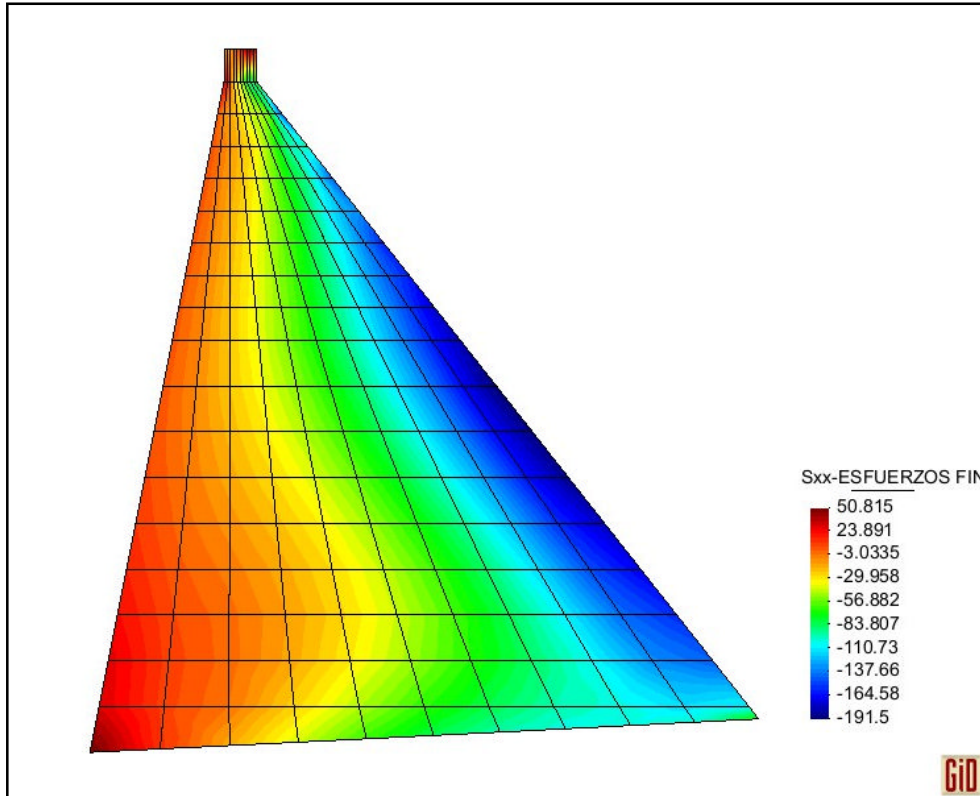
**Figura A. 28** Esfuerzos horizontales  $\sigma_x$  en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil (*Espectro Jubones* –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



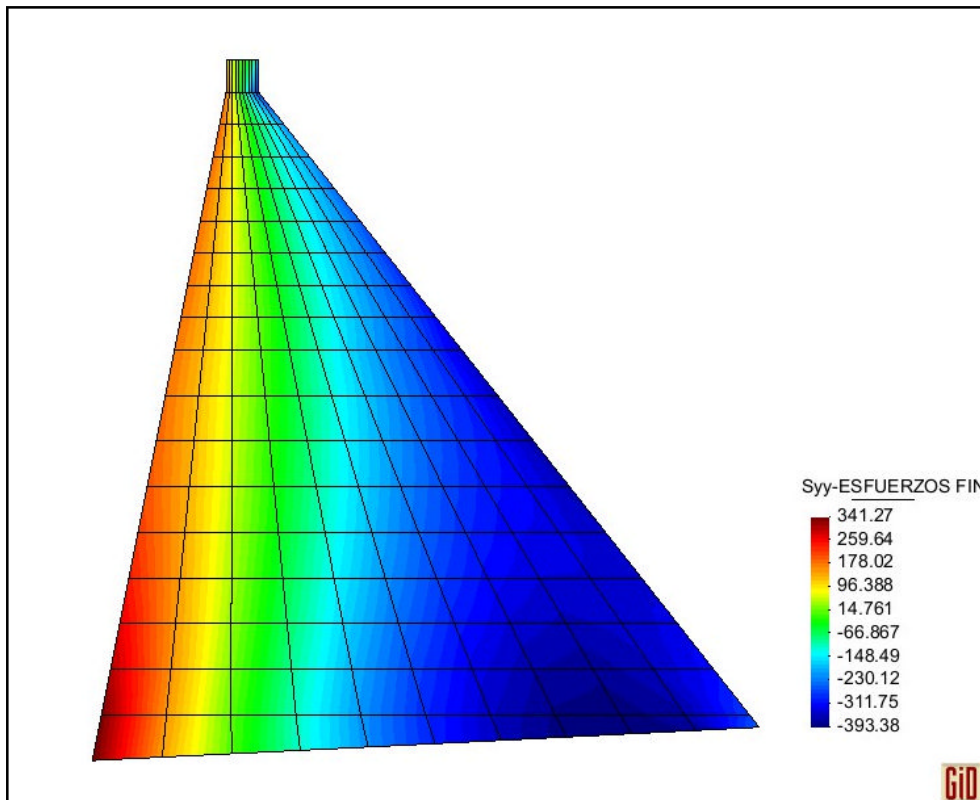
**Figura A. 29** Esfuerzos verticales  $\sigma_y$  en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil (*Espectro Jubones* –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



**Figura A. 30** Esfuerzos de corte  $\tau_{xy}$  en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil (*Espectro Jubones* –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



**Figura A. 31** Esfuerzos horizontales  $\sigma_x$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil (*Espectro Jubones* –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



**Figura A. 32** Esfuerzos verticales  $\sigma_y$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil (*Espectro Jubones* –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )

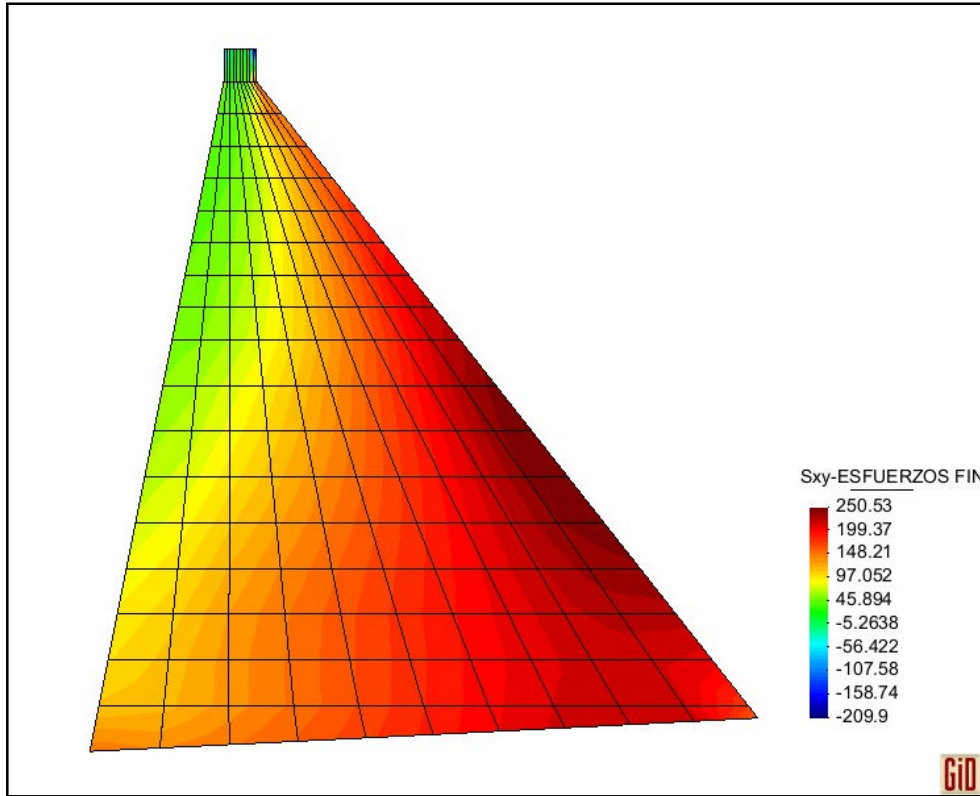


Figura A. 33 Esfuerzos de corte  $\tau_{xy}$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil (Espectro Jubones –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )

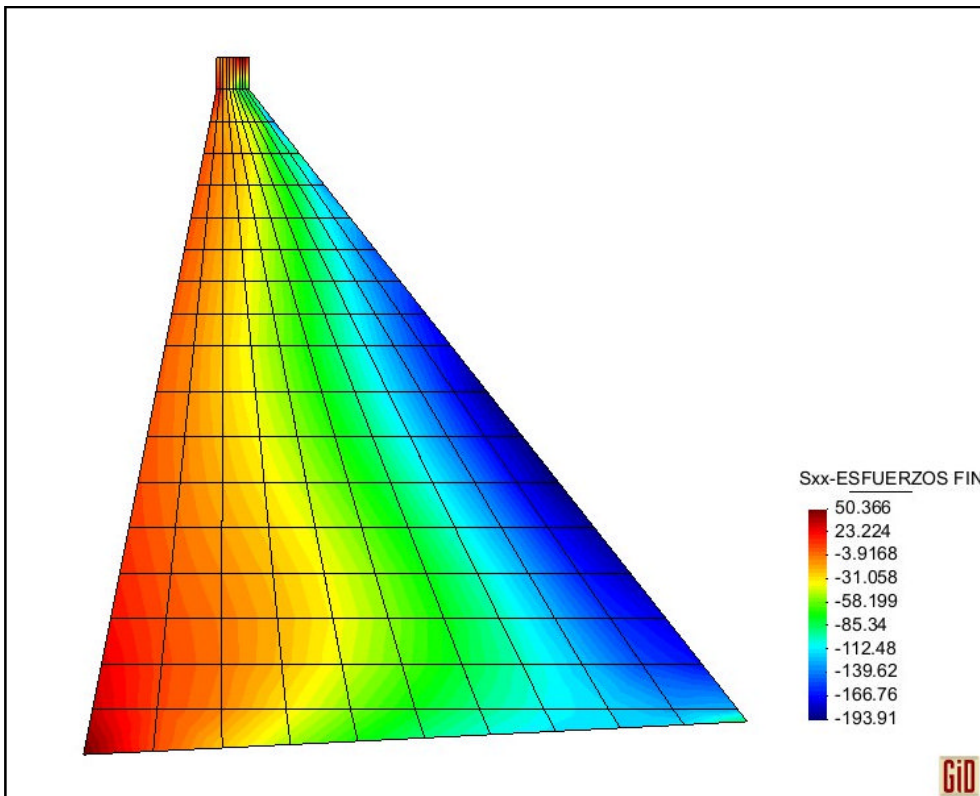
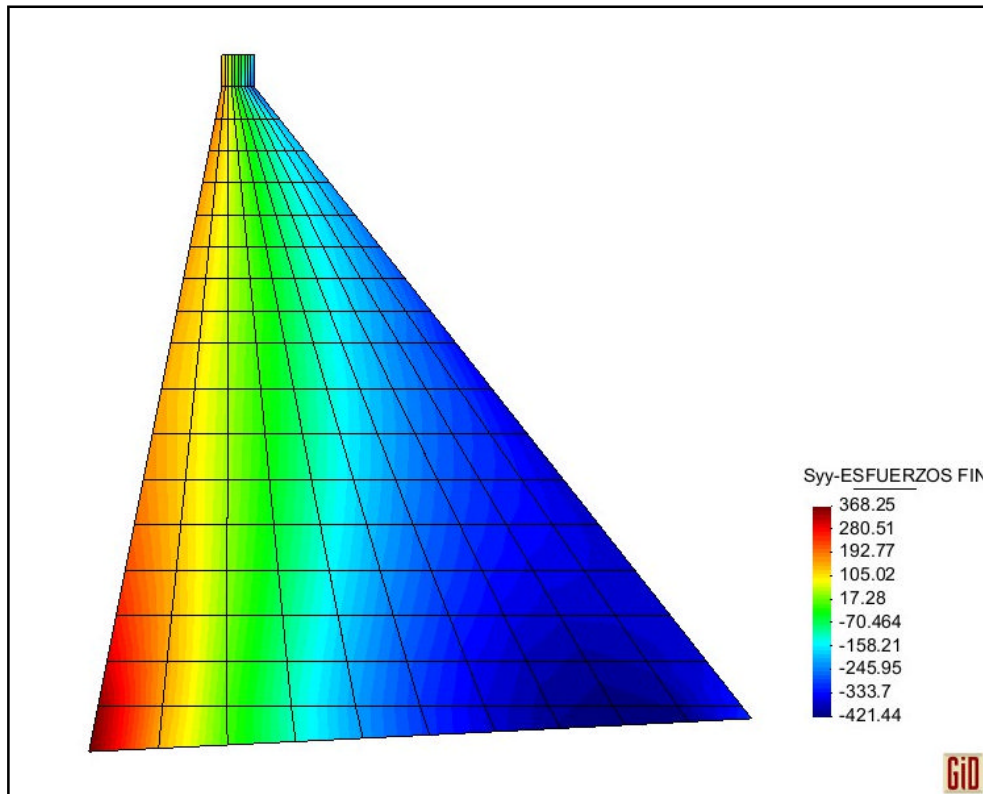
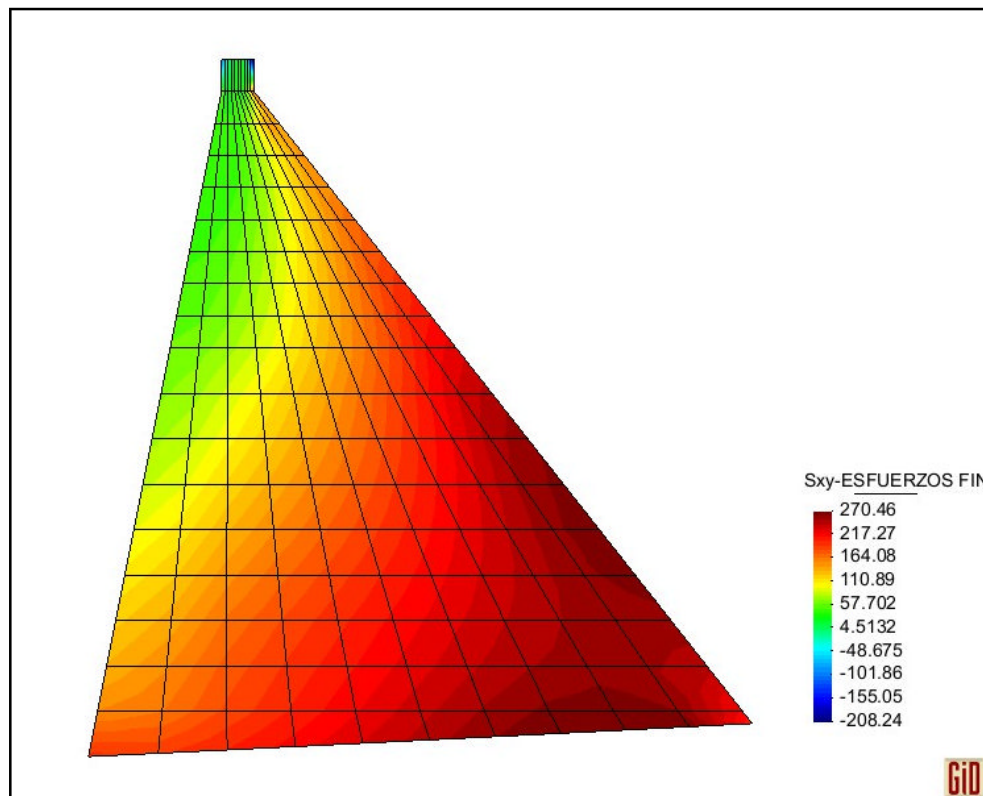


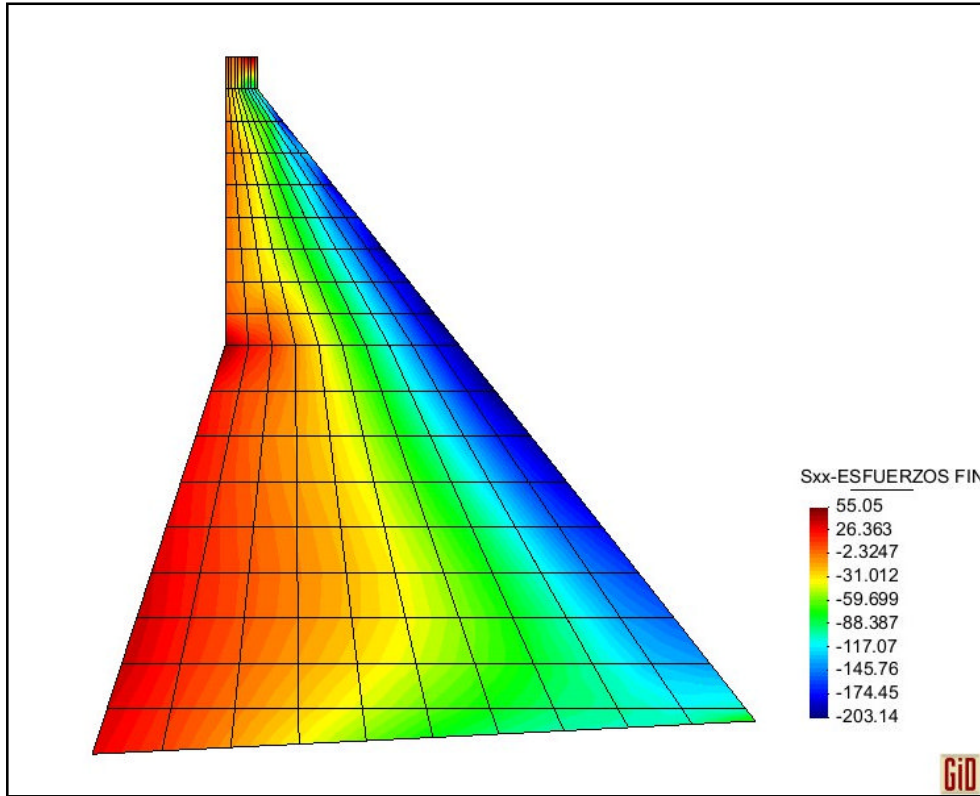
Figura A. 34 Esfuerzos horizontales  $\sigma_x$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil (Espectro Jubones –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



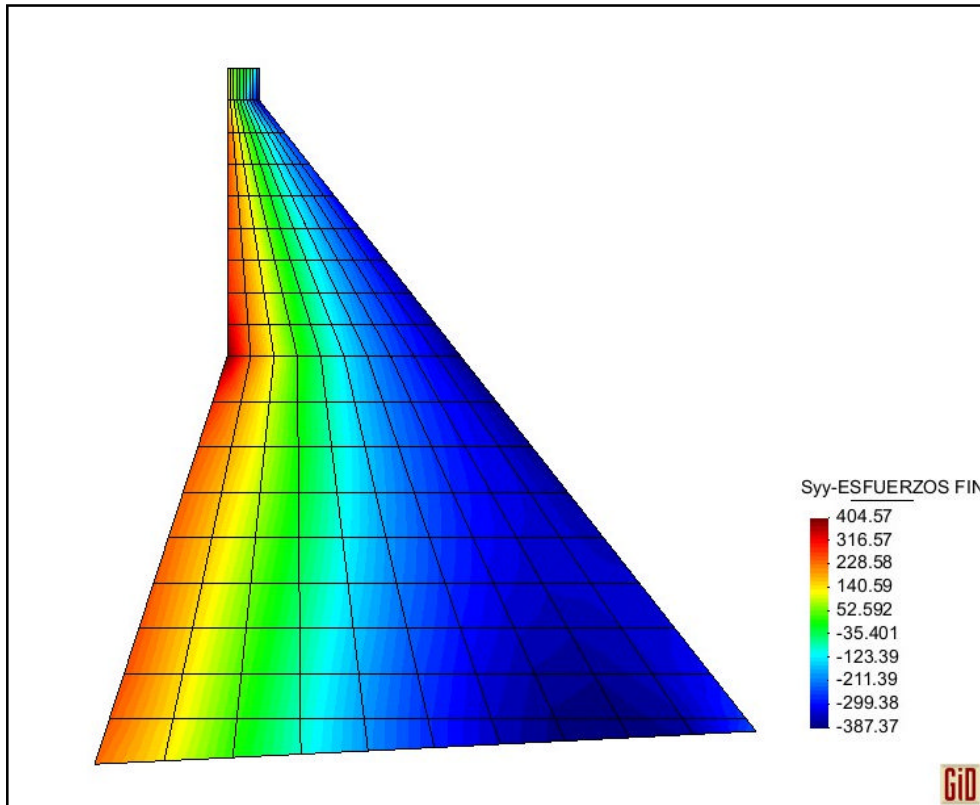
**Figura A. 35** Esfuerzos verticales  $\sigma_y$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil (*Espectro Jubones* –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



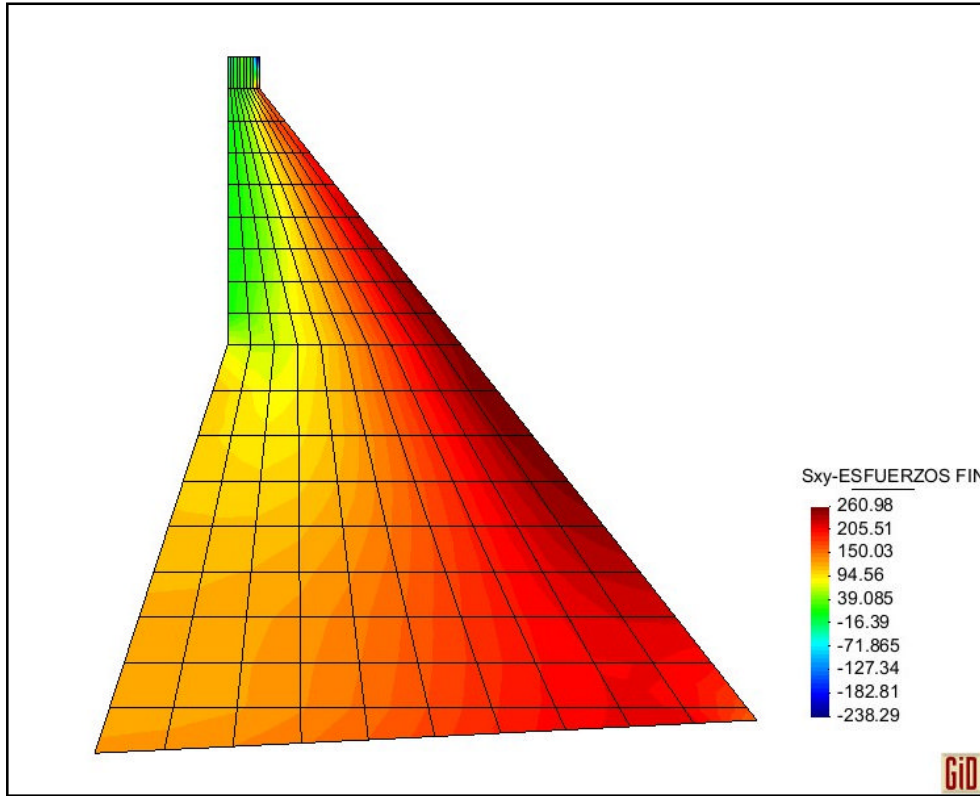
**Figura A. 36** Esfuerzos de corte  $\tau_{xy}$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil (*Espectro Jubones* –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



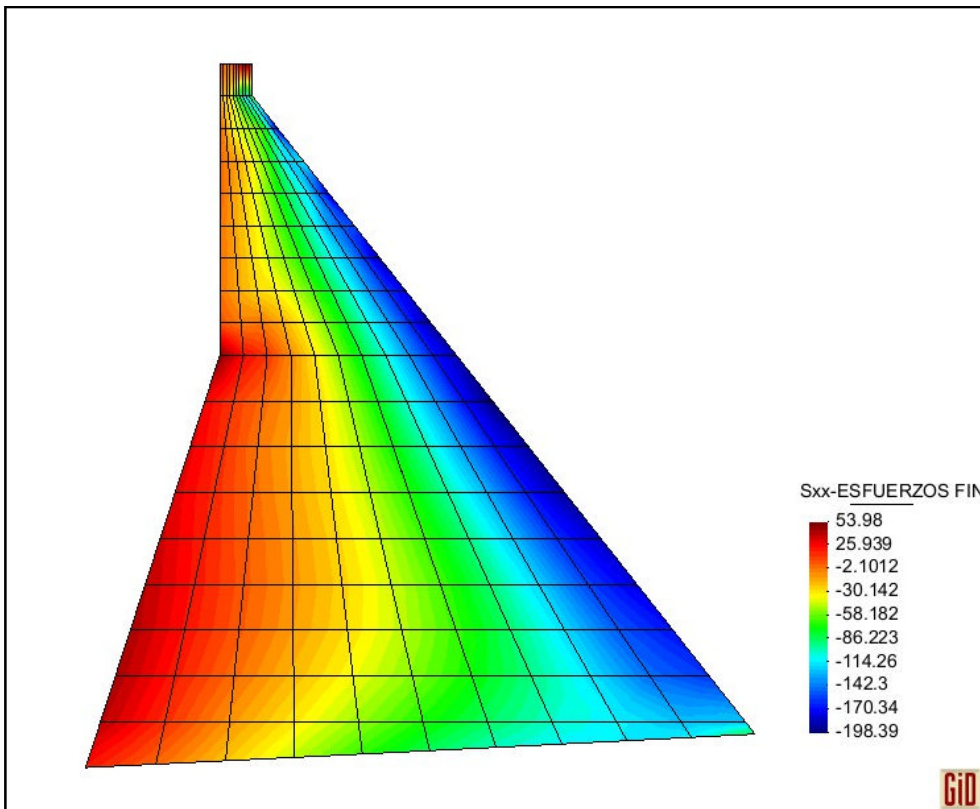
**Figura A. 37** Esfuerzos horizontales  $\sigma_x$  en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil (Espectro CEC. 2000 –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



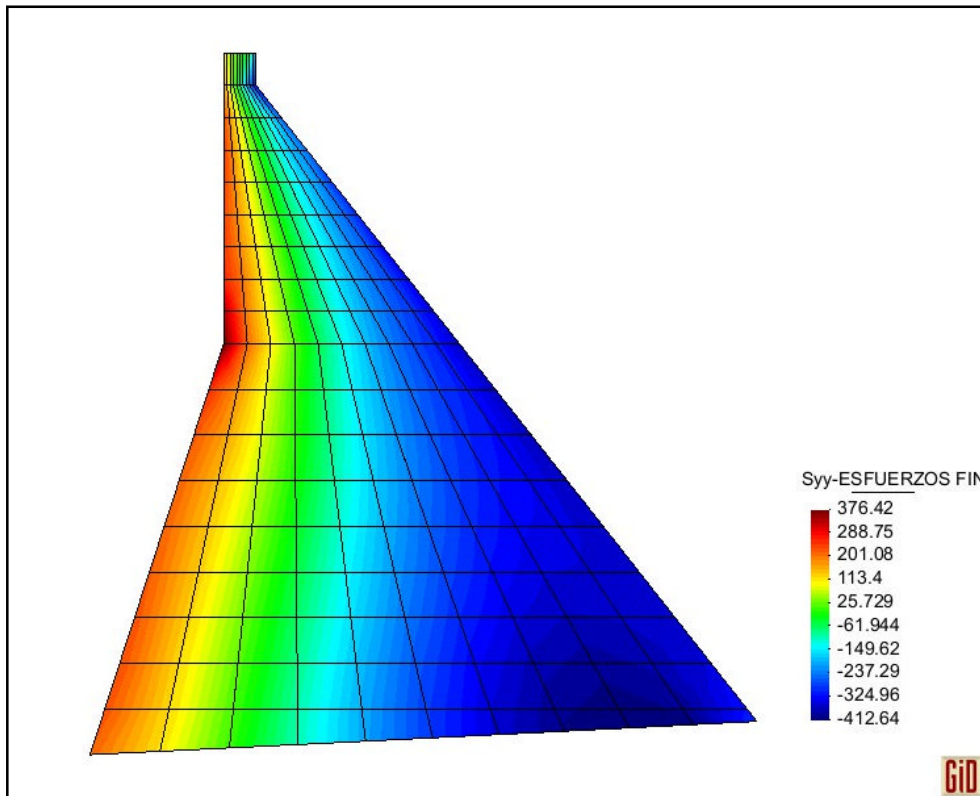
**Figura A. 38** Esfuerzos verticales  $\sigma_y$  en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil (Espectro CEC. 2000 –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



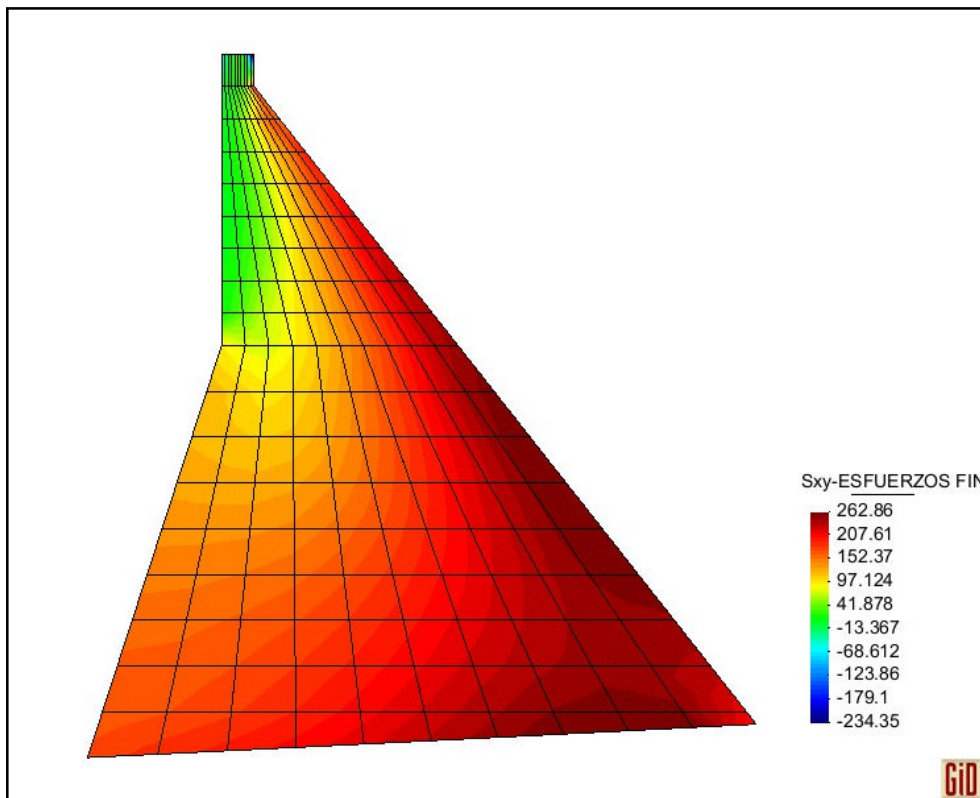
**Figura A. 39** Esfuerzos de corte  $\tau_{xy}$  en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil (*Espectro CEC. 2000 –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$* )



**Figura A. 40** Esfuerzos horizontales  $\sigma_x$  en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil (*Espectro CEC. 2000 –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$* )

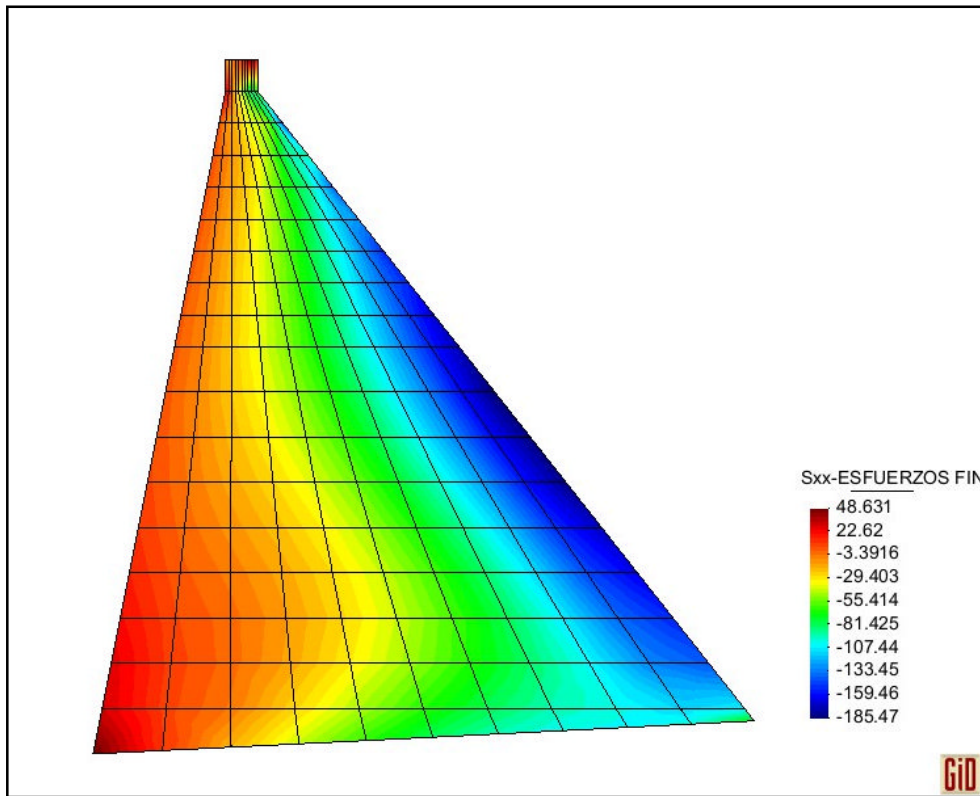


**Figura A. 41** Esfuerzos verticales  $\sigma_y$  en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil (Espectro CEC. 2000 –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )

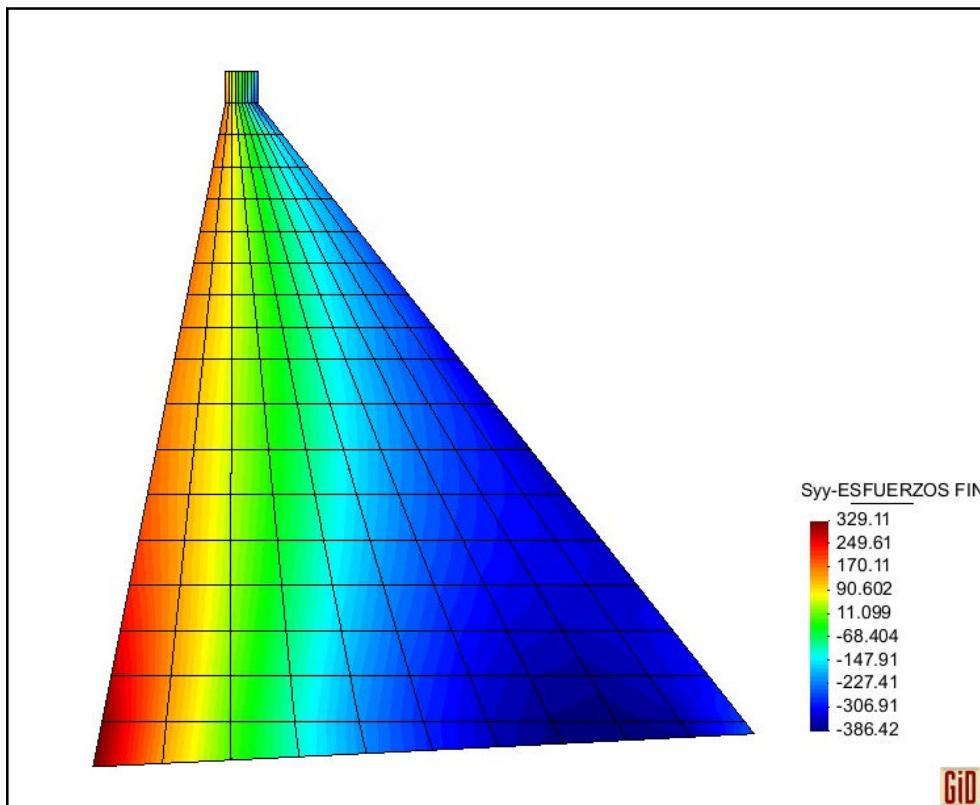


**Figura A. 42** Esfuerzos de corte  $\tau_{xy}$  en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil (Espectro CEC. 2000 –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )

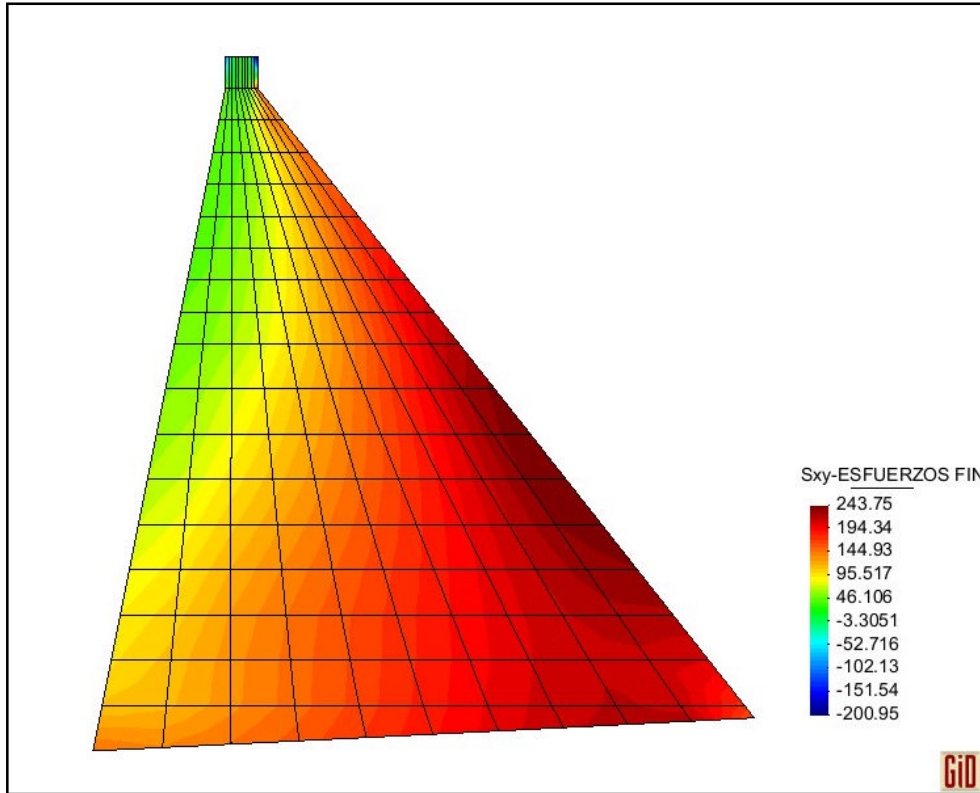




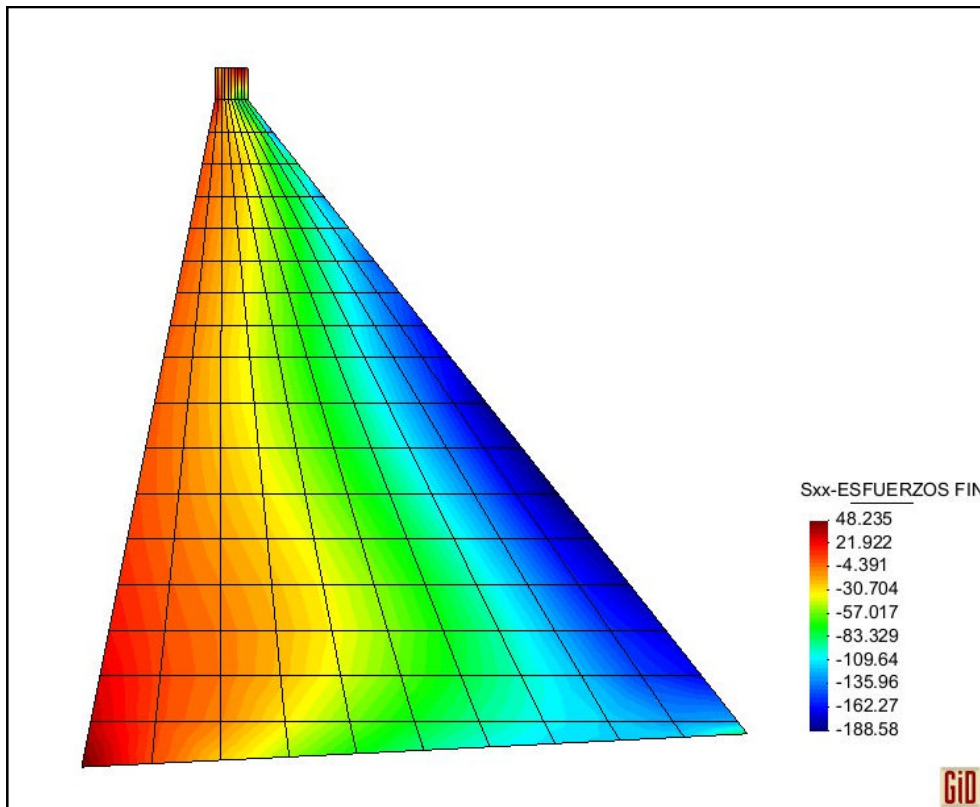
**Figura A. 43** Esfuerzos horizontales  $\sigma_x$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil (Espectro CEC. 2000 –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



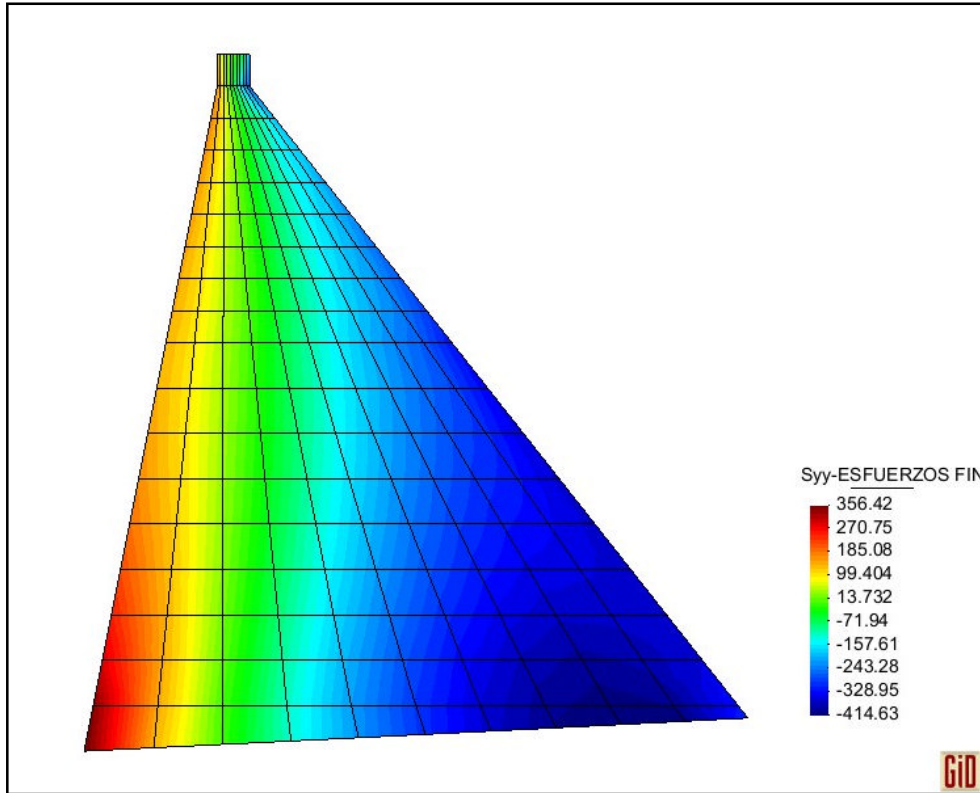
**Figura A. 44** Esfuerzos verticales  $\sigma_y$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil (Espectro CEC. 2000 –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



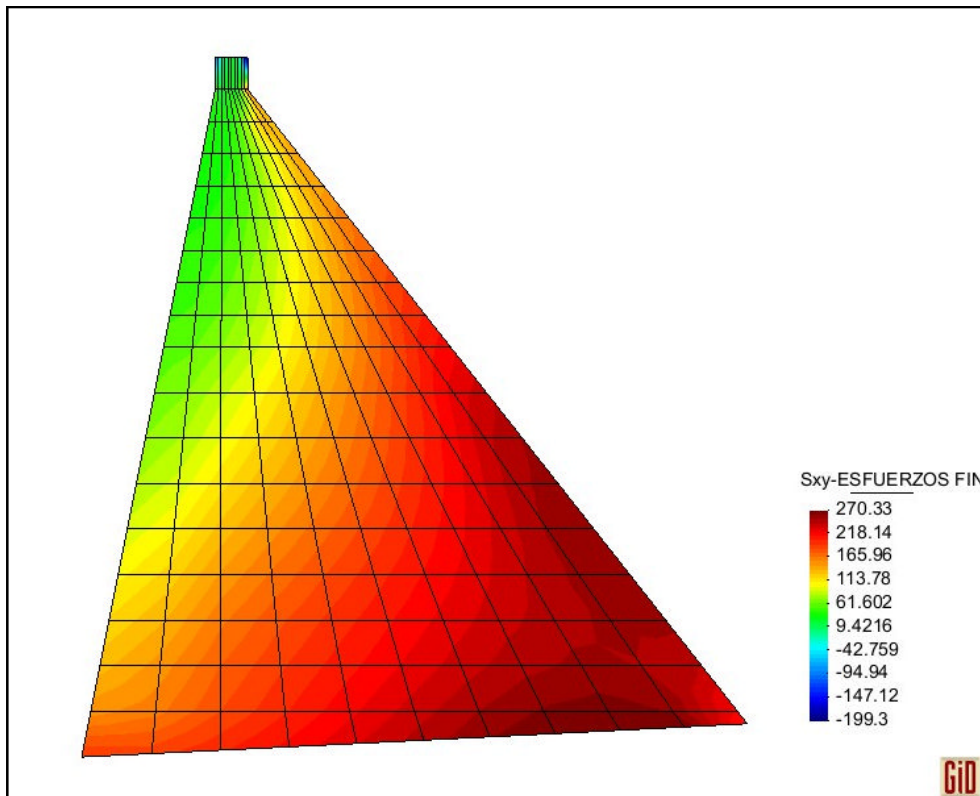
**Figura A. 45** Esfuerzos de corte  $\tau_{xy}$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil (*Espectro CEC. 2000 –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$* )



**Figura A. 46** Esfuerzos horizontales  $\sigma_x$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil (*Espectro CEC. 2000 –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$* )



**Figura A. 47** Esfuerzos verticales  $\sigma_y$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil (*Espectro CEC. 2000 –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$* )



**Figura A. 48** Esfuerzos de corte  $\tau_{xy}$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil (*Espectro CEC. 2000 –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$* )

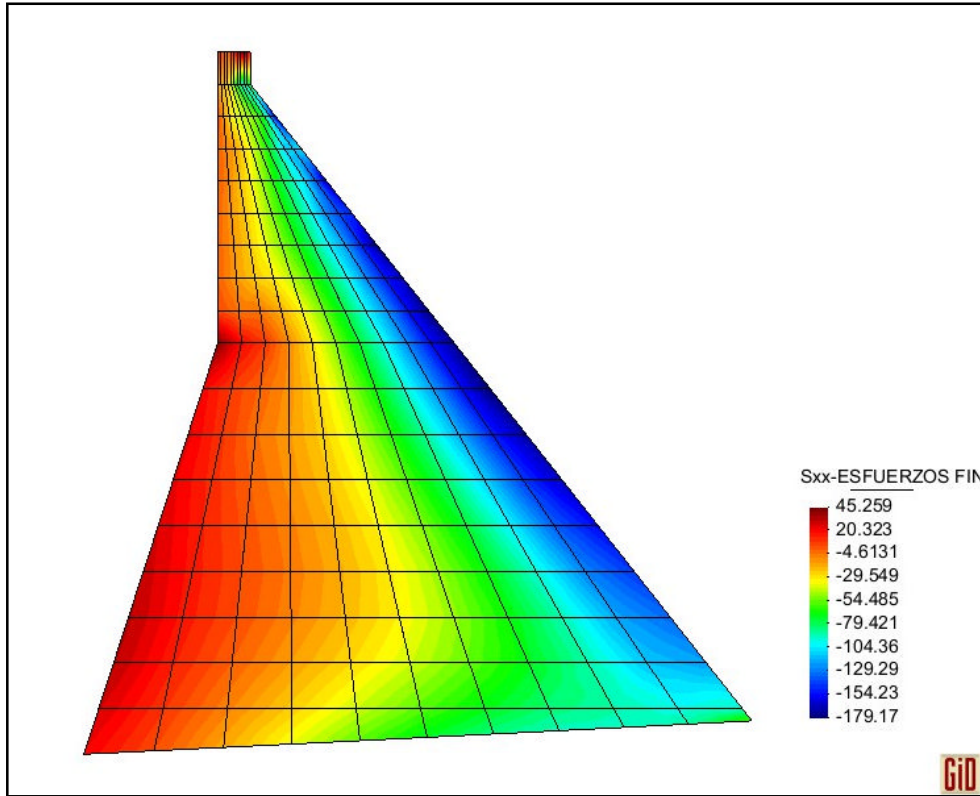


Figura A. 49 Esfuerzos horizontales  $\sigma_x$  en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil (*Espectro C. Argentino* –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )

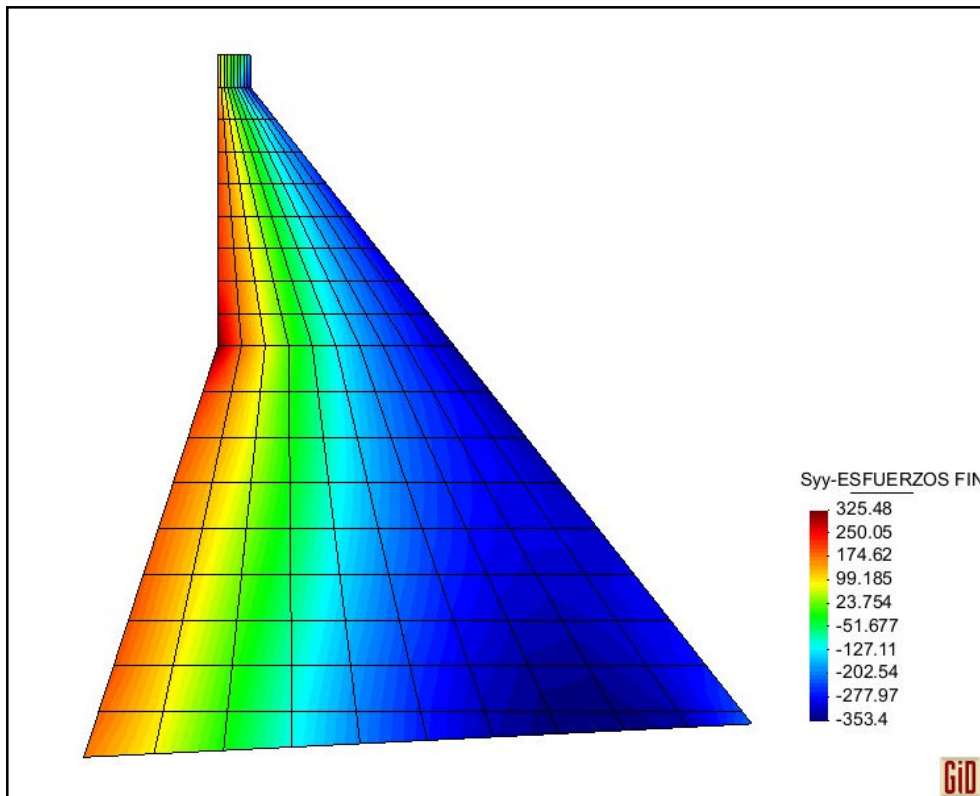
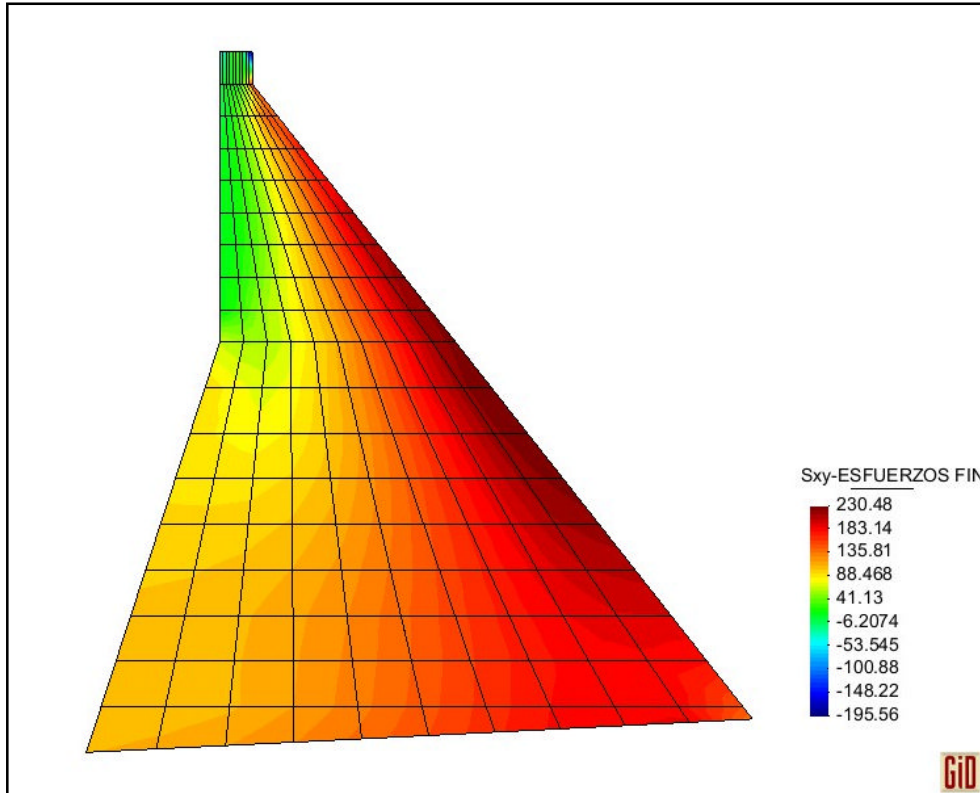
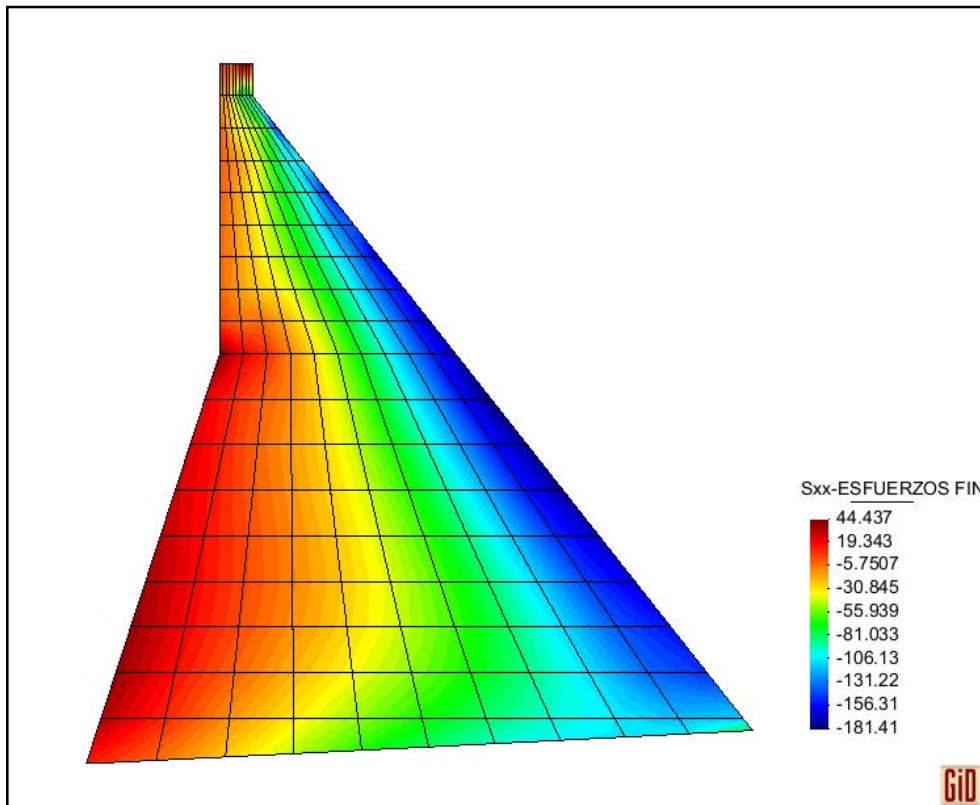


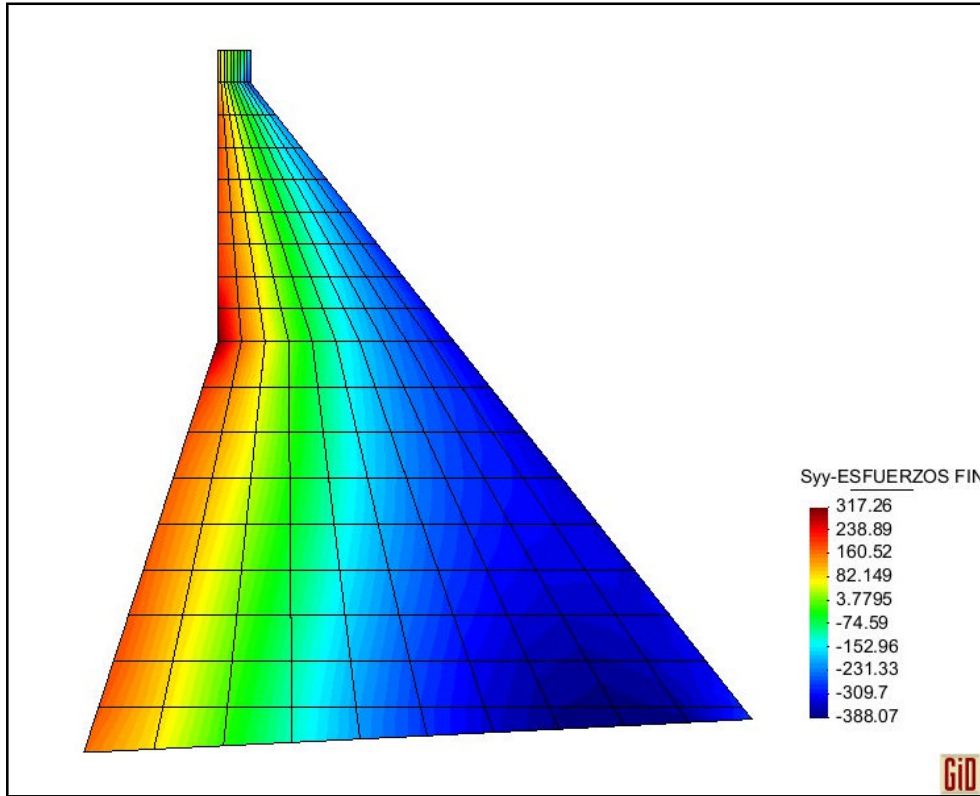
Figura A. 50 Esfuerzos verticales  $\sigma_y$  en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil (*Espectro C. Argentino* –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



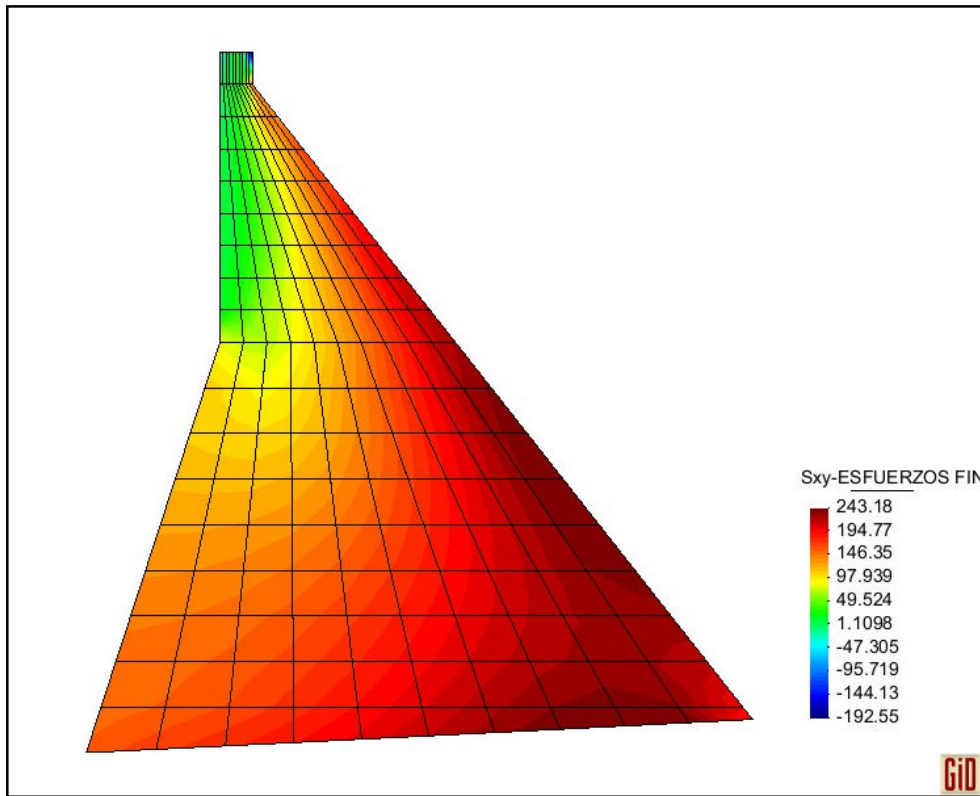
**Figura A. 51** Esfuerzos de corte  $\tau_{xy}$  en la sección real de la Presa Chontal al inicio de su vida útil (*Espectro C. Argentino –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$* )



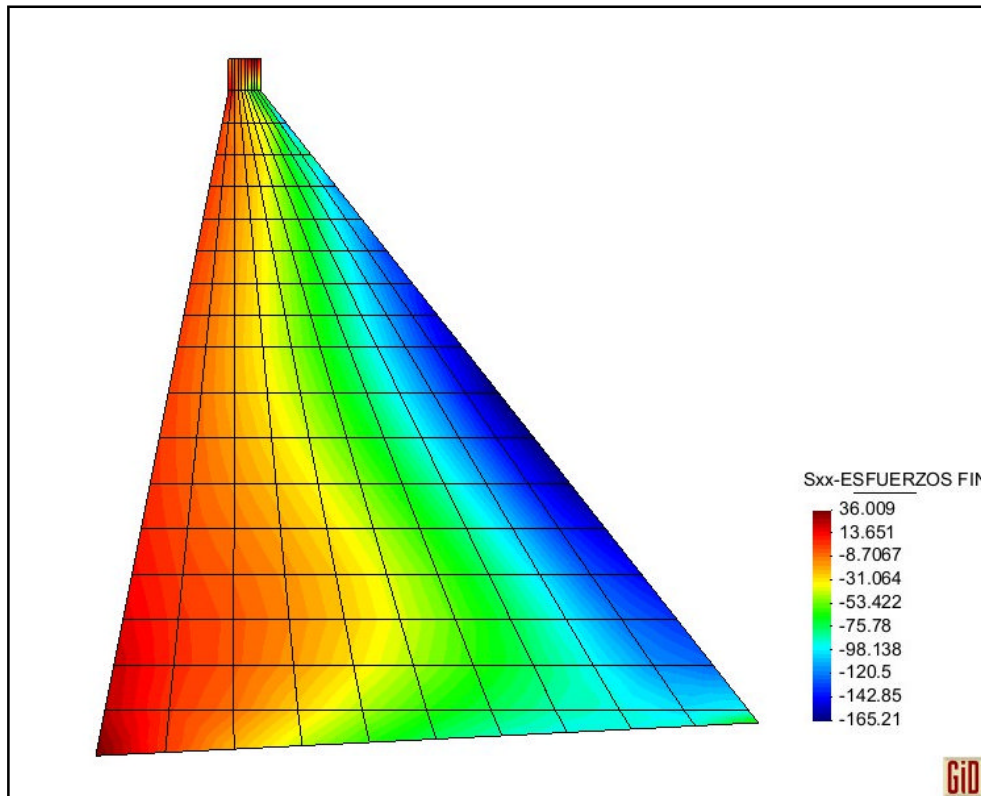
**Figura A. 52** Esfuerzos horizontales  $\sigma_x$  en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil (*Espectro C. Argentino –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$* )



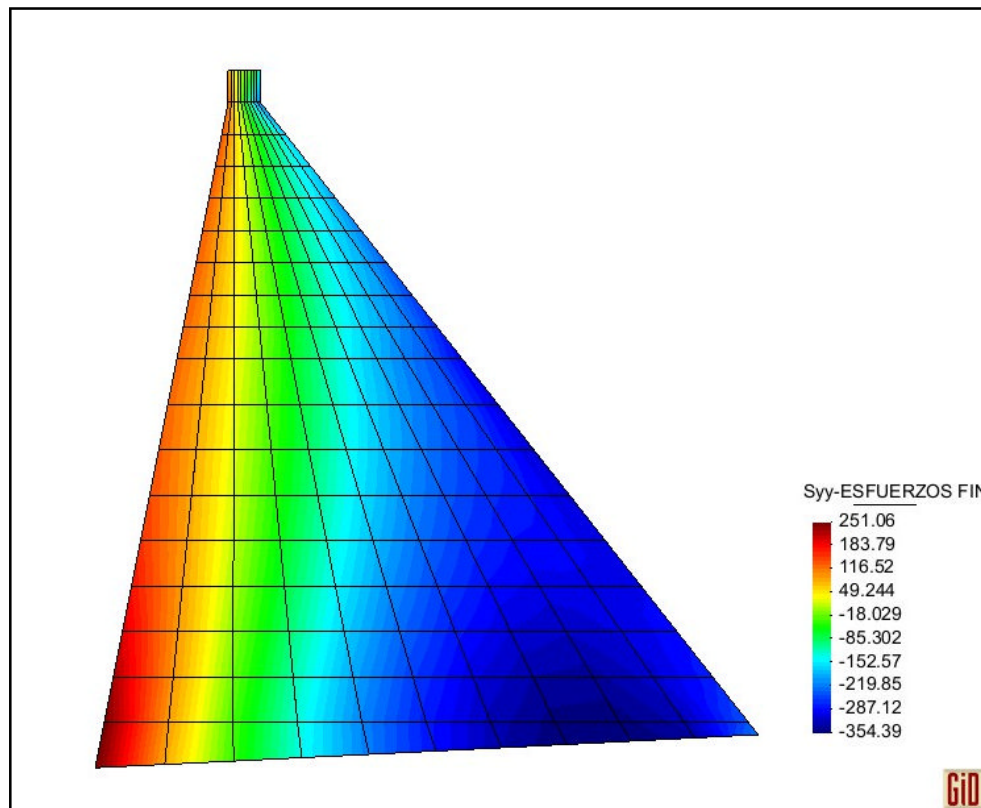
**Figura A. 53** Esfuerzos verticales  $\sigma_y$  en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil (*Espectro C. Argentino* –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



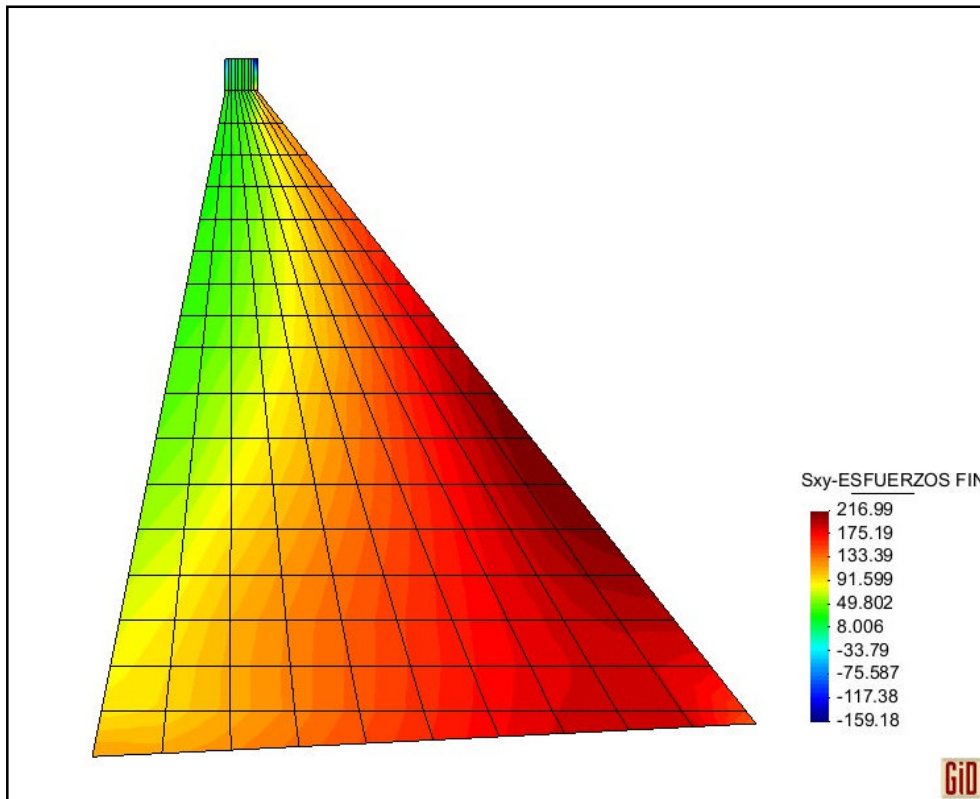
**Figura A. 54** Esfuerzos de corte  $\tau_{xy}$  en la sección real de la Presa Chontal al final de su vida útil (*Espectro C. Argentino* –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



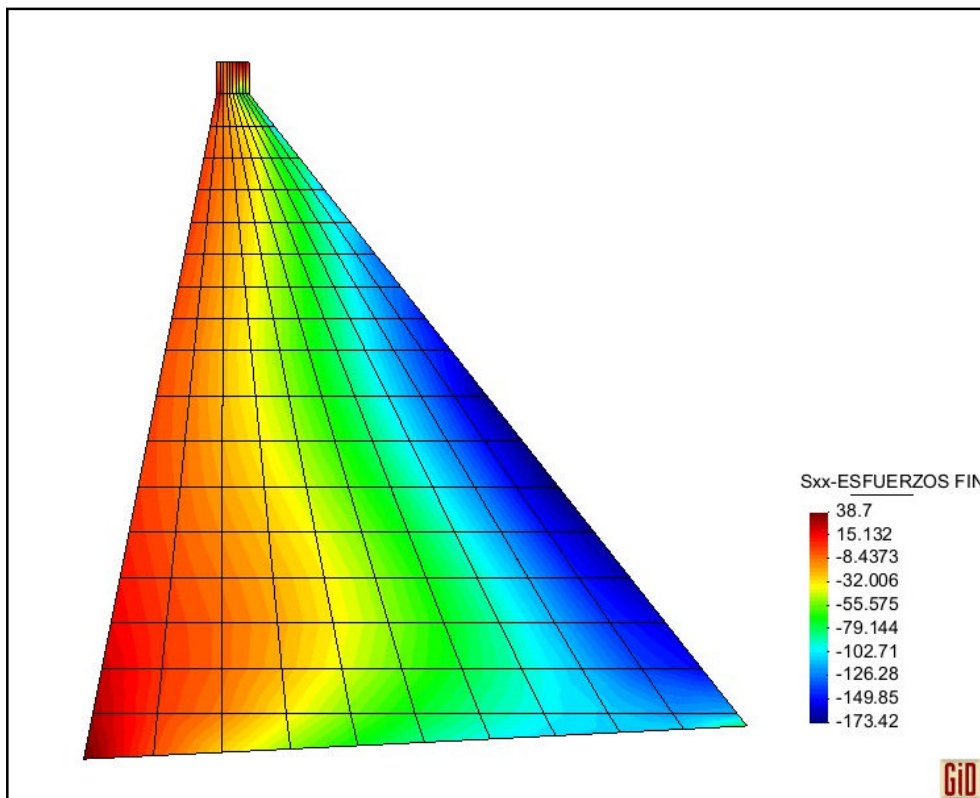
**Figura A. 55** Esfuerzos horizontales  $\sigma_x$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil (*Espectro C. Argentino* –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



**Figura A. 56** Esfuerzos verticales  $\sigma_y$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil (*Espectro C. Argentino* –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )

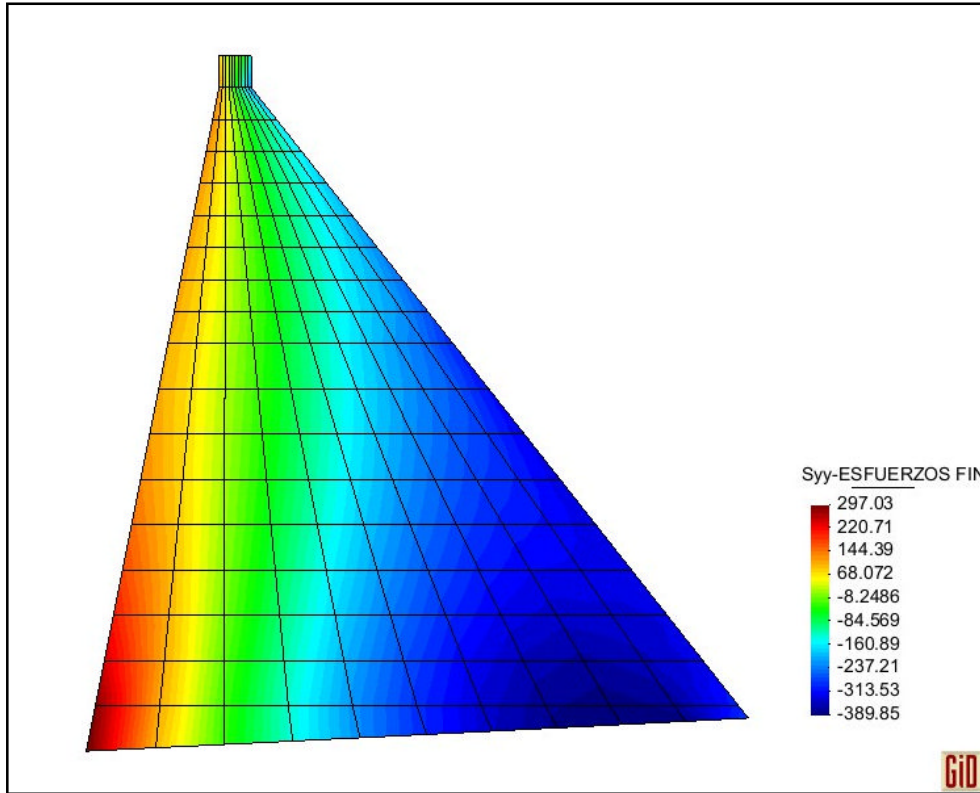


**Figura A. 57** Esfuerzos de corte  $\tau_{xy}$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al inicio de su vida útil (*Espectro C. Argentino* –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )

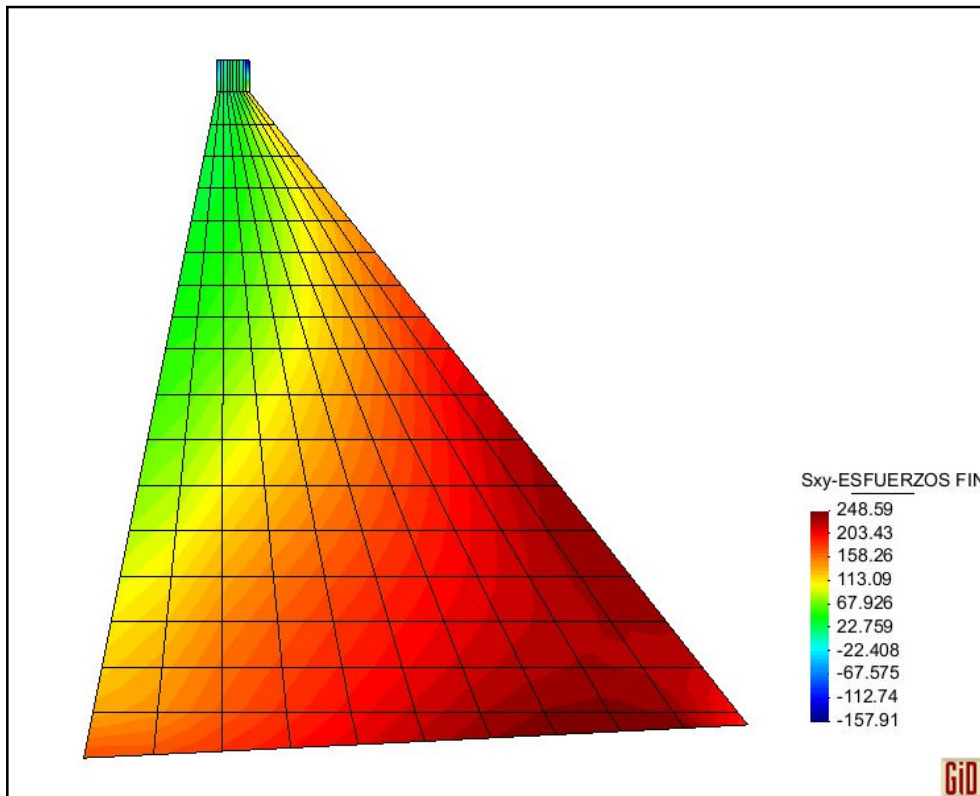


**Figura A. 58** Esfuerzos horizontales  $\sigma_x$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil (*Espectro C. Argentino* –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )





**Figura A. 59** Esfuerzos verticales  $\sigma_y$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil (*Espectro C. Argentino* –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )



**Figura A. 60** Esfuerzos de corte  $\tau_{xy}$  en la sección equivalente de la Presa Chontal al final de su vida útil (*Espectro C. Argentino* –  $f'_c = 210 \text{ Kg/cm}^2$ )

Se puede notar la diferencia entre los resultados obtenidos con el Espectro para la Presa Chontal y los espectros indicados en la presente sección de anexos. Está claro que los esfuerzos de gran magnitud en la Presa Chontal están definidos directamente por las altas aceleraciones espectrales a las que podría verse sometida la zona donde se realiza su análisis.

También se puede observar que entre los tres espectros con los que se ha realizado el análisis en esta sección de anexos, el comportamiento más crítico se tiene con el Espectro de la Presa Jubones cuyas aceleraciones son también bastante altas, luego se ubica el Espectro que indica el Código Ecuatoriano de la Construcción CEC-2000 con el que se han obtenido resultados menores y al final se encuentran los resultados hallados con el Espectro del Código Argentino, los cuales son los más bajos de los tres análisis.

## HOJA DE VIDA

### **DATOS PERSONALES**

**APELLIDOS:** Tarambís Rodríguez

**NOMBRES:** Juan Pablo

**C.I. :** 171533687-9

**FECHA DE NACIMIENTO:** 19 de Febrero de 1984

**ESTADO CIVIL:** Soltero

**EDAD:** 27 años

**DOMICILIO:** Quito, Urb. Biloxi, Pasaje 4, Casa S18-137.

**TELÉFONO:** 095 856 416

**E-MAIL:** jptr241@hotmail.com

**DISPONIBILIDAD:** Tiempo completo



### **ESTUDIOS REALIZADOS**

**PRIMARIA:** Escuela Paulo VI

**SECUNDARIA:** Colegio Militar "Eloy Alfaro"

**SUPERIOR:** Escuela Politécnica del Ejército, Carrera de Ingeniería Civil.

**IDIOMAS:** Español e Inglés

**HOJA DE LEGALIZACIÓN DE FIRMAS**

**ELABORADO POR**

---

**Juan Pablo Tarambís Rodríguez**

**DIRECTOR DE LA CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL**

---

**Ing. Jorge Zúñiga**

**DIRECTOR DE LA UNIDAD DE ADMISIÓN Y REGISTRO**

---

**Ing. Fanny Cevallos**

**Lugar y Fecha:**

---