

01182

lej.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO

**ANALISIS SISMICO DE PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA
DE CONCRETO**

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**

T E S I S

que para obtener el grado académico de

DOCTOR EN INGENIERIA

(MECANICA DE SUELOS)

p r e s e n t a

XIANGYUE LI *Li*

MEXICO, D.F.,

1992

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

CONTENIDO

1.	INTRODUCCION	1
1.1	Objetivos	2
1.2	Organización del trabajo	4
2.	DESCRIPCIONES GENERALES DE LAS PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO	7
2.1	Diseño de PECC	8
2.2	Comportamientos ante sollicitaciones no dinámicas	11
	Al final de la construcción	11
	Al final del llenado	11
	Comportamiento a largo plazo	12
2.3	Comportamientos ante sollicitaciones dinámicas	12
	Observaciones de campo	12
	Observaciones en modelos	13
	Estudios teóricos	13
2.4	Conclusiones	15
3.	METODOLOGIA DEL ANALISIS DE RESPUESTA COMPLEJA DE SISTEMAS CORTINA-EMBALSE-CIMENTACION	16
3.1	Idealización	17
3.2	Generalidad del método de elementos de frontera	19
	Antecedentes	20
	Ecuaciones básicas del método	21
	Discretización espacial	22
3.3	Algunas aplicaciones del método de elementos de frontera para problemas dinámicos estacionarios	25
	Flexibilidad dinámica de zapatas	25
	Respuesta de una cortina	27
3.4	Definición de excitación	27
3.5	Análisis de interacción del sistema	30
3.6	Resumen	33
4.	EFFECTOS DE INTERACCION EMBALSE-CORTINA	35
4.1	Antecedentes	36
4.2	Ecuaciones del movimiento para el embalse	37
	Ecuación gobernante	37
	Condiciones de frontera	39
4.3	Formulación con el método de elementos finitos	41
	Elementos fluidos	41
	Elementos sólidos	42
	Elementos de interfaz sólido-fluido	43
4.4	Presiones hidrodinámicas sobre presas rígidas	44
	Verificación del método de elementos finitos	44
	Influencia de la geometría del paramento	47
	Influencia de la geometría del fondo del embalse	48
4.5	Interacción embalse-cortina	50
	Efecto del tirante del agua	50
	Efecto del acoplamiento fluido-sólido	52
	Efecto de la compresibilidad del agua	53
	Efecto del talud de la presa	53

4.6	Resumen	55
5.	ANALISIS DE SISTEMAS EMBALSE-CIMENTACION-CORTINA	58
5.1	Análisis de presas de gravedad	60
5.2	Análisis de presas de tierra y enrocamiento	68
5.3	Resumen	72
6.	RESPUESTAS COMPLEJAS DE PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO I: COMPORTAMIENTO GENERAL	75
6.1	Generalidad del análisis	75
	Análisis estático	75
	Método lineal equivalente	77
6.2	Algunos datos de análisis	83
6.3	Comportamiento estático	84
	Al final de la construcción	84
	Al final del llenado	88
6.4	Comportamiento dinámico	90
	Descripción general	90
	Efectos de la severidad del sismo	93
	Efectos de taludes	94
	Efectos del embalse y la cimentación	94
6.5	Evaluación de resultados	95
7.	RESPUESTAS COMPLEJAS DE PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO II: COMPORTAMIENTO DE LA MEMBRANA	98
7.1	Comportamiento estático	98
7.2	Comportamiento dinámico	100
	Descripción general	101
	Efectos de la severidad del sismo	102
	Efectos de taludes	103
	Efectos del embalse y la cimentación	103
7.3	Discusión	104
8.	CONCLUSIONES	106
APENDICES		
A.	Soluciones fundamentales del problema dinámico estacionario plano	109
B.	Elemento viga (marco plano)	114
B.1	Elementos viga	114
	Hipótesis de trabajo	114
	Formulación de elementos finitos	115
	Integración de Gauss reducida	117
B.2	Elementos marco plano	117
REFERENCIAS		
		119
FIGURAS		
		128

**SEISMIC ANALYSIS OF CONCRETE FACE ROCKFILL DAMS
(ABSTRACT)**

The concrete face rockfill dam (CFRD), in spite of its increasing popularity with construction engineers, is perhaps one structure where the design is still largely empirical and is based on past experience rather than theory. Specially, little attention has been paid on the dynamic behavior of dams of this type because the major of constructed structures are localized in zones of low seismicity. For this, a theoretical study on the seismic behavior of the CFRD is carried out.

An analytical methodology is established and its computational implementation is completed. The system considered is dam-reservoir-foundation. The finite element method is used to model the dam and the reservoir and, the boundary element method is used to include the foundation. The water is supposed to be compressible with linear surface effect. The dam is modeled by the so-called linear equivalent method which is capable of incorporating nonlinear behavior of rockfill materials in a frequency domain study. The water-dam interaction is considered for which a rigorous coupling is accomplished. The foundation is considered elastic linear and extended to a semispace. The spatial discretization of the foundation is carried out only along the interface foundation-dam and foundation-reservoir in such a way that the soil-structure effects can be handled very efficiently. Although the method implemented is so general that a three dimensional problem may be suitably treated, studies are focused only on the two dimensional case.

A number of parametric studies on the dam-reservoir-foundation systems have revealed the following predominant aspects. The hydronamic problem in dams is coupled and no coupling considerations, widely adapted in the past, should be used with caution. The water has the mass and damping effects on the dam response. The characteristic frequencies and the response amplitudes of the dam decrease with the presence of the water. On the other hand, the foundation offers the flexibility, mass and damping effects to the dam response. In order to accurately compute the dynamic behavior of dams, it is necessary to include both reservoir and foundation in the analysis.

The static analysis shows that the CFRD is favorable in some aspects comparing with traditional earth and rockfill dams. However, the concrete face is the critical element on which the success of the dam greatly depends. The face is essentially subjected to the in-plane stresses so it may be considered as a membrane. The behavior of the interface between the concrete face and the supporting material should be taken into account to assess adequately the face performance. In respect to its dynamic behavior, the CFRD has high initial dynamic modulus and hence the characteristic frequencies and the amplifications are high. Also, high accelerations are concentrated in the superior part of the embankment for a yet relative low excitation. The permanent deformations are distributed rather than discontinuous and occur in the zone near the downstream face. This may suggest the traditional design with materials of poor quality in this zone should be revised. During seismic events, the face undergoes in-plane stresses and the tensions generated may exceed the strength if the maximum acceleration is greater than $0.1g$. The reservoir and foundation has important effects on the overall behavior of the dam and specially on the face so should be included in the analysis as well as in the backanalysis.

1. INTRODUCCION

En años recientes, muchas presas de enrocamiento se han construído utilizando, en vez de un corazón impermeable de tierra, una losa de concreto colocada en el talud de aguas arriba. Estas presas, denominadas de enrocamiento con cara de concreto (PECC), tienen numerosas ventajas sobre las tradicionales presas de enrocamiento con corazón impermeable (PECI), de las cuales se pueden mencionar entre otras su mayor estabilidad estática y dinámica, mayor rapidez de construcción, menor volumen de materiales utilizados, menos problemas constructivos por condiciones ambientales y en muchas ocasiones menor costo. Comparadas con otros tipos de presas incluyendo PECI, presas de arco y de gravedad, las PECC proporcionan en muchas ocasiones mejores opciones para la construcción de obras de retención de agua. Por sus atractivas características, se ha incrementado en la última década con una velocidad relativamente alta el número total de las PECC que se encuentran en operación, construídas, en construcción o en la etapa de planeación alrededor del mundo, y tal tendencia todavía sigue en ascenso. La altura máxima de la cortina en este tipo de presas ya alcanza los 170 m, lo cual es algo impresionante por su relativamente poco tiempo de desarrollo.

A pesar del gran incremento en la construcción de las PECC son muy pocos los estudios analíticos que de ellas se han reportado. De hecho, el diseño de la mayoría de las PECC construídas hasta la fecha ha sido francamente empírico. Las decisiones tomadas en la etapa de diseño usualmente se basan en las experiencias acumuladas sin recurrir a utilizar las herramientas de análisis desarrolladas en los últimos tiempos en la ingeniería geotécnica y de presas. Aunque este empirismo ha dado hasta ahora resultados satisfactorios, no se debe descartar la necesidad de realizar más investigaciones sobre el tema, ya que en el futuro próximo, si las PECC se construyen con todavía mayor altura, en sitios con condiciones más difíciles que los usados en

el pasado, a un costo más bajo y sobre todo en zonas de mediana o alta sismicidad, las experiencias anteriores ya serán difíciles de extrapolar sin establecer criterios analíticos.

Con respecto al comportamiento sísmico de las PECC, el sentir de muchos ingenieros de diseño es que la seguridad de las PECC ante eventos sísmicos es muy alta debido a que los materiales de enrocado compactado tienen ángulos de fricción altos y, además, se mantienen en estado prácticamente seco durante la vida de las presas. Sin embargo, esta convicción debe verse con una actitud crítica porque en la actualidad se sabe muy poco sobre cómo se comportan las PECC bajo excitaciones sísmicas. Los conocimientos actuales sobre el comportamiento sísmico de presas o de cualquier otro tipo de estructuras civiles provienen esencialmente de cuatro fuentes: (1) observación de prototipos durante sismos reales a través de las respuestas registradas, (2) experimentos realizados en los prototipos utilizando excitaciones dinámicas artificiales, (3) experimentos hechos con modelos en mesas vibratoras o centrífugas y, (4) investigaciones analíticas. Desafortunadamente, para las PECC las observaciones de eventos reales son muy escasas y el único caso relativamente bien documentado es el de la presa Cogotí con sólo 85 m de altura, construída en Chile al final de la década de los treinta. Hasta la fecha se ha publicado un solo experimento con excitaciones artificiales; aún no se han hecho pruebas en prototipos y muy pocos estudios analíticos se han llevado a cabo. Ante el creciente número de las PECC construídas en las zonas de mediana o alta sismicidad y la limitada disponibilidad de herramientas de análisis, se requieren realizar estudios tanto experimentales como analíticos sobre el comportamiento dinámico de dichas presas.

El tema de esta tesis ha sido planeado justamente de acuerdo con el estado actual de conocimientos generales sobre las PECC y también por el particular hecho de que México cuenta con una de estas presas en construcción que es Aguamilpa, Nayarit. Existen dos fuertes razones por las cuales se han preocupado los ingenieros de diseño sobre el comportamiento de dicha presa. Primero, en México ha habido desafortunadas experiencias con el mal funcionamiento de este tipo de estructuras. Esto se refiere a la presa Guadalupe, construída en el estado de México en el año de 1936. Debido a fuertes filtraciones de agua, la obra tuvo que modificarse posteriormente dos veces. Segundo, el sitio de la presa Aguamilpa se localiza en un área de alto riesgo donde los sismos podrían producirse por diferentes mecanismos y con una frecuencia relativamente alta. Por tanto, un análisis detallado y riguroso sobre la presa Aguamilpa sería muy provechoso y oportuno para su diseño y su observación en los posteriores períodos de su operación. Por todo lo anterior, una investigación sobre las PECC no solamente tiene interés académico sino que también puede beneficiar a la ingeniería de presas.

El trabajo de esta tesis se centra en el análisis sísmico de presas de enrocamiento con cara de concreto. En la siguiente sección se plantean los principales objetivos del trabajo, así como sus respectivas motivaciones. Después se describe la organización de la presentación del trabajo y los alcances de cada capítulo.

1.1 Objetivos

Los cuatro principales objetivos de este trabajo se describen a continuación.

1. Establecer un procedimiento de análisis dinámico de presas en que se puede incluir la influencia del embalse y de la cimentación.

En la actualidad se dispone de numerosos métodos tanto en el dominio del tiempo como de la frecuencia para analizar la respuesta de presas. La mayoría de ellos pueden adaptarse para estudiar las PECC. No obstante, la práctica sigue demandando más avances sobre esta línea de investigación, requiriendo que los métodos poseen alta eficiencia numérica y tomen en cuenta al mismo tiempo los factores de influencia dominantes. A grandes rasgos, un análisis sísmico de presas tiene dos metas. Primero, proporcionar al Ingeniero de diseño los estudios paramétricos en los que éste apoye, justifique y/o modifique sus diseños originales, los cuales generalmente son semi-empíricos. Como este proceso de revisión de diseño es iterativo, el análisis debe ser eficiente en cuanto a tiempo y costo. Por otro lado, como segunda meta, un análisis sirve para interpretar los datos registrados durante los sismos reales, lo cual permite de manera confiable estimar las propiedades dinámicas de los materiales constituyentes de las presas. Para lograr esto, en los análisis se deben modelar con suficiente aproximación las condiciones de frontera que incluyen la excitación, la cimentación de la presa y del embalse, ya que sólo así se pueden eliminar aquellos factores de influencia ajenos al comportamiento de la cortina y determinar con mayor certeza la respuesta intrínseca de los materiales. Esto conduce a la consideración de un sistema cortina-embalse-cimentación, en lugar de una cortina aislada.

Para analizar de manera eficiente el sistema cortina-embalse-cimentación, se planea combinar el tradicional método de elementos finitos (MEF) con el método de elementos de frontera (MEFr): la cortina y el embalse se modelan con el MEF, y la cimentación con el MEFr. Cabe señalar que con este procedimiento de cálculo se puede tomar en cuenta la influencia de la topografía del sitio y los tipos de ondas de incidencia en la excitación, ya que ésta no necesariamente sea síncrona.

2. Obtener la respuesta sísmica de las PECC considerando el comportamiento no lineal del enrocamiento.

Según los análisis limitados reportados hasta la fecha, se debe reconocer que, por sus características, la estabilidad sísmica de las PECC es en general alta. Sin embargo, la práctica todavía requiere un estudio cuidadoso sobre el comportamiento sísmico de este tipo de estructuras debido a que muchos mecanismos atribuibles a su comportamiento no se conocen todavía con certeza. Por ejemplo, la cortina generalmente está sujeta a una presión de confinamiento muy alta por lo que su rigidez también es relativamente alta. Como resultado, es posible que las frecuencias características de la cortina coincidan en gran medida con el contenido de frecuencias de la excitación lo cual puede ocasionar amplificaciones importantes. Esto podría repercutir en el nivel de deformaciones dinámicas y, en consecuencia, en efectos no lineales significativos.

En este trabajo se contempla obtener las respuestas sísmicas de las PECC mediante un análisis bidimensional y lineal equivalente, con lo cual se estudiarán diferentes secciones de la cortina bajo sismos con diferentes aceleraciones máximas. Se espera que los resultados de los análisis sirvan no solamente para ayudar a los ingenieros en las etapas de diseño sino también para interpretar las observaciones en el campo durante sismos futuros.

3. Analizar los efectos de los sismos sobre la membrana de concreto.

Una de las mayores preocupaciones respecto al comportamiento sísmico de las PECC es el fenómeno de agrietamiento que podría ocurrir en la membrana de concreto. Debido a los esfuerzos de tensión generados durante las etapas de construcción y el llenado, pueden aparecer fisuras en diferentes zonas de la membrana. Cuando la cortina está expuesta a la excitación sísmica, las fisuras pueden desarrollarse hasta que se formen grandes grietas, permitiendo que el agua bajo las presiones hidrostáticas e

hidrodinámicas penetre al cuerpo de la cortina, ocasionando fugas de agua importantes que disminuyan la utilidad de la obra. Para evitar la formación y el desarrollo de las grietas en la membrana, es deseable controlar la flexibilidad de la losa, así como su conectividad o interacción con los materiales de apoyo.

Se ha especulado que varios factores podrían afectar al comportamiento de la membrana entre los cuales se cuenta con el embalse y la unión entre el concreto y la cimentación. Por ello, se planea analizar el funcionamiento mecánico de la membrana bajo cargas estáticas y dinámicas, incluyendo el efecto de la cimentación y del embalse.

4. Implementar programas de computadora con propósitos generales para el análisis de interacción dinámica cortina-cimentación-embalse.

Para lograr los tres anteriores objetivos, se requiere implementar los programas de computadora combinando los métodos MEF y MEFr. En realidad, existen varios programas a los que el suscrito podría tener acceso. Estos son una parte de la serie de los bien conocidos programas hechos en la Universidad de California, Berkeley. Sin embargo, estos programas no usan la subestructuración que en esta tesis se plantea; además, es difícil adaptarlos en las computadoras personales (PC) porque ellos están estructurados originalmente para las computadoras grandes. Por estas y otras razones, se decidió hacer nuevos programas.

Los nuevos programas de computadora tienen varios aspectos atractivos. En ellos se resuelven los sistemas de ecuaciones algebraicas en forma de bloques, de tal manera que no existe prácticamente límite de memoria aún en las PC. Los programas tienen la capacidad de expansión de la biblioteca de elementos y la facilidad de acoplar varios tipos de elementos con distintos grados de libertad. Este aspecto es especialmente interesante cuando se trata de los problemas de interacción. Por tanto, dichos programas no se limitan a los estudios contemplados en esta tesis sino tienen campos de aplicación mucho más amplios.

1.2 Organización del trabajo

Esta tesis tiene ocho capítulos incluyendo éste, dos apéndices y un listado de referencias.

Con objeto de tener una visión de conjunto de las PECC, el capítulo 2 se dedica primero a una descripción general de los principales componentes de este tipo de estructuras. Después, en el mismo capítulo, se hace un breve resumen de los comportamientos observados en las PECC ante sollicitaciones no dinámicas (estáticas e hidrostáticas) y dinámicas.

Los otros capítulos, del 3 al 7, se podrían agrupar en dos grandes partes que podríamos llamar la teórica y la de aplicación. Los capítulos 3, 4 y 5 constituyen la parte teórica. Se dice así porque los resultados alcanzados en estos capítulos se derivarán de métodos de análisis matemáticamente rigurosos ya que no incluyen criterios de juicio ingenieril tales como los implícitos en el modelo lineal equivalente, y también porque los estudios incluidos allí son relevantes para problemas más amplios y más generales que el tema de las PECC. Esta parte se concentra en establecer la metodología de análisis, validar la implementación computacional y realizar una serie de estudios paramétricos para apreciar la influencia de la cimentación y del embalse.

En el capítulo 3, se describe primero cómo idealizar el sistema cortina-embalse-cimentación, destacando la necesidad de utilizar el MEFr. En seguida, se expone dicho método en forma relativamente amplia, incluyendo sus características, ventajas y desventajas, y algunos aspectos relacionados con su implementación computacional. Después se ilustra el uso del método resolviendo dos problemas relevantes de la Geodinámica: flexibilidad dinámica de zapatas cimentadas en un semi-espacio y respuesta de una cortina. Las ventajas del MEFr se muestran una vez más cuando se trata del problema de la definición de excitación asíncrona. El objetivo principal de este capítulo se cubre al presentar las ecuaciones básicas del análisis complejo del sistema.

Los efectos de interacción cortina-embalse y de interacción cortina-embalse-cimentación se estudian respectivamente en los capítulos 4 y 5. Como los trabajos relacionados con la modelación del embalse son relativamente escasos en la literatura geotécnica, en el capítulo 4 se exponen los detalles de las ecuaciones gobernantes del problema, las condiciones de frontera, y las técnicas numéricas para acoplar la cortina con el embalse. Se hace la validación de la implementación computacional mediante las comparaciones entre los resultados numéricos y las soluciones analíticas para presas rígidas y con paramentos verticales, ante excitaciones horizontales y verticales. Después se efectúan una variedad de estudios paramétricos para apreciar la influencia de las geometrías del paramento de la presa y del fondo del embalse, el tirante del agua, la magnitud del acoplamiento agua-sólido, la compresibilidad del agua, y el talud de la presa. En el capítulo 5, los estudios con la cimentación rígida realizados en el 4, se extienden al caso de la cimentación flexible. Se distinguen en la presentación de los resultados dos categorías de presas: de gravedad y de enrocamiento y tierra, por su geometría. De esta manera, se concluye la parte teórica del trabajo.

La parte de aplicación abarca del capítulo 6 al 7. Con objeto de aplicar la metodología establecida en el capítulo 3 a las PECC, en el capítulo 6 se expone el modelo lineal equivalente en el que se incluye la no linealidad de los materiales de enrocado en un análisis en el dominio de la frecuencia. Aunque el uso del método lineal equivalente no es novedoso, para tener una idea clara sobre dicho método, se describirán con suficiente amplitud sus ventajas y desventajas incluyendo algunos aspectos que fueran especialmente adaptados en esta tesis. Como es sabido, antes de realizar el análisis sísmico de obras reales, se requiere un estudio estático para obtener el estado de esfuerzos inicial, así como las propiedades de los materiales. Por tanto, en el mismo capítulo 6, se exponen también los detalles del análisis estático no lineal con el modelo de Kondner. Debe destacarse que el modelo de Kondner y el método lineal equivalente no son rigurosos desde el punto de vista matemático, por lo que el uso e interpretación de los resultados deben estar siempre acompañados por un buen juicio ingenieril. Y precisamente en este sentido, dejamos la exposición de los métodos no lineal estático y lineal equivalente en la parte de aplicación.

En el resto del capítulo 6 y en el capítulo 7 se presentan los resultados de análisis estático y dinámico de PECC. Como el comportamiento de la cara de concreto es de especial interés para el diseño de PECC, agrupamos todos los resultados relacionados con la cara en el capítulo 7. Aunque los resultados se presentan en forma separada, los análisis se han realizado simultáneamente para el cuerpo de la cortina y la cara de concreto ya que ellos actúan en forma interactiva y acoplada.

En el capítulo 8, se resumen las conclusiones. Finalmente, se presentan también dos apéndices. En el apéndice A, se escriben las fórmulas matemáticas de las funciones fundamentales para un problema dinámico estacionario que son usadas en el MEFr. En el apéndice B, se exponen algunos de los aspectos más importantes de los elementos viga isoparamétricos.

Debe destacarse que esta tesis abarca temas relativamente amplios desde los métodos numéricos hasta observaciones de campo de las obras; por tanto, no es posible ni es la intención en tan limitado espacio hacer exhaustivas revisiones de antecedentes. Los trabajos mencionados en cada capítulo no necesariamente son los originales en el tema, sino más bien aquellos que han influenciado al suscrito durante el desarrollo de esta tesis. Es oportuno indicar también que las notaciones utilizadas en toda la tesis no están unificadas. Durante el transcurso del trabajo notamos que no es imposible unificar todos los símbolos, pero al hacerlo se complica mucho más el asunto, ya que para diferentes temas se acostumbra utilizar diferentes sistemas de notación. Por ejemplo, tratándose de una ecuación de campo, si es la versión original, se queda en forma indicial; pero si es su versión discretizada en el MEF, la misma ecuación debería escribirse en forma matricial explícita. Por tanto, se prefirió usar las notaciones que suelen emplearse en la literatura para cada tema específico.

2. DESCRIPCIONES GENERALES DE LAS PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO

Las presas de enrocamiento con cara de concreto (PECC) han tenido una larga y turbulenta historia, la cual por razones de brevedad se describe brevemente a continuación (Cooke, 1984; Sherard, 1984):

1920-40, período inicial. Para terraplenes de enrocamiento a volteo que llegaron a tener máxima altura de unos 100 m, se usaban losas de concreto en paneles separados y cuadrados, y sellos en todos los lados de las laderas. Las presas experimentaban comúnmente considerables asentamientos durante largo tiempo después de la construcción, abriéndose fisuras en los sellos que causaban grandes fugas.

1940-70, período de transición. Se seguía con la misma práctica. Se construyeron muy pocas presas de altura de 50 a 100 m y sólo una de 150 m (New Exchequer, California). Se seguían teniendo malas experiencias con asentamientos, roturas de los sellos y grandes fugas de agua. La presa Guadalupe (SRH y otros, 1976) fue una de muchas dolorosas experiencias de falla o mal funcionamiento. Muchos ingenieros habían concluido que este tipo de presas no eran satisfactorias por el problema de filtración. Al final de este período, comenzó la práctica de colocar enrocamientos en capas delgadas.

1970-80, período de rápido desarrollo. Casi todas las presas se construyeron con enrocamientos en capas delgadas y compactados con rodillos vibratorios cilíndricos de acero liso, técnica usada originalmente en la ingeniería de carreteras. Como resultado, los asentamientos posteriores a la construcción resultaron menores que antes. También cambiaron los detalles de la construcción de la losa aguas arriba,

eliminando las juntas horizontales, corriendo el refuerzo de acero continuamente desde la cresta hasta la base, y reduciendo gradualmente el espesor de la losa. Los problemas con las fugas de agua disminuyeron. Poco a poco más ingenieros se convencieron del funcionamiento satisfactorio de estas estructuras y empezaron a creer que era una buena alternativa. En este período se construyeron muchas presas de este tipo en diferentes países, incluyendo la presa Cethana (100 m de la máxima altura de la cortina) en Australia, Alto Anchicaya (140 m) en Colombia, y Foz do Areia en Brasil (160 m), siendo ésta la de mayor área de la losa y de mayor volumen de embalse hasta ese momento. Su excelente comportamiento atrajo la atención internacional de la profesión.

1980-presente. Las PECC son ahora generalmente aceptadas y son consideradas seriamente como una opción en la mayoría de los sitios con cimentación rocosa. Son generalmente competitivas con presas de enrocamiento y corazón impermeable (PECI); así como con presas de arco de concreto. En 1985, la ASCE organizó un simposio sobre las PECC, que despertó gran interés en los ingenieros de todo el planeta e impulsó un acelerado avance en las construcciones de las PECC. A partir de entonces, un mayor número de PECC están en construcción y otras más en diferentes etapas de diseño. Al mismo tiempo, los métodos de análisis, diseño, construcción, implementación y mantenimiento, especificados para las PECC, empiezan a ser temas importantes de investigación para los ingenieros civiles en general y los geotecnistas en particular.

Los materiales de publicación relevantes sobre las PECC se pueden encontrar en las memorias de los Congresos Internacionales de Grandes Presas; las memorias de dos simposios organizados por la ASCE: *Symposium on rockfill dams*. (Trans., ASCE, 125(II), 1960) y *Concrete face rockfill dams—Design, construction, and performance* (Detroit, editado por J. B. Cooke y J. L. Sherard, 1985). También se publican artículos en revistas como *Water Power & Dam Construction* y *Journal of Geotechnical Engineering* (anteriormente *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*), ASCE. En esta última revista, se han publicado artículos de discusión sobre los trabajos originales en el número 2 del volumen 110, 1986 y el número 10 del volumen 113, 1987, que representan una gran contribución al tema.

En cuanto al objetivo de este capítulo, se proporcionan algunas informaciones relevantes sobre las PECC, incluyendo una descripción breve del diseño y el comportamiento de las presas construídas ante sollicitaciones tanto dinámicas como sostenidas.

2.1 Diseño de PECC

Las PECC están construídas por el terraplén, una membrana de concreto, un plinto y unas juntas. Una sección típica se muestra en la fig. 2.1 (Cooke y Sherard, 1987).

TERRAPLEN. En general el terraplén tiene una zonificación de materiales bien definida. Las diferentes zonas de materiales se definen como sigue (fig. 2.1).

Zona 1. Una cubierta de suelos impermeables compactados (material 1A), preferiblemente limos; se coloca sobre la parte inferior de la membrana, la cual tiene el objetivo de cubrir las juntas perimetrales o sellarlas en el caso de su apertura. Para una mayor estabilidad del estrato de material 1A, se colocan encima de éste otros materiales (1B).

Zona 2. El propósito de los materiales en esta zona es triple. Primero, proporcionar un apoyo uniforme y firme a la membrana; segundo, tener una barrera semi-impermeable contra la posible fuga de agua; tercero, funcionar como dren para que el agua no penetre en el cuerpo de materiales de enrocamiento, sino que drene en una zona muy cercana a la membrana. Se distinguen dos subzonas: 2B y 2C. El material de soporte contiguo a la membrana, 2B, es un estrato con partículas de tamaño pequeño para facilitar su compactación y proporcionar un apoyo liso a la losa. Existe, sin embargo, una controversia sobre si el material debe ser permeable. Para algunos, el material de soporte debe ser relativamente impermeable para que proporcione una defensa contra la posible fuga de agua a través de la membrana (Sherard, 1985). Para otros, un material impermeable es demasiado deformable y de relativa baja resistencia al corte; además, puede quedarse saturado, lo cual es peligroso ante una sollicitación sísmica (Casnader, 1987). El material 2C es una transición entre el 2B y el de la zona 3 que se describe en seguida.

Zona 3. Es la zona principal de la cortina y consiste en enrocamientos y/o gravas. Se divide en tres subzonas: 3A, 3B y 3C. La zona 3A es la transición entre la zona 2 y el cuerpo principal de enrocamientos, en que rocas selectas de tamaño pequeño o gravas se colocan en capas con el mismo espesor que los materiales de la zona 2. La calidad de los materiales en la zona 3B es mejor que en la zona 3C y el espesor de las capas de los materiales 3B y 3C es de 1 m y de 2 m, respectivamente. Por tanto, los materiales 3B son menos compresibles que los 3C; esto es importante ya que los 3B soportan la mayor parte de la carga del agua. En todo caso, los materiales se compactan con equipo vibratorio en cuatro pasadas. A veces se usa el agua en la compactación.

En términos generales, los materiales colocados en la parte de aguas arriba son más resistentes, menos compresibles y menos permeables que los de la parte de aguas abajo, con el objeto de proporcionar por un lado una mejor compatibilidad de deformación entre la membrana de concreto y los enrocamientos y por otro, una defensa contra una posible filtración en el caso de presentarse agrietamientos excesivos de la membrana. El uso de materiales de relativa pobre calidad en la zona de aguas abajo redundaría en un abatimiento del costo de construcción. Aunque el diseño de la sección de la cortina varía de una presa a la otra, dependiendo de la disponibilidad de los materiales, de la secuencia de construcción, y del juicio ingenieril de los técnicos en cada obra, el criterio esencial de un buen diseño es invariable: seguridad contra todos los efectos de agua. Respecto a esto, se debe indicar que el diseño ha evolucionado hacia el lado conservador porque últimamente se han reconocido que los enrocamientos zonificados deben ser de baja permeabilidad para que la presa funcione aún cuando la membrana falle totalmente y cuando el embalse esté lleno (Sherard, 1984; Cooke, 1991). Esta posición revela que en la actualidad el diseño seguro de la cara de concreto, la cual debe ser el principal elemento impermeabilizador, no es todavía un aspecto que se domine técnicamente.

Finalmente, en cuanto a la geometría del terraplén, las pendientes de ambos taludes suelen variar de 1V:1.3H a 1V:1.5H, pero no son necesariamente iguales en ambas caras.

MEMBRANA. La membrana está constituida de concreto, el cual tiene la resistencia a la compresión del orden de 20 MPa a 28 días y refuerzos con un porcentaje de 0.4% en ambas direcciones del plano de la membrana. La durabilidad y la impermeabilidad del concreto son más importantes que la resistencia. El refuerzo sólo sirve para tomar las tensiones generadas por el curado. El espesor de la membrana en la cresta es 30 a 40 cm y se incrementa gradualmente hacia la base con una razón de 2 a 3 mm por metro de profundidad del agua. La membrana se construye en fajas verticales

continuas desde la cresta hasta la base sin ninguna junta horizontal. El ancho de las fajas es en general de 15 m. Sin embargo, por la limitación de los equipos de construcción y la conveniencia en la programación de construcción, muchas veces las fajas se colocan en varias etapas dejando juntas horizontales de construcción. Existe la convicción, respaldada también por cálculos numéricos, que la membrana tiene que colocarse después de terminar el terraplén completo para que no sufra distorsiones considerables por la deformación del terraplén.

Por último, en la cresta existe una prolongación de la parte principal de la membrana que es el muro parapeto. Este muro en cantiliver de forma L tiene una altura de 3 a 5 m y se empleó originalmente para ahorrar una rebanada de enrocamiento en el talud de aguas arriba. Sin embargo, la construcción de este muro también es útil contra la posible erosión de los enrocamientos por el oleaje.

PLINTO. El plinto es un bloque de concreto en el que se apoya la membrana. El plinto se coloca al pie del talud y a lo largo todo el perímetro de contacto entre la membrana y las laderas. El espesor del plinto concuerda generalmente con el de la membrana pero debe tener un valor mínimo de 0.3 a 0.4 m. El ancho del plinto varía de acuerdo con el gradiente de agua al que está sometido. En buenas cimentaciones un ancho de 1/20 - 1/25 de la altura de agua es adecuado, pero no debe ser menor que 5 m.

Un buen diseño del plinto debe asegurar su estabilidad contra las presiones de agua y las de enrocamiento, así como una buena conectividad con la cimentación. La cimentación debe ser resistente y no susceptible a la erosión o tubificación; en caso contrario, se requieren tratamientos locales de impermeabilización mediante inyecciones u otros métodos. Un buen contacto entre el plinto y la cimentación se logra haciendo una limpieza cuidadosa de la superficie de apoyo con aire o agua antes de la colocación del plinto y/o poniendo anclajes que atraviesan la superficie de contacto. El refuerzo del plinto sirve sólo por efectos de temperatura. La construcción del plinto siempre se programa antes de la colocación de los materiales de enrocamientos.

JUNTA PERIMETRAL. Es, quizá, la clave del éxito de una PECC, puesto que existe una gran diferencia entre la deformabilidad de la cimentación, la membrana y los enrocamientos, por lo cual se presenta una incompatibilidad de deformación en la junta y ésta puede romperse causando fugas de agua. De hecho, el mal funcionamiento de las juntas perimetrales ha sido la principal razón de muchas malas experiencias con este tipo de presas en el pasado. La junta debe ser flexible e impermeable al mismo tiempo, lo cual no es fácil de lograr. Existen diferentes formas y distintos materiales para un adecuado diseño pero en todo caso una doble (a veces triple) línea de defensa es necesaria. Una junta perimetral tentativa se ilustra en la fig. 2.1. En la parte de contacto con el agua, se coloca mastique cubierto con una banda plástica. En la parte de contacto con el material de apoyo, se intercala un sello de cobre y mortero seguido por una zona de transición de arena fina. En el contacto entre bloques de concreto, se ponen sellos de PVC. Sin embargo, cabe señalar que con respecto a una componente tan importante para el buen diseño de la presa como es la junta perimetral, existen en la literatura sorprendentemente muy pocos estudios serios. Quizá la excepción sea un extensivo trabajo experimental realizado en la CFE, México (Montañez, 1991). Se requieren todavía más trabajos teóricos y experimentales sobre las juntas perimetrales.

2.2 Comportamiento ante solicitaciones no dinámicas

El comportamiento de una presa depende de muchos factores locales, tales como la condición de la cimentación, la configuración del valle, los materiales utilizados, los procedimientos de construcción e inclusive el clima. Por tanto, se podría decir que cada presa se comporta de manera diferente y única. Sin embargo, si nos concentramos solamente en algunos aspectos específicos, teniendo un patrón comparable podemos establecer algunas tendencias generales a partir de las tan variadas observaciones. En lo que sigue, intentamos dar una visión general de los comportamientos de las PECC con base en los reportes publicados.

Al final de la construcción

Conforme se incrementa la altura de la cortina, los asentamientos aumentan hasta llegar a un valor máximo al final de la construcción. En una sección transversal, las curvas de igual asentamiento tienen forma de bulbos. El centro de los bulbos donde tienen lugar los asentamientos máximos está sobre o cerca del eje central vertical y a una altura $0.5H$, siendo H la altura máxima (Pinto y otros, 1983; Haelas y otros, 1985). El asentamiento máximo registrado varía de 0.40% a 0.45% de H , con la excepción de la presa Foz de Areia en que se registró un valor de 2.24% de H . En la sección longitudinal, el asentamiento máximo se observa en el centro del valle; los movimientos horizontales son hacia el centro del valle.

Los esfuerzos verticales tienen valores menores que los esfuerzos calculados con el peso propio debido a la transferencia de cargas y a la geometría de la sección transversal de la cortina. Dependiendo del tipo de material utilizado se presenta el efecto de arqueado, el cual, sin embargo, no es tan importante como en las PECC. Las direcciones de los esfuerzos principales coinciden con los ejes de referencia en o cerca del eje central y con el talud en puntos cercanos a los taludes. La relación entre los esfuerzos principales mayor y menor es diferente en gravas y enrocados, siendo mayor en enrocados (Haelas y otros, 1985). Esto implica que la relación de Poisson es diferente para cada tipo de material.

Los módulos de deformación se pueden calcular de acuerdo con los esfuerzos y asentamientos observados. Los módulos se incrementan con el nivel de esfuerzos confinantes pero al parecer, después de un cierto nivel de confinamiento, los módulos ya no siguen una tendencia ascendente con el confinamiento (Haelas y otros, 1985). Los módulos medios para los enrocados son del orden de 30-50 MPa y para las gravas son mucho mayores que estos (hasta siete veces, Haelas y otros, 1985), por lo que las gravas son más deseables para la construcción de las PECC, especialmente para la zona 3B.

Al final de la construcción, si la membrana de concreto se coloca en varias etapas, se observan deformaciones en ella. Sin embargo, tal deformación es relativamente pequeña. Los movimientos en las juntas perimetrales pueden ser de apertura o de cierre.

Al final del llenado

Los asentamientos adicionales son de magnitud muy reducida comparados con los registrados durante la construcción. La zona más afectada se limita a la parte de aguas arriba del cuerpo de la cortina. El asentamiento máximo que se registra en la

cara del talud a una altura 0.3-0.5 de H es aproximadamente 0.1% de H (Millet y otros, 1985; Haelas y otros, 1985).

Los esfuerzos inducidos por el llenado tienen una dirección principal concordante con la dirección de la aplicación de las cargas hidrostáticas. Por tanto, los esfuerzos cortantes adicionales en esta etapa son bajos.

Los módulos de deformación, calculados a partir de los desplazamientos horizontales y las presiones del agua, son de 1.5 a 3.0 veces mayores que los verticales por peso propio. Esto implica, según muchos autores, que los enrocados compactados tienen cierta anisotropía: son más rígidos en la dirección horizontal que en la dirección vertical. Esto, en realidad, se debe a que, durante el llenado el material está sometido a una descarga de esfuerzos desviadores y por consiguiente se comporta más rígido que en la etapa de construcción.

La membrana de concreto sufre su mayor distorsión por el llenado. La membrana sufre tensión en la parte cercana a la junta perimetral y a la cresta, y compresión en la parte central. La mayoría de las juntas perimetrales se abren y muy pocas se cierran o se quedan intactas.

La fuga del agua puede ser desde insignificante hasta muy notable dependiendo del volumen del embalse, el nivel del agua y las condiciones de las juntas. Al respecto, se han reportado básicamente dos observaciones. Primero, la curva nivel de agua vs flujo de agua sigue una ley parabólica e histerética. Es decir, cuando el nivel del agua se eleva, el flujo aumenta; para un cierto nivel del agua, el flujo en un proceso de llenado es menor que en un proceso de vaciado. Segundo, la fuga del agua ocurre principalmente en las juntas perimetrales ya que la mayoría de las juntas internas permanecen cerradas.

Comportamiento a largo plazo

Las PECC no sufren asentamientos a largo plazo tan importantes como las PECC ya que en éstas los efectos de arqueado entre el respaldo y el corazón causan un asentamiento diferido. Los asentamientos en las PECC cesan prácticamente cinco años después del final del llenado. Según Sherard y Cooke (1987), la rapidez de asentamiento en la cresta para una PECC con enrocamientos compactados es de un 0.0035% de H por año después de 5 años de su construcción, 0.0015% de H por año después de 10 años, y 0.0006% de H por año después de 15 años. En cambio, si los enrocamientos fueron colocados a volteo, la rapidez de asentamiento asciende a 0.0045, 0.0030 y 0.0010% de H por año para los mismos períodos.

2.3 Comportamiento ante sollicitaciones dinámicas

Observaciones de campo

Hasta la fecha, la presa Cogotí es aparentemente la única presa con cara de concreto vibrada por sismos (Arrau y otros, 1985). Su comportamiento es de mucho interés para nuestro estudio sísmico de las PECC.

La presa Cogotí se localiza en la parte norte central de Chile, a 275 km de Santiago de Chile. Su construcción concluyó en 1938. La presa tiene una altura máxima de 85 m y el área total de la cara de concreto es de 16,000 m². La cresta con la configuración longitudinal de línea recta tiene una longitud de 160 m y un ancho de 8

m. Las pendientes de los taludes medios aguas arriba y aguas abajo son respectivamente 1.0V:1.4H y 1.0V:1.5H. Los enrocamientos se colocaron a volteo. El espesor de la cara de concreto es 20 cm en la cresta y 80 cm en la base con un incremento de 7 mm por cada metro de profundidad del agua. La cara está formada por losas cuadradas de 10 m de lado. Las juntas se hicieron con sellos de cobre y con refuerzos de acero.

Después de su construcción, la presa fue sometida a cuatro sismos importantes en 1943, 1965, 1971 y 1985, con magnitudes Richter 7.9, 7.1, 7.5 y 7.7, y aceleraciones máximas en la base de 0.19g, 0.04g, 0.05g y 0.03g, respectivamente.

La rapidez de asentamiento de la presa en la cresta a partir de la culminación de la construcción fue de 80 mm por año. Cinco años después del final de la construcción, en 1943, la presa sufrió en el sismo un asentamiento súbito en toda la cresta y alcanzó en la parte central un valor máximo de 40 cm. Después del sismo, la rapidez de asentamiento disminuyó a 15 mm por año, sólo una quinta parte de la rapidez alcanzada antes del sismo. Esto implica que los materiales de enrocamiento a volteo fueron compactados significativamente durante ese sismo. Otros sismos subsecuentes no han causado aparentemente asentamientos súbitos de la presa.

Se observó que el sismo de 1971 causó agrietamientos longitudinales en la cresta y algunos desarreglos de rocas individuales y piedras sobre la cresta y de rocas en la parte aguas abajo.

En ningún sismo se registró una fuga de agua inmediata, implicando que la membrana de concreto así como las juntas se han comportado de manera satisfactoria. Sin embargo, durante el sismo de 1943 se observó que la parte extrema superior de la cara de concreto estuvo descubierta por el lado de aguas abajo. Esto pudiera significar que la membrana no se movió en forma conjunta con los materiales de enrocado durante este sismo.

Observaciones en modelos

Una visualización de los modos de falla en las PECC en condiciones sísmicas puede obtenerse a través de los ensayos de mesa vibradora en modelos físicos de pequeña escala. Han y otros (1988, citado por Gazetas y Dakoulas, 1991) utilizaron un modelo de terraplén de grava-arena con un peso volumétrico de 16 kN/m^3 y de 1 m de altura. La losa consiste en yeso (gypsum) con espesor de 4 mm y una resistencia a la tensión de 300 kPa. Debajo de la losa se colocó un estrato de arena con un peso volumétrico de 17 kN/m^3 . La base del terraplén tiene una pendiente transversal 1:14 desde aguas arriba hacia abajo. La aceleración en la base alcanzó 0.6g y la deformación permanente empezó a acumularse a partir de 0.14g. Inicialmente el deslizamiento se confinó en cuñas superficiales en la vecindad de la cresta. Con el incremento de las amplitudes de aceleración, aumentó la extensión de las zonas de deslizamiento y ocurrieron rodamientos y deslizamientos de gravas principalmente en la zona de aguas abajo. Al crecer aún más la amplitud de la aceleración, la losa perdió su soporte, deformándose como un muro en voladizo, y se fracturó por el efecto de vibraciones violentas.

Estudios teóricos

Seed y otros (1985), Bureau y otros (1985), Gazetas y Dakoulas (1991) y Romo (1991) han realizado estudios analíticos separadamente utilizando diferentes métodos.

El objetivo del trabajo de Seed y sus colaboradores (1985) se concentró en la estimación de la deformación de deslizamiento de las típicas PECC sometidas a una aceleración en la base de 0.5g y con magnitud de 6.5 a 8.25. Ellos utilizaron primero el método lineal equivalente para estimar la distribución de aceleraciones en el cuerpo de la cortina y después calcularon los desplazamientos permanentes de los supuestos bloques rígidos por medio del procedimiento de Seed-Makdisi (1978), una versión modificada del método de Newmark (1965). Sus conclusiones principales son las siguientes. (1) La práctica común de asignar taludes de 1:1.3 a 1:1.45 es aceptable en áreas de baja a moderada sismicidad. En sitios de alta sismicidad con magnitud 7.5 y aceleración máxima 0.5g, los taludes más tendidos con pendiente de 1:1.65 son más deseables. Si la magnitud del sismo llega a ser 8.25, se requieren taludes de 1:1.8 para lograr un comportamiento adecuado. (2) En la parte cercana a la cresta, es posible registrar altas aceleraciones. Para ello, es deseable colocar en esta zona una sección de materiales más finos porque las deformaciones inducidas en éstos son mucho menores que las de los materiales granulares. (3) Las bermas estabilizadoras en la parte inferior de la cortina pueden ser útiles para minimizar las deformaciones si la magnitud del sismo alcanza a 8.25.

En los trabajos de Seed y sus colaboradores, el análisis realizado en el dominio de la frecuencia se limitó a una sección bidimensional y no se consideraron los efectos del agua ni de la cimentación. El mecanismo de las deformaciones permanentes fue sólo de deslizamientos de bloques rígidos. Además, tampoco se tomó en cuenta la presencia de la membrana de concreto por lo que no fue posible calcular la respuesta de ésta.

Por otro lado, Bureau y otros (1985) estudiaron el problema en el dominio del tiempo para evaluar el comportamiento no lineal verdadero de los materiales e identificar los modos de falla reales en este tipo de estructuras. Los resultados principales obtenidos por ellos son los siguientes. (1) Ante una fuerte excitación con aceleración máxima de 0.7g, la deformación plástica ocurre en casi toda la sección y se concentra principalmente en la parte aguas abajo y en el tercio superior de la cortina. (2) Las deformaciones permanentes se distribuyen en forma continua en la cortina y no se deben a un mecanismo discontinuo como se propuso en el trabajo de Seed y otros (1985). (3) La presión hidrodinámica del embalse sobre la presa contribuye a los movimientos laterales de la presa y debe ser tomada en cuenta de manera tan adecuada como sea posible.

Los estudios de Bureau y otros (1985) se limitaron de nuevo a un análisis bidimensional sin incluir el efecto de la cimentación. También se prestó poca atención a la respuesta de la membrana.

Gazetas y Doukalias (1991) extendieron los trabajos de Seed y otros (1985) al caso tridimensional. Analizaron una PECC situada en un valle semi-cilíndrico y llegaron a la conclusión de que la vibración en la zona cercana a la cresta es extremadamente alta. Según ellos, varios aspectos del diseño actual deben ser revisados.

El trabajo de Romo (1991) está enfocado a estudiar la respuesta de la presa Aguamilpa actualmente en construcción. Utilizó el método del modelo lineal equivalente para calcular las aceleraciones y evaluó las deformaciones permanentes con el procedimiento propuesto por Romo y Reséndiz (1980). Las conclusiones alcanzadas son las siguientes. (1) El diseño propuesto para la presa Aguamilpa es adecuado desde el punto de vista estático y dinámico. (2) Para minimizar las deformaciones estáticas y dinámicas la mezcla de grava-arena debe tener un porcentaje de finos menor que 5%; un porcentaje de 2% es todavía más adecuado. (3) La frontera

entre la zona 3B y 3C podría ser vertical.

2.4 Conclusiones

La alta estabilidad y baja deformabilidad de las PECC se logran principalmente por el moderno método de compactación, el cual propicia condiciones favorables para el buen comportamiento de este tipo de presas. Las distorsiones inducidas por el llenado de agua y los asentamientos posteriores a la construcción son pequeños. Los materiales empleados están homogeneizados por la compactación y llegan a tener altos módulos de rigidez y altas resistencias inmediatamente después de su colocación de los materiales a diferencia de las PECC donde las fuerzas de gravedad juegan un papel más importante. La selección de los materiales no necesita ser muy estricta pues aun materiales de diversos tipos pueden uniformarse por la propia compactación. Además, las interferencias de procedimientos constructivos son mínimas.

Si la membrana, las juntas perimetrales y la sección del material de apoyo son adecuadamente diseñadas, la capacidad de las PECC contra todos los efectos de agua—presiones hidrostáticas, fugas, erosión, tubificación y fracturamiento hidráulico—es muy alta. Esto casi elimina de raíz los problemas con el agua que son los más serios para el diseño de presas de tierra y enrocamiento.

Existen en la actualidad muy pocas experiencias con el comportamiento sísmico de las PECC. La mayoría de las PECC construídas o en operación se encuentran en países de muy baja sismicidad tales como Australia y Brasil. La presa Cogotí fue sometida a sismos de baja intensidad pues la máxima aceleración del terreno fue sólo de 0.19g. Ante sismos de esta naturaleza, casi cualquier tipo de presa podría soportarlos con daños de poca importancia.

Los estudios realizados hasta la fecha han prestado poca atención al comportamiento de la membrana que podría ser crítico para el adecuado funcionamiento de la presa. Los efectos de la cimentación tampoco han sido considerados, los cuales pueden ser importantes ya que la rigidez de la losa es comparable con la de la cimentación aun cuando ésta sea de roca sana. La importancia de los efectos hidrodinámicos sobre las PECC y principalmente en la membrana de concreto no ha sido aclarada en los estudios anteriores. Todo esto constituye la principal motivación del trabajo de esta tesis.

3. METODOLOGIA DEL ANALISIS DE RESPUESTA COMPLEJA DE SISTEMAS CORTINA-EMBALSE-CIMENTACION

En los últimos 30 años se han desarrollado numerosos métodos para analizar el comportamiento sísmico de presas. Entre los métodos de análisis en el dominio de la frecuencia, que suele denominarse como análisis de respuesta compleja, se distinguen los analíticos y numéricos. Los analíticos están basados en la teoría de vibración de viga de cortante, y por su simplicidad se utilizan para el diseño preliminar. Los numéricos, que en cambio están estructurados en general dentro del marco del método de elementos finitos (MEF), son usados para diseños detallados, y han ganado gran popularidad por su versatilidad para tomar en cuenta la inhomogeneidad de materiales y las irregularidades geométricas.

Los trabajos más conocidos sobre los métodos numéricos han sido desarrollados por Seed y sus colaboradores en la Universidad de California, Berkeley, en los Estados Unidos. Una serie de programas de computadora implementadas por ellos han sido popularizadas dentro y fuera de ese país para analizar una gran cantidad de presas construidas o en etapa de diseño alrededor del mundo (Idriss y otros, 1973; Lysmer y otros, 1974; Romo y otros, 1977; Kagawa y otros, 1981). Según la clasificación de los análisis de interacción suelo-estructura (Bayo y Wilson, 1983), estos métodos son completos en el sentido de que intervienen todos los grados de libertad del sistema por analizar en la etapa de la solución del sistema de ecuaciones. Esto dificulta mucho el análisis cuando se desea incluir los efectos del embalse y de la cimentación, ya que el sistema resultante contiene una enorme cantidad de grados de libertad. Por la disponibilidad de la memoria virtual de computadoras y el alto tiempo de ejecución, sistemas de tal índole son muy difíciles, a veces imposibles de estudiar en forma completa si no se hace una debida subestructuración. Como el mismo nombre indica, los métodos de subestructuración dividen al sistema completo en varios subsistemas siendo uno de ellos el principal. En nuestro caso, de análisis de presas, el subsistema principal podría ser la cortina y su cimentación como un subsistema complementario. Como consecuencia de la descomposición del problema completo, el sistema de ecuaciones final a resolver sólo abarca un número muy reducido de variables que están relacionadas únicamente con el

subsistema principal, facilitando así considerablemente la solución del problema.

Existen varias formas de subestructurar un sistema completo, entre ellos se pueden mencionar los de volumen, de frontera y mixto (Bayo y Wilson, 1983). Los métodos para estudiar comportamientos sísmicos de presas desarrollados por Chopra, Clough y sus colaboradores (Chopra y otros, 1980; Hall y Chopra, 1982; Clough y otros, 1985) son de subestructuración por frontera. En ellos, se aísla la cortina como el subsistema principal y se resuelven tres problemas separadamente: difracción, impedancia y finalmente el análisis del subsistema de la cortina. Resolviendo el problema de difracción, se puede conocer el movimiento del terreno en el campo libre, o bien, en el sitio donde la presa se va a construir. La solución de impedancia, por otro lado, estima las respuestas del terreno bajo las aplicaciones de carga sobre su superficie, sin considerar la presencia de la excitación sísmica. Con los resultados de la solución de los problemas de difracción e impedancia pasan a estudiar la cortina obteniéndose finalmente sus respuestas sísmicas. Con los métodos de subestructuración, es posible realizar estudios de sistemas cortina-embalse-cimentación con trabajo computacional moderado.

En este capítulo se presenta una nueva alternativa de análisis complejo, que se usará a lo largo de la tesis para estudiar presas de enrocamiento con cara de concreto (PECC). Este método es fundamentalmente de subestructuración por frontera, pero proporciona nuevos tratamientos numéricos sobre el problema. Primero, se combina el método convencional de elementos finitos con el de elementos de frontera (MEFr), siendo éste menos popular para resolver problemas reales geotécnicos a gran escala. Segundo, se define la excitación sísmica como una incidencia de ondas elásticas, lo cual tiene la ventaja de poder tomar en cuenta en el análisis las variaciones espaciales del movimiento del terreno. Tercero, aunque la presente tesis se limita a estudiar problemas bidimensionales, este método puede extenderse directamente al caso tridimensional, lo cual no es fácil de llevar a cabo con el algoritmo utilizado por otros métodos como el de Waas (1972).

Este capítulo se organiza de la siguiente manera. En la sección 3.1 se describe cómo se idealiza el sistema cortina-embalse-cimentación, y se introduce la necesidad del uso del MEFr. Las secciones 3.2 y 3.3 se concentran en el desarrollo del MEFr: en 3.2, se da una descripción del método y en 3.3, se citan ejemplos de aplicación para los casos de elasticidad dinámica estacionaria. La sección 3.4 se dedica a definir el movimiento del terreno así como su análisis con el MEFr. En la sección 3.5 se formulan las ecuaciones básicas para el problema de la interacción entre la cortina, el embalse y la cimentación. Como se ve, las secciones 3.2 a 3.4 preparan a la 3.5.

Notamos que las siguientes discusiones sobre los análisis teóricos del problema están siempre orientadas a algún método de discretización espacial, ya sea MEF o MEFr. Esto no solamente ayuda a visualizar la física del problema sino la forma de solucionarlo mediante el uso de las computadoras.

3.1 Idealización del sistema

En la fig. 3.1 se ilustra gráficamente el sistema cortina-embalse-cimentación. Dentro de este sistema, se distinguen tres dominios y tres fronteras de interfaz entre ellos. Los tres dominios son la cortina, el embalse y la cimentación; las tres fronteras de interfaz son cortina-agua, cortina-cimentación y agua-cimentación. En esta tesis, "agua" se refiere al agua contenida en el embalse y es un fluido externo, es decir, el concepto no incluye el fluido dentro de los poros de los materiales

térreos; por otra parte la palabra "cimentación" se refiere no solamente a la de la cortina sino también a la del embalse. La "interacción cimentación-cortina" tiene el mismo significado que la "interacción suelo-estructura", expresión adoptada ampliamente en la literatura. La sustitución del "suelo" por la "cimentación" se debe a que el material sobre el cual descansan las cortinas generalmente es de roca más que de suelo.

El dominio de la cortina está constituido por materiales térreos para las presas de tierra y enrocamiento, y por materiales térreos y de concreto para las PECC. La cortina se discretiza como es usual hacerlo al aplicar el MEF (Desai y Abel, 1972; Zienkiewicz, 1977; Hughes, 1987). Zonas de diferentes materiales pueden estar interconectadas bajo la condición llamada de "soldadura" o por unos elementos especiales de contacto, con los cuales se permiten deslizamientos y/o separaciones entre diferentes tipos de materiales.

El comportamiento del material térreo, del concreto y del contacto entre ellos se idealiza lineal. Sin embargo, adoptando el artificio de la linealidad equivalente en el dominio de la frecuencia, la degradación de rigidez, así como la variación del amortiguamiento interno del material, pueden tomarse en cuenta. Aunque el uso del modelo lineal equivalente limita el análisis a la obtención de respuestas puramente elásticas de la presa, tal información muchas veces es suficiente para el ingeniero de diseño y, en todo caso, proporciona datos valiosos para calcular las deformaciones permanentes en subsecuentes análisis no lineales más refinados.

El dominio de agua se discretiza también con elementos finitos. Cabe mencionar que existen dos tipos de embalse en cuanto a su geometría: finito e infinito. En el primero, el dominio del embalse se acota como un contenedor de agua; mientras que en el segundo, el embalse se extiende en un extremo al infinito y en el otro se acota con la cortina. En realidad, todos los embalses son finitos. Sin embargo, en la mayoría de los casos, la extensión horizontal del embalse es mucho mayor que la altura de la cortina, implicando una geometría de análisis demasiado esbelta lo cual causa dificultad numérica. Aún más, en el análisis sólo interesa conocer el comportamiento del agua en la cercanía de la cortina y por tanto la inclusión de todo el embalse es innecesaria. De ello surge la siguiente idealización: el embalse finito está acotado a una distancia relativamente corta desde la cortina y el embalse fuera de la zona finita es infinito y podría representarse mediante una frontera llamada "lejana". Esta hipótesis puede garantizar la factibilidad de análisis y representa a su vez con muy buena aproximación la realidad física del problema. En el siguiente capítulo se describirá en más detalle el concepto de frontera lejana.

El agua se idealiza como un fluido compresible, implicando que las presiones hidrodinámicas resultantes sobre la pared de la cortina dependen de la frecuencia de la excitación. El comportamiento incompresible del agua es sólo un caso particular del comportamiento compresible, el cual también está incluido en el modelo.

La cimentación del sistema se refiere a la de la cortina y la del embalse, incluyendo esta última el fondo y las laderas del embalse. Generalmente, la extensión espacial de la cimentación de presas es de muy grande hasta semi-infinita, que es diferente al caso de depósitos de suelos. Por tanto, en esta tesis se adopta la hipótesis de que la cimentación es semi-infinita.

La cimentación se supone, como primera aproximación, que es homogénea, isotropa, elástica lineal y con amortiguamiento histerético representado por módulos de elasticidad complejos. Para fines de análisis dinámico, en los que lo más importante es conocer la respuesta de la cortina, esta aproximación aparentemente se justifica.

Pero vale la pena mencionar que si la cimentación es estratificada o presenta propiedades mecánicas más complicadas, el método presentado en esta tesis también se presta para su análisis (Apsel y Luco, 1983a, 1983b; Kausel y Peek, 1982).

La discretización de la cimentación sólo se efectúa en su frontera, la cual se divide en dos partes: la parte de interfaz que tiene contacto con la cortina y el agua, y la parte de superficie que está libre de carga alguna. Esta discretización conduce directamente al uso del método de elementos de frontera, por lo que las siguientes dos secciones se centran en este método.

Las fronteras agua-cortina y agua-cimentación pueden resumirse como contacto agua-sólido. Ciertas condiciones de frontera en esta interfaz deben cumplirse, garantizando la continuidad entre la velocidad del movimiento de agua y la de sólido. Más detalles sobre esto se discutirán en el siguiente capítulo.

La última interfaz por describir es la que existe entre el cuerpo de la cortina y la cimentación. Una simple hipótesis sobre esta interfaz es la condición de soldadura. Esto implica que los desplazamientos son continuos cuando atraviesan la interfaz. Sin embargo, dicha condición puede no cumplirse cuando existe la posibilidad de deslizamiento y/o separación de la cortina respecto a la cimentación. Tal posibilidad puede estar acompañada por la eventual falla por deslizamiento de la cortina. Dicho modo de falla tiene más posibilidad de desarrollarse en presas de concreto que en las de enrocamiento y tierra. Al considerar el comportamiento de deslizamiento y separación de la base de la cortina, el análisis se vuelve fuertemente no lineal, y debe llevarse a cabo en el dominio del tiempo y por ende está fuera del alcance del análisis complejo contemplado en este capítulo. En el dominio de la frecuencia, las condiciones de interfaz pueden incluirse, considerando cierta rigidez elástica contra el deslizamiento y separación, y así imitando las realidades físicas de manera aproximada. Las condiciones de soldadura son casos límites en que las rigideces son infinitamente altas. En esta tesis, dentro del análisis complejo, las condiciones de interfaz entre la cortina y la cimentación se consideran del tipo de soldadura.

Para concluir la descripción del sistema a analizar, cabe agregar que con el presente método es posible obtener las presiones hidrodinámicas dentro de todo el dominio del embalse. Sin embargo, este resultado no es forzosamente necesario en muchas ocasiones, ya que generalmente el mayor interés de los ingenieros de diseño sísmico se concentra en el comportamiento de las cortinas, por lo que no se requiere calcular la distribución de presiones dentro de la masa del agua. Pero es interesante notar que también existe casualmente la necesidad de revisar la estabilidad de taludes de las laderas y, consecuentemente, de estudiar las distribuciones de las presiones hidrodinámicas sobre ellas (Ghaboussi y Hendron, Jr., 1984). Por tanto, debido a que la distribución de presiones hidrodinámicas en todo el embalse puede ser útil en algunos casos, es siempre ventajoso analizar todo el dominio del agua, es decir se toma el embalse como una parte de la estructura y no como una subestructura.

3.2 Generalidad del método de elementos de frontera

El objetivo principal de este capítulo es desarrollar un método general de cálculo de las respuestas complejas de los sistemas cortina-embalse-cimentación. Para ello, sin embargo, es necesario utilizar los dos procedimientos numéricos: MEF y MEFr. Para describir el método general, lo que se hará en la sección 3.5, es indispensable comprender primero MEF y MEFr, y después la forma de definir la

excitación utilizando el MEFr. Como el MEF es ya bien conocido, en lo que sigue y la sección 3.3, se exponen únicamente los aspectos fundamentales del MEFr. La forma de definir la excitación se discutirá en la sección 3.4.

Antecedentes del método de elementos de frontera

El desarrollo de los métodos numéricos, con la técnica de convertir integrales de volumen en integrales de frontera, tiene una larga historia; pero sus ventajas computacionales se descubrieron hasta hace dos lustros con el nombre del MEFr (Brebbia, 1978; Banerjee y Butterfield, 1981; Brebbia y otros, 1984; Cruse, 1988; Balas y otros, 1989). El MEFr se distinguen del MEF por el tipo de aproximaciones numéricas introducidas: mientras que en el primero las aproximaciones se hacen en las fronteras a través de las integrales de frontera, en el segundo se discretiza el dominio evaluando integrales de volumen. Las ventajas del MEFr son las siguientes:

1. Como la discretización se efectúa sólo en las fronteras, la dimensión espacial del problema se reduce por uno, y consecuentemente se simplifica enormemente la preparación de los datos para el análisis.

2. Existen tres aspectos que hacen que el MEFr tenga resultados mejores que el MEF. Primero, si el número de los puntos de integración en las fronteras es menor que el de los puntos dentro del dominio, que es el caso general, el error introducido por las aproximaciones en las fronteras es menor; segundo, las matrices de influencia obtenidas en el MEFr tienen componentes diagonales predominantes debido a las singularidades de la función de Green, y como resultado de ello, se espera que el sistema final de ecuaciones algebraicas a resolver tenga un comportamiento numérico más estable; tercero, las variaciones de gradientes (flujo para el problema potencial y esfuerzo para el problema elástico) se pueden calcular directamente sin introducir ningún error por la aproximación, por lo que puede esperarse obtener resultados con mucha exactitud para problemas de concentración de esfuerzos, así como de entrada y salida de flujos.

3. Se tratan fácilmente los problemas comunes en la Geotecnia, en los cuales el dominio de análisis no es acotado como espacio infinito o semi-infinito.

4. Por último, se puede mencionar que con sólo modificar las funciones de Green, se pueden resolver problemas con materiales estratificados y anisotrópicos, entre otros.

Obviamente, como cualquier método numérico, el MEFr también tiene sus desventajas. Algunas de ellas son: la matriz final es no simétrica y llena; es difícil obtener en ocasiones las funciones de Green; es un poco laborioso evitar las singularidades en las integrales; si se presentan fuerzas de cuerpo, se requieren también integrales de volumen (aunque en sentido diferente al del MEF, porque aquí las incógnitas están relacionadas sólo con la frontera). En relación al último punto, se han desarrollado muy recientemente algunos métodos para convertir ciertos tipos de integrales de volumen a las de frontera de tal modo que la última desventaja mencionada se queda prácticamente eliminada. A pesar de sus desventajas, este método se ha desarrollado rápidamente en los últimos años hasta tal grado que casi puede tratar cualquier problema que se resuelve con el tradicional método de elementos finitos, aunque no siempre con mayor eficiencia numérica. Se pueden citar algunos problemas difíciles como acoplados, de plasticidad y de no linealidad geométrica, que ya son tratables con el MEFr. La idea actual es combinar los dos métodos citados arriba para lograr una mayor eficiencia numérica. Esto precisamente es el reto que se tiene en esta tesis: resolver el problema de interacción dinámica del sistema

embalse-cimentación-cortina, acoplado ambos procedimientos.

Debe notarse que el nombre del MEFr cubre en realidad tres subgrupos: de Trefftz (Zielinski y Herrera, 1987; Ruge, 1989), indirecto (Wearing y Sheikh, 1988) y directo. Los dos primeros, especialmente el primero, requieren, antes de resolver un problema específico, una cuidadosa búsqueda de las posiciones de puntos de colocación para dicho problema, lo cual no solamente es laborioso sino que constituye también un desafío casi invencible para el ingeniero que quiere aplicar estos métodos a problemas con geometrías complejas. Por tanto, en esta tesis, se usa solamente el método directo por su versatilidad en el tratamiento de geometrías cualesquiera. Se ha postulado (Wolf, 1985) que los métodos directos ofrecen resultados menos satisfactorios que los indirectos. Sin embargo, estudios recientes (Ahmad y otros, 1988) indican que ambos métodos llegan a obtener resultados muy similares para problemas típicos de interacción dinámica suelo-estructura.

Ecuaciones básicas del método

En la siguiente parte de esta subsección, se presentarán las ecuaciones básicas del método de elementos de frontera para problemas de elasticidad con material homogéneo, isotropo y elástico lineal. Debe notarse también que la siguiente formulación es general para problemas tanto estáticos como dinámicos. Considérense dos estados no relacionados de esfuerzos y deformaciones, en ausencia de fuerzas de cuerpo. Empleando el clásico teorema de Betti, se establece la siguiente relación recíproca entre estos dos estados:

$$\int_V (\sigma)(\epsilon^*) dV = \int_V (\sigma^*)(\epsilon) dV \quad (3.1)$$

donde (σ) y (ϵ) son esfuerzos y deformaciones para el estado real y (σ^*) y (ϵ^*) para el estado virtual. Utilizando las definiciones de funciones fundamentales para el estado virtual y los teoremas de Green (ver por ejemplo Cruse, 1989), se llega a obtener la siguiente ecuación fundamental del método:

$$u(P) = \int_S U(Q,P)t(Q)dS - \int_S T(Q,P)u(Q)dS \quad (3.2)$$

El significado físico de esta ecuación es el siguiente (ver fig. 3.2). Se escoge un punto de colocación P en la frontera S, el vector de desplazamiento en este punto $u(P)$ está dado por una integral de frontera. Esta integral está definida por $t(Q)$, $u(Q)$, $U(Q,P)$ y $T(Q,P)$. $t(Q)$ y $u(Q)$ son los vectores de esfuerzo y de desplazamiento, respectivamente, en los puntos de campo Q definidos a lo largo de toda la frontera S. Los coeficientes de influencia $U(Q,P)$ y $T(Q,P)$ relacionan el comportamiento mecánico del punto de colocación y el del punto de campo, que se conocen también por soluciones fundamentales o funciones de Green.

Un fenómeno peculiar de la ec. (3.2) es que la segunda integral es singular cuando el punto P se aproxima al punto Q, por lo que su integral sólo puede efectuarse en el sentido de valores principales de Cauchy, es decir, excluyendo el punto singular $P = Q$. De esta manera, la ec. (3.2) queda como:

$$C(P)u(P) = \int_S U(Q,P)t(Q)dS - \int_S T(Q,P)u(Q)dS \quad (3.3)$$

de la que surge un coeficiente C definido en el punto P, que se puede expresar como

$$C(P) = I + \int_{P \rightarrow Q} T(Q,P) dS \quad (3.4)$$

I es la matriz unitaria y \int significa una integral en donde $Q \neq P$. La evaluación de C depende de la dirección de la trayectoria por la cual P se aproxima a Q.

Discretización espacial

Debido a que la expresión matemática de las funciones $U(Q,P)$ y $T(Q,P)$ es complicada y la geometría no es regular, la solución cerrada de la ec. (3.3) existe para pocos casos y surge la necesidad de realizar la integración de superficie involucrada en la ec. (3.3) con un esquema numérico. Para ello, se requiere discretizar la frontera S. Este proceso de discretización se lleva a cabo de la siguiente manera. Primero, se divide la frontera S en M segmentos, los cuales se denominan como elementos de frontera. Esto se expresa matemáticamente como

$$S = \sum_{m=1}^M S^m \quad (3.5)$$

Para cada segmento o elemento, se supone que el vector desplazamiento y el de esfuerzo varían de acuerdo con alguna regla de interpolación, teniéndose así de nuevo L puntos de interpolación por elemento. Por ejemplo, los elementos constantes, lineales y cuadráticos tienen uno, dos y tres puntos de interpolación, respectivamente. De esta manera, se tiene un total de N puntos de interpolación. Para una frontera cerrada, se dan

$$N = M \cdot L \text{ para } L = 1 \text{ y } N = M \cdot (L-1) \text{ para } L > 1 \quad (3.6)$$

y para la frontera abierta, se tiene, en todos los casos, un punto adicional de interpolación sobre N calculado en la ec.(3.5). Si cada elemento de frontera tiene más de un punto de interpolación, la idea de interpolación expresada en este método es equivalente al concepto de elementos isoparamétricos, ampliamente empleado en el MEF. En todo caso, los vectores de desplazamiento y de esfuerzo en un elemento m están dados ahora por una combinación polinomial de un total de L términos como

$$u(Q^m) = \sum_{l=1}^L N(Q_l^m) u(Q_l^m) \quad (3.7)$$

$$t(Q^m) = \sum_{l=1}^L N(Q_l^m) t(Q_l^m) \quad (3.8)$$

Aquí Q^m integra todos los puntos en el elemento m y Q_l^m un punto específico l en el elemento m. $N(Q_l^m)$ es la función de interpolación o la función de forma, término adoptado en el MEF.

Ahora, como se trata del método directo de frontera, se supone que los N puntos resultantes de la discretización son al mismo tiempo los puntos de campo y de colocación. Con N puntos de colocación así definidos, la ec. (3.3) se puede expresar en forma discretizada como

$$C(P_n)u(P_n) = \int_S U(Q, P_n)t(Q)dS - \int_S T(Q, P_n)u(Q)dS, \quad n=1, \dots, N \quad (3.9)$$

Substituyendo las ecs. (3.5), (3.7) y (3.8) en la ec. (3.9) se llega finalmente a obtener un sistema de ecuaciones algebraicas como

$$C(P_n)u(P_n) = \sum_{m=1}^M \sum_{l=1}^L \left[\int_{S^m} N(Q_l^m)U(Q_l^m, P_n)dS \right] t(Q_l^m) - \sum_{m=1}^M \sum_{l=1}^L \left[\int_{S^m} N(Q_l^m)T(Q_l^m, P_n)dS \right] u(Q_l^m) \quad (3.10)$$

donde \int_{S^m} significa una integral en donde $P_n \neq Q_l^m$.

Agrupando todos los términos asociados con cada punto de colocación, se puede expresar la ec. (3.10) en otra forma

$$\{H\}\{u\} = \{G\}\{t\} \quad (3.11)$$

Como aquí se trata del método directo, la matriz $\{H\}$ es cuadrada con dimensión $(nN) \times (nN)$, donde n es el número de grados de libertad en cada punto. Sin embargo, la matriz $\{G\}$ no resulta ser siempre cuadrada. Para el más simple caso de elementos constantes, $\{G\}$ es cuadrada de $(nN) \times (nN)$. Para un problema bidimensional con elementos lineales, $\{G\}$ ya se convierte en rectangular de $(nN) \times (2nN)$; ya que en cada punto de colocación existen probablemente dos valores distintos de esfuerzo, si tal punto se localiza en una esquina o un quiebre.

Los vectores $\{u\}$ y $\{t\}$ contienen los valores conocidos e incógnitas. Si el problema está bien definido, siempre existe un número de incógnitas igual al número de ecuaciones, nN . Por tanto, es conveniente arreglar la ec. (3.11) de la siguiente forma

$$\{A\}\{a\} = \{b\} \quad (3.12)$$

donde el vector $\{a\}$ contiene todas las incógnitas, ya sean de desplazamiento o de esfuerzo, la matriz cuadrada $\{A\}$ de $(nN) \times (nN)$ tiene una combinación de las componentes de las matrices $\{H\}$ y $\{G\}$, y el vector $\{b\}$ resulta de las multiplicaciones entre los términos correspondientes de $\{H\}$ y $\{G\}$ y los valores conocidos de $\{u\}$ y $\{t\}$. Resolviendo la ec.(3.12), se obtienen todas las incógnitas y el problema queda resuelto.

Como se puede observar, el principio de este método es claro y sencillo, pero su implementación es laboriosa. Las dificultades provienen principalmente de las evaluaciones de las integrales involucradas en la ec. (3.10) (términos dentro de los paréntesis rectangulares) así como el cálculo del coeficiente C en la misma ecuación.

Para los problemas planos (dinámicos y estacionarios), las funciones fundamentales generalmente contienen funciones de Bessel, las cuales se calculan como una serie de funciones polinomiales. Este cálculo, en la mayoría de los casos,

consume la mayor parte del tiempo de ejecución de este método. Para el caso tridimensional, las funciones fundamentales son funciones exponenciales, que son muy simples para su cálculo. Por tanto, de aquí surge un fenómeno muy interesante: el problema tridimensional es más fácil de resolver que el bidimensional, lo cual no se presenta con el MEF. Las expresiones de las funciones fundamentales para el problema dinámico estacionario plano se presentan en el Apéndice A.

Por otro lado, como lo indica la ec.(3.4), el coeficiente C está relacionado con una integral singular, cuyo cálculo encuentra dificultades en muchos casos. Una manera de superarlas es calcularlo directamente dentro de un esquema estándar de integración de Gauss, pero con muchos puntos de integración (más de 20). Otra manera es emplear un esquema especial de integración de Gauss (por ejemplo, de las funciones logarítmicas). Como tercera alternativa, se puede calcular la integral singular mediante expresiones explícitas. Sin embargo, para problemas dinámicos, estas expresiones son aproximadas.

Recientemente, la integral se ha evaluado por medio del concepto del movimiento rígido, que es mucho más eficiente y elegante que cualquiera de las tres maneras arriba mencionadas (Tassoulas, 1989). Para ello, considérese un movimiento de cuerpo rígido con esfuerzos nulos y desplazamientos uniformes para un problema estático. La ec. (3.10) queda como

$$C^{EST}(P_n) = - \sum_{m=1}^M \sum_{l=1}^L \left[\int_{S^m} N(Q_l^m) T^{EST}(Q_l^m, P_n) dS \right] \quad (3.13)$$

donde el superíndice EST indica el caso estático.

Si el problema es dinámico, la consideración anterior requiere una modificación. Para ello, la ec.(3.4) puede cambiarse a

$$C^{DIN}(P) = I + \int_{P \rightarrow Q} T^{EST}(Q,P) dS + \int_{P \rightarrow Q} [T^{DIN}(Q,P) - T^{EST}(Q,P)] dS \quad (3.14)$$

En realidad, los primeros dos términos del lado derecho de la ec. (3.14) constituyen C^{EST} , por lo que dicha ecuación se convierte en

$$C^{DIN}(P) = C^{EST}(P) + \int_{P \rightarrow Q} [T^{DIN}(Q,P) - T^{EST}(Q,P)] dS \quad (3.15)$$

$C^{EST}(P)$ puede calcularse de acuerdo con la ec.(3.13). La integral en la ec.(3.15) puede evaluarse con un esquema de integración convencional ya que dicha integral no es singular. De esta manera, todos los problemas asociados con los cálculos del método de elementos de frontera quedan aclarados.

3.3 Algunas aplicaciones del método de elementos de frontera a problemas dinámicos estacionarios

Para ilustrar el poderío del método y demostrar la validez de su implementación en la solución numérica de múltiples problemas, en esta sección se dan unos ejemplos de aplicación del MEFr. Para la mayoría de los problemas geodinámicos, que tratan de un medio semi-infinito por lo menos en la dirección horizontal, el MEFr es especialmente eficiente. Para demostrar esto, a continuación se resuelve primero un problema de gran interés en la Geotecnia: flexibilidad dinámica de una zapata rígida. Después se obtiene la respuesta dinámica de una cortina, que es el tema central de esta tesis.

Flexibilidad dinámica de zapatas

En esta subsección se trata de resolver un problema básico de dinámica de suelos por el MEFr. Este problema consiste en obtener la respuesta de una zapata rígida cimentada superficialmente sobre un medio elástico semi-infinito (fig. 3.3). La zapata del ancho $2B$ está sujeta a tres tipos de excitación armónica: carga vertical $P = P_0 e^{i\omega t}$, carga horizontal $Q = Q_0 e^{i\omega t}$ y momento $M = M_0 e^{i\omega t}$. Correspondientemente se registran tres tipos de movimiento de la zapata que también son de naturaleza armónica: desplazamiento vertical $w = w_0 e^{i\omega t}$, desplazamiento horizontal $u = u_0 e^{i\omega t}$ y rotación $\phi = \phi_0 e^{i\omega t}$. Estos movimientos de la zapata pueden relacionarse con las cargas de la siguiente forma matricial:

$$\begin{Bmatrix} w_0 \\ u_0 \\ \phi_0 B \end{Bmatrix} = \frac{1}{G_0} \begin{bmatrix} F_{v1} + iF_{v2} & 0 & 0 \\ 0 & F_{h1} + iF_{h2} & F_{c1} + iF_{c2} \\ 0 & F_{c1} + iF_{c2} & F_{r1} + iF_{r2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} P_0 \\ Q_0 \\ M_0/B \end{Bmatrix} \quad (3.16)$$

donde G_0 es la parte real del módulo de rigidez cortante recordando que la parte imaginaria de este módulo proviene del amortiguamiento histerético del material. Los coeficientes incluidos dentro del paréntesis rectangular en la ecuación anterior son llamados coeficientes de flexibilidad dinámica (inverso de la impedancia dinámica), que por cierto tienen también parte real e imaginaria. Mientras la parte real expresa la flexibilidad de la cimentación, la parte imaginaria proporciona el amortiguamiento ocasionado tanto por el efecto histerético del material como por la geometría semi-infinita del medio de suelo.

Este problema, llamado flexibilidad dinámica de zapata rígida, no solamente constituye una tarea fundamental en el cálculo de respuestas de la cimentación bajo vibraciones de maquinaria sino también forma una parte importante del trabajo de la solución del problema de interacción suelo-estructura ante una excitación sísmica (problema de impedancia). Los coeficientes de flexibilidad dinámica para este problema plano han sido calculados por Luco y Westmann (1968), Gazetas y Roesset (1979), Hryniewicz (1981) y Ahmad y Banerjee (1988). A continuación se presentan los resultados calculados con un programa llamado DINCON (análisis DINámico con elementos CONstantes), implementado por el suscrito.

En las figs. 3.4 y 3.5 se muestran los coeficientes de flexibilidad vertical, parte real F_{v1} (fig. 3.4) y parte imaginaria F_{v2} (fig. 3.5). La frecuencia normalizada se define en éstas y las figs. 3.5 y 3.6 como $a_0 = \omega B/v_s$, donde v_s es la velocidad de onda cortante calculada con la parte real del módulo de rigidez cortante. Para los cálculos, se tomaron los siguientes datos: el coeficiente de amortiguamiento $\beta = 0.05$ y el coeficiente de Poisson $\nu = 0.4$. En la modelación con el MEFr se usaron 25 elementos constantes para cubrir todo el ancho de la zapata sin tomar en cuenta la superficie libre del medio. Esto aparentemente no se justifica ya que en el MEFr la solución fundamental utilizada es para un medio infinito, en contraposición al medio semi-infinito bajo consideración. Para lograr modelar el medio semi-infinito con la solución fundamental del medio infinito es comúnmente necesario incluir cierta parte de la superficie cerca del dominio de interés considerando la condición de frontera pertinente. Sin embargo, Brebbia y otros (1984) han demostrado que esta práctica no es obligatoria para lograr buenos resultados en la solución de los problemas dinámicos estacionarios. Esto es, con sólo discretizar la frontera donde se concentra el análisis, que en este caso es la zapata, es suficiente para el fin práctico. Esto en realidad constata una vez más la eficiencia numérica del MEFr. Por tal motivo, dentro de esta tesis, tanto en el análisis de zapatas como en los otros análisis del MEFr relacionados con la superficie libre, no se toma en cuenta la superficie libre.

En las figs. 3.4 y 3.5 se observa que ambas partes de esta componente de flexibilidad disminuyen rápidamente con la frecuencia. También se observa que no existe un pico en la variación de las amplitudes que es característica de la vibración de una zapata en un medio no acotado. Cuando el medio está limitado por una base rígida ciertos picos pueden surgir (Gazetas y Roesset, 1979). En la misma figura también se ilustran algunos resultados obtenidos por Luco y Westmann (1968). Se observa una buena congruencia entre los resultados de estos autores y los obtenidos con DINCON pese a que utilizan métodos de solución muy distintos. Aunque algunas discrepancias entre ambos resultados pueden atribuirse a la precisión numérica del MEFr sobre todo del implementado en DINCON, uno debe tomar en cuenta que la solución de Luco y Westmann (1969) tampoco es exacta.

En la fig. 3.6 se muestran los coeficientes F_{h1} y F_{h2} para la carga horizontal y, en la fig. 3.7, F_{r1} y F_{r2} para el momento. Mientras la parte real de la flexibilidad horizontal disminuye rápidamente con la frecuencia como la flexibilidad vertical, la parte imaginaria lo hace con menor rapidez. Esto significa que el amortiguamiento geométrico proveniente de la dirección horizontal del medio tiene un efecto más pronunciado que en la dirección vertical sobre la flexibilidad de la vibración en la superficie. Para una frecuencia dada, la flexibilidad horizontal (parte real) es mayor que la vertical; esto es entendible ya que un movimiento horizontal en la superficie libre está menos restringido que un movimiento vertical. En la práctica se puede disminuir la flexibilidad horizontal cimentando la zapata a cierta profundidad o utilizando pilotes en lugar de zapatas. Por otro lado, para la vibración rotacional (fig. 3.7) existen fenómenos muy distintos a los de las vibraciones traslacionales. La parte real de la flexibilidad rotacional permanece prácticamente constante hasta la frecuencia normalizada 0.8, contrario a las vibraciones traslacionales en que la flexibilidad disminuye exponencialmente en este rango de frecuencias. Más aún, la parte imaginaria de la flexibilidad aumenta con la frecuencia hasta un valor de aproximadamente 2.0 de la frecuencia normalizada, después de la cual disminuye. Esto no se observa en las vibraciones horizontal y vertical por lo menos en el intervalo de frecuencias estudiado. Finalmente, cabe señalar que la vibración rotacional

presenta un efecto de acoplamiento con la horizontal, por lo que aparecen los coeficientes F_{c1} y F_{c2} en la ec. (3.16). Estos coeficientes también pueden calcularse con el MEFr. Generalmente estos coeficientes de acoplamiento son pequeños comparados con los otros.

Respuesta de una cortina

Para comprobar aun más el MEFr y particularmente su implementación, se calculó la respuesta de una cortina bajo una excitación horizontal unitaria con el MEFr y el MEF. En la fig. 3.8 se ilustra la discretización para ambos métodos. Para el MEF se utilizaron 35 elementos lineales y para el MEFr 17 elementos constantes. En la fig. 3.9 se muestran los resultados de la respuesta horizontal en la cresta de la cortina. La frecuencia se normalizó con respecto a la frecuencia fundamental de la cortina. Se observa una buena congruencia entre los resultados obtenidos con ambos métodos. Esto es especialmente cierto en el intervalo de frecuencias normalizadas menores que 1.4. Las frecuencias fundamentales y las amplitudes correspondientes calculadas con ambos métodos son semejantes. Sin embargo, el MEFr subestima las amplitudes de respuestas con respecto al MEF en el intervalo de frecuencias cercanas a la segunda frecuencia característica. Esto puede atribuirse al uso de los elementos constantes. Se espera que si el orden de interpolación se incrementara, el MEFr proporcionaría resultados más precisos. De hecho, estudios previos recomiendan el uso de elementos con alto orden de interpolación para resolver problemas dinámicos (Ahmad y Banerjee, 1988). En los cálculos de respuesta de los sistemas cortina-embalse-cimentación, realizados en esta tesis y reportados en los capítulos 5 y 7, se usan los elementos lineales.

3.4 Definición de la excitación

En las dos secciones anteriores se discutió ampliamente el MEFr, el cual junto con el MEF forma la principal herramienta numérica de análisis en esta tesis. Sin embargo, si la excitación es un sismo, se presentan ciertos aspectos muy especiales que si no se toman en cuenta, se reduce la utilidad de los planteamientos generales de MEF-MEFr. Una de las particularidades de una excitación sísmica es que puede ser asíncrona o bien variar espacialmente, y tal variación espacial, que depende de muchos factores locales del sitio, sólo puede estimarse con un procedimiento analítico. Por tanto, cualquier procedimiento de análisis sísmico sería incompleto sin incluir la forma de definir una excitación asíncrona. Esto constituye la principal motivación del trabajo de esta sección. En lo que sigue se mostrará cómo definir una excitación usando el MEFr. Esta exposición también es un paso indispensable en el desarrollo del método de análisis de la siguiente sección.

La definición de la excitación es una de las tareas difíciles en el análisis sísmico de presas. Tal proceso generalmente consiste en definir (1) el registro del sismo (movimiento de control), (2) la localización del punto donde dicho registro se define (punto de control) y (3) los tipos de ondas incidentes (patrón de ondas) (Wolf, 1985). Si el análisis se realiza en el dominio de la frecuencia, el movimiento de control se define con uno de los siguientes espectros: de Fourier, de potencia o de respuesta. Estos espectros se obtienen previamente a partir de estudios integrados de Sismología, Geofísica, Geología y Geotecnia, usando algoritmos determinísticos o probabilísticos. El punto de control se fija usualmente en un sitio lo suficientemente alejado de las zonas con irregularidades topográficas.

En la práctica común, se supone que el movimiento de control es uniforme en el sitio y la excitación así definida se denomina síncrona. Estrictamente hablando, esto

sólo es válido cuando la presa está cimentada superficialmente y la superficie del terreno es plana. Cuando una de las dos condiciones no se cumple, la rigidez y el amortiguamiento de la cimentación así como la topografía del sitio hacen que el registro en la base de la cortina sea no uniforme o bien asíncrona. Datos registrados durante sismos en varios puntos cerca de la interfaz entre grandes presas de concreto y su cimentación han indicado que el movimiento del terreno está lejos de ser uniforme. Esto es particularmente crítico para componentes de alta frecuencia (Novak y Hall, 1990). Similar situación puede ocurrir en grandes presas de tierra y enrocamiento. Cuando el movimiento de la base de la cortina no es uniforme, los sismos provocan, además de las traslaciones, momentos de volteo o cabeceos sobre el cuerpo de la cortina, lo cual puede crear situaciones más críticas sobre la estructura. De aquí se deriva la importancia de definir la variación espacial de la excitación.

Por el patrón de ondas, llamado también problema de difracción dentro del contexto del análisis de interacción dinámica suelo-estructura, se entiende la variación espacial del movimiento de control, tomando en cuenta las propiedades mecánicas de la cimentación, la topografía del sitio, los tipos de ondas y su ángulo de incidencia. Como es sabido, existen múltiples formas de ondas elásticas, P, S, Rayleigh y Love. Hasta la fecha, no es factible determinar con certeza cuáles son las ondas que inciden en el sitio durante un sismo. Por tanto, la tendencia es usar un patrón de ondas tal que el movimiento del terreno se amplifique con respecto a los movimientos incidentes con el objeto de provocar condiciones más críticas a la estructura. Las ondas S y Rayleigh pueden ser buenos candidatos en muchas ocasiones.

A continuación se presenta el procedimiento para definir la variación espacial del movimiento del terreno a través del MEFr. Debe notarse que los resultados de este análisis son factores de amplificación, o bien movimientos en la superficie con respecto a los incidentes. Para obtener finalmente el movimiento del terreno, se deben escalar con los factores de amplificación el movimiento de control definido en el punto de control.

Considérese un medio infinito, homogéneo, isotropo y elástico lineal que presenta posible amortiguamiento histerético (fig. 3.10). Las ondas elásticas generadas en el epicentro del sismo llegan al sitio de la presa en formas de P, S, Rayleigh, Love o una combinación de ellas. Según el tipo de onda especificado, se puede definir el movimiento del terreno incidente u^{INC} en el medio semi-infinito. Ahora, se introduce la superficie del terreno, S, de tal manera que se produce un movimiento de difracción u^{DIF} . El movimiento del terreno resultante u es la suma de los dos movimientos arriba mencionados:

$$u = u^{INC} + u^{DIF} \quad (3.17)$$

El problema a resolver es cómo determinar el movimiento total u en la superficie S a partir del movimiento de la incidencia u^{INC} , una vez definidas la configuración de la superficie S y las propiedades mecánicas del medio. Este problema se resuelve con el método de elementos de frontera.

Para el movimiento de incidencia y el de difracción, la ec. (3.3) queda respectivamente como

$$C^{INC}(P)u^{INC}(P) = \int_S U(Q,P)t^{INC}(Q)dS - \int_S T(Q,P)u^{INC}(Q)dS \quad (3.18)$$

$$C^{DIF}(P)u^{DIF}(P) = \int_S U(Q,P)t^{DIF}(Q)dS - \int_S T(Q,P)u^{DIF}(Q)dS \quad (3.19)$$

donde los puntos de colocación P y de campo Q están definidos en la misma superficie del terreno.

Según las definiciones de C^{INC} y C^{DIF} dadas en la ec. (3.4) (ver también Kawase, 1988), existe la relación $C^{DIF} - C^{INC} = I$, y $C^{DIF} = C^{DIN}$. Tomando en cuenta esto y la definición de tracción total $t = t^{INC} + t^{DIF}$, y las ecs. (3.3), (3.18), (3.19), se tiene finalmente:

$$C^{DIN}(P)u(P) = \int_S U(Q,P)t(Q)dS - \int_S T(Q,P)u(Q)dS + u^{INC}(P) \quad (3.20)$$

Este resultado muestra que el movimiento total está relacionado solamente con el de la incidencia definido en la superficie, lo cual hace que el método de elementos de frontera sea ventajoso para tratar problemas de este tipo. Por otro lado, si el movimiento que se desea obtener es el de campo libre en donde los esfuerzos en la superficie son nulos, la ec. (3.20) se simplifica a

$$C^{DIN}(P)u^{CL}(P) = - \int_S T(Q,P)u^{CL}(Q)dS + u^{INC}(P) \quad (3.21)$$

el superíndice CL significa campo libre.

Llevándose a cabo el mismo procedimiento de discretización expuesto en la sección anterior, se obtiene finalmente un sistema de ecuaciones algebraicas

$$\{H\}\{u^{CL}\} = \{u^{INC}\} \quad (3.22)$$

En el lado derecho de la ec.(3.22), $\{u^{INC}\}$ es el vector de valores prescritos y en el lado izquierdo $\{u^{CL}\}$ es de incógnitas. Por tanto, con la ec.(3.22), el sistema de ecuaciones final ya está formado directamente sin ningún arreglo adicional a los términos de las incógnitas y los prescritos, como normalmente se requiere hacer en este método. Otro aspecto de la ec. (3.22) es que las componentes de la matriz $\{H\}$ dependen únicamente de la configuración de la superficie del terreno, las propiedades mecánicas de la cimentación y la frecuencia de excitación. De esta manera, la matriz $\{H\}$ se calcula una sola vez para diferentes tipos de ondas y con diferentes ángulos de incidencia, hecho que hace muy eficientes los estudios sobre la variación espacial de los movimientos del terreno.

Los movimientos de incidencia u^{INC} para cada tipo de ondas son muy conocidos (Wolf, 1984). En vista de que el presente estudio se limita al caso bidimensional, considérese en la fig. 3.10 que la dirección de propagación de ondas se localiza en el plano x-y con un ángulo de incidencia formado con respecto al eje vertical y. Los movimientos de las partículas en el medio infinito están dados por

$$u^{INF} = A_p \alpha_x \exp(-i\omega b/c_p) + A_{sv} \alpha_y \exp(-i\omega b/c_s) \quad (3.23)$$

$$v^{INF} = A_p \alpha_y \exp(-i\omega b/c_p) - A_{SV} \alpha_x \exp(-i\omega b/c_s) \quad (3.24)$$

$$w^{INF} = A_{SH} \exp(-i\omega b/c_s) \quad (3.25)$$

donde

A_p , A_{SH} y A_{SV} son amplitudes de las ondas P, SH y SV, respectivamente;

$$b = \alpha_x x + \alpha_y y;$$

$$\alpha_x = \text{sen}\gamma, \alpha_y = \text{cos}\gamma; \text{ y}$$

c_p y c_s son las velocidades de las ondas longitudinales y de cortante, respectivamente.

De acuerdo con las ecs. (3.23) a (3.25), es muy fácil definir los movimientos reflejados en la superficie del semi-espacio u^{REF} , v^{REF} , w^{REF} , para que finalmente se obtienen los movimientos en el medio semi-infinito tales como $u = u^{INF} + u^{REF}$, $v = v^{INF} + v^{REF}$, $w = w^{INF} + w^{REF}$. De esta manera, u y v definen los movimientos en el plano y w los de anti-plano; los tres valores forman el vector del movimiento de incidencia tal como $u^{INC} = (u, v, w)^T$. Las ondas de superficie Rayleigh y Love pueden tratarse de manera similar, pero por ser más complicadas, no se mencionan aquí.

Cabe señalar que en el alcance de esta tesis no está contemplado incluir el efecto de excitaciones asíncronas en el análisis de respuestas de presas. En el espacio anterior se expuso el procedimiento para incorporar tal efecto por dos razones. Uno, se aprovecha la oportunidad de la exposición del MEFr para desarrollar una forma sencilla de la definición de la excitación asíncrona; dos, se puede plantear la metodología del análisis de respuestas de manera más completa en la siguiente sección.

3.5 Análisis de interacción del sistema

Se dice que el sistema embalse-cimentación-cortina tiene efecto de interacción cuando el movimiento en la base de la cortina y el embalse difiere del movimiento sísmico definido en el campo libre. Un ejemplo de este efecto se ha reportado en la presa Hsinfengkiang construída en 1959 en China (Hall, 1988). Esta presa de concreto tiene 105 m de altura y en ella está instalada una extensiva red de acelerógrafos. El promedio de aceleraciones registradas durante varios sismos en la base de la presa es 37% menor que el obtenido en el campo libre, mostrando un notable fenómeno de interacción cimentación-estructura y la importancia de considerar este fenómeno en el análisis. Se han desarrollado múltiples formas de análisis de interacción dinámica y los detalles de ellos pueden verse en (Clough y Penzien, 1975; Bayo y Wilson, 1989). La idea que se expone más adelante es combinar el MEF y MEFr, lo cual es relativamente reciente en los análisis sísmicos de presas.

Considérense dos sistemas. Uno, de (super)estructura, compuesto por la cortina y el embalse y el otro, de cimentación. La estructura no está sujeta a ningún movimiento del terreno sino a las fuerzas de contacto que provienen de la interfaz estructura-cimentación. La ecuación de movimiento para la estructura está dada por

$$\begin{bmatrix} S_{EE} & S_{EI} \\ S_{IE} & S_{II}^E \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_E \\ u_I^E \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R_E \\ R_I^E \end{Bmatrix} \quad (3.26)$$

donde los subíndices E e I significan estructura e interfaz respectivamente. El superíndice E implica que tal término se evalúa en el dominio de la estructura. u es la amplitud del movimiento. S es la matriz global que está expresada por

$$S = K - \omega^2 M \quad (3.27)$$

siendo K y M matrices de rigidez y de masa respectivamente, y ω frecuencia angular. Las matrices K y M se obtienen de manera convencional con el método de elementos finitos. El vector R es la amplitud de carga nodal.

Por otro lado, el sistema de la cimentación, que recibe ondas sísmicas de incidencia, está discretizado por el método de elementos de frontera, y la ecuación del movimiento es

$$\langle H \rangle \langle u^c \rangle = \langle G \rangle \langle t^c \rangle + \langle u^{INC} \rangle \quad (3.28)$$

donde el superíndice c significa cimentación. Los vectores $\langle u^c \rangle$, $\langle u^{INC} \rangle$ y $\langle t^c \rangle$ contienen, además de los términos asociados con la interfaz, aquellos relacionados con la superficie libre.

La forma de la ecuación tal como la expresada en la ec.(3.26) no es compatible con la ec.(3.24), que es derivada del método de elementos finitos. Para convertir la ec.(3.26) en la forma de matriz de rigidez, primero se supone que cada punto de colocación sólo tiene un valor de esfuerzo, de tal manera que la matriz $\langle G \rangle$ sea cuadrada. Se multiplica la matriz invertida de $\langle G \rangle$ por ambos lados de la ec.(3.26) y se tiene

$$\langle G^{-1}H \rangle \langle u^c \rangle = \langle t^c \rangle + \langle G^{-1} \rangle \langle u^{INC} \rangle \quad (3.29)$$

Si ahora se multiplica por una matriz de transformación $\langle L \rangle$, el vector de esfuerzo $\langle t^c \rangle$ se convierte en el de fuerzas nodales $\langle R^c \rangle$, así que la ec.(3.27) queda como

$$\langle LG^{-1}H \rangle \langle u^c \rangle = \langle R^c \rangle + \langle LG^{-1} \rangle \langle u^{INC} \rangle \quad (3.30)$$

Las matrices $\langle LG^{-1}H \rangle$ y $\langle LG^{-1} \rangle$ generalmente no son simétricas. Con el fin de obtener las matrices de rigidez simétricas, se utiliza el algoritmo de mínimos cuadrados, con el cual se tiene finalmente la ecuación del movimiento que es compatible con la ec. (3.24)

$$\langle S^c \rangle \langle u^c \rangle = \langle R^c \rangle + \langle Q \rangle \langle u^{INC} \rangle \quad (3.31)$$

donde

$$S^c = \langle LG^{-1}H + (LG^{-1}H)^T \rangle / 2 \quad (3.32)$$

$$Q = \langle LG^{-1} + (LG^{-1})^T \rangle / 2 \quad (3.33)$$

El proceso de llegar a obtener la ec.(3.31) a partir de la ec.(3.28) también

suele llamarse como el de acoplamiento del MEF-MEFr. Nótese que el acoplamiento arriba descrito no es exacto desde el punto de vista matemático y como consecuencia puede proporcionar errores en ocasiones. Sin embargo, muchos estudios han constatado que dicho proceso es suficientemente bueno para resolver problemas ingenieriles, aunque estudios sobre este tema siguen en evolución (Belytschko y otros, 1989; Givoli y Keller, 1989).

Como se mencionó arriba, el vector de desplazamiento u^C se puede descomponer en dos partes: de interfaz y de superficie libre, por lo que la ec.(3.31) puede todavía escribirse como

$$\begin{bmatrix} S_{II}^C & S_{IS} \\ S_{SI} & S_{SS} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_I^C \\ u_S \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R_I^C \\ R_S \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} Q_I u_I^{INC} \\ Q_S u_S^{INC} \end{Bmatrix} \quad (3.34)$$

Las condiciones de compatibilidad de desplazamiento y de fuerza en la interfaz requieren que

$$u_I^E = u_I^C = u_I \quad (3.35)$$

$$y \quad R_I^E = -R_I^C \quad (3.36)$$

Combinando las ecs.(3.26) y (3.34), se tiene finalmente la ecuación gobernante del problema

$$\begin{bmatrix} S_{EE} & S_{EI} & 0 \\ S_{IE} & S_{II}^E + S_{II}^C & S_{IS} \\ 0 & S_{SI} & S_{SS} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_E \\ u_I \\ u_S \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R_E \\ 0 \\ R_S \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 0 \\ Q_I u_I^{INC} \\ Q_S u_S^{INC} \end{Bmatrix} \quad (3.37)$$

Como se observa en la ecuación anterior, la excitación del sismo se define por los movimientos de incidencia en la superficie libre y en la de la base de la estructura. Sin embargo, existe otra posibilidad de que se defina la excitación por los movimientos en el campo libre, como se acostumbra hacer en un análisis de interacción suelo-estructura. Para ello, se utiliza la relación entre los vectores $\{u^{CL}\}$ y $\{u^{INC}\}$, expresada en la ec.(3.22). Sustituyendo esta ecuación en la ec.(3.30) se tiene

$$\{LG^{-1}H\}\{u^C\} = \{R^C\} + \{LG^{-1}H\}\{u^{CL}\} \quad (3.38)$$

Con el mismo procedimiento usado para obtener la ec.(3.37) a partir de la ec.(3.34), es fácil de encontrar otra ecuación gobernante del problema

$$\begin{bmatrix} S_{EE} & S_{EI} & 0 \\ S_{IE} & S_{II}^E + S_{II}^C & S_{IS} \\ 0 & S_{SI} & S_{SS} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_E \\ u_I \\ u_S \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R_E \\ 0 \\ R_S \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & S_{II}^C & S_{IS} \\ 0 & S_{SI} & S_{SS} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 0 \\ u_I^{CL} \\ u_S^{CL} \end{Bmatrix} \quad (3.39)$$

La forma de esta ecuación es semejante a la que se usa generalmente en el método de frontera de la interacción suelo-estructura (Bayo y Wilson, 1983).

Vale la pena seguir discutiendo un poco más sobre la ec. (3.39). Si el sistema cortina-embalse-cimentación no tiene el efecto de interacción, o bien, el movimiento de la base de la estructura es el mismo que el del campo libre, $u_I = u_I^{CL}$ y $u_S = u_S^{CL}$, es capaz de reducir la ec.(3.39) se reduce a

$$\begin{bmatrix} S_{EE} & S_{EI} \\ S_{IE} & S_{II}^E \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_E \\ u_I^{CL} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} R_E \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.40)$$

Esta es la ecuación de movimiento dinámico en términos de desplazamientos totales de un sistema de múltiples grados de libertad en que a lo largo de la base (interfaz) no se aplican las fuerzas externas sino un movimiento prescrito o bien un movimiento de base (u_I^{CL}) (Clough y Penzien, 1975). Esto demuestra que los sistemas de ecuación derivados arriba son consistentes con aquellos que normalmente se emplean en el análisis dinámico estructural. En resumen, las ecs. (3.37) y (3.39) son las ecuaciones fundamentales para el análisis de respuestas que se contempla realizar en esta tesis.

3.6 Resumen

Bajo nuestra consideración, los sistemas cortina-embalse-cimentación se descomponen en dos subsistemas: el de cortina y embalse y el de cimentación. Mientras el primer subsistema se modela con el método de elementos finitos (MEF), el segundo se modela con el método de elementos de frontera (MEFr). De esta manera, la solución del problema cae en la categoría de la subestructuración por frontera. El análisis se realiza en el dominio de la frecuencia, suponiendo la cortina visco-elástica lineal, el agua compresible y la cimentación visco-elástica lineal y semi-infinita. Como la discretización de la cimentación se hace únicamente a lo largo de la frontera de contacto entre la cimentación y la cortina y/o entre la cimentación y el embalse, tal esquema numérico no solamente proporciona una preparación de datos más sencilla que en el tradicional MEF, sino también ahorra mucho tiempo de ejecución.

El MEFr es especialmente atractivo para la mayoría de los problemas geodinámicos ya que en éstos la extensión del medio (suelos o rocas) es semi-infinita, por lo menos en la dirección horizontal. Esto se demostró al resolver el problema de flexibilidad dinámica de zapatas cimentadas en el medio semi-infinito. Los resultados obtenidos concuerdan muy bien con aquellos previamente calculados por otros autores con otros métodos. Para aquellos problemas con fronteras cerradas como el de una cortina, los resultados alcanzados por medio del MEFr también son buenos comparados con los del MEF. Sin embargo, la eficiencia numérica en este caso no es tan atractiva como para los problemas con extensión no acotada.

Cuando la cortina se desplanta a una cierta profundidad y/o la superficie de la cimentación no es plana, la excitación sísmica, que es asíncrona, ya no se distribuye uniformemente en la base de la cimentación y del embalse. Con el objeto de definir una excitación asíncrona analíticamente se puede utilizar el MEFr. Se demostró que

con el MEFr, es posible incluir en el análisis los factores como tipos de ondas y sus respectivos ángulos de incidencia, características mecánicas de la cimentación así como su geometría. Además, dentro del contexto de la metodología presentada en este capítulo, la inclusión de una excitación asíncrona sólo implica un trabajo adicional muy modesto. Aunque la inclusión de los efectos de una excitación asíncrona está más allá de los alcances planteados en esta tesis, el planteamiento descrito será útil para otros estudios posteriores.

4. EFECTOS DE INTERACCION EMBALSE-CORTINA

En el capítulo anterior se ha establecido la metodología de análisis complejo de los sistemas cortina-embalse-cimentación, según la cual la cortina y el embalse se modelan con el método de elementos finitos (MEF). Utilizando los elementos sólidos dentro de la formulación del MEF, los problemas geodinámicos han sido simulados numéricamente en forma extensiva y sus códigos computacionales han sido también ampliamente comprobados. Por el contrario, el uso de los elementos fluidos ha sido muy limitado en el área de Geotecnia. Por esta razón, es importante en esta etapa del trabajo introducir en forma relativamente completa la formulación del problema hidrodinámico. Sin embargo, en este capítulo el énfasis no se hará sobre el embalse solo, como en muchos trabajos sobre el tema, sino sobre la interacción cortina-embalse porque nuestro objetivo final es analizar un sistema completo cortina-embalse-cimentación, que se alcanzará en el capítulo 5.

Este capítulo tiene como objetivo presentar el método de análisis y resultados del cálculo de las presiones hidrodinámicas sobre presas flexibles sin considerar el efecto de la cimentación. En la sección 4.1 se introducen algunos antecedentes sobre el tema. En la sección 4.2 se plantean las ecuaciones de movimiento así como las condiciones de frontera. En seguida, se reformulan estas ecuaciones y condiciones de frontera dentro del marco del MEF, haciendo énfasis sobre el elemento de interfaz sólido-fluido. En la sección 4.4 se calculan las presiones hidrodinámicas sobre una presa rígida de donde se comprueba también la validez del MEF para resolver el problema en cuestión. Finalmente, se presentan los resultados de los análisis de una presa flexible para apreciar la importancia de varios factores de influencia tales como el acoplamiento, la compresibilidad del agua, la pendiente del talud de la cortina y el tirante del agua.

4.1 Antecedentes

En condiciones normales, el agua contenida en el embalse ejerce presión hidrostática sobre la cara aguas arriba de la cortina. La variación de esta presión con la profundidad es siempre lineal. Cuando la presa está sujeta a una excitación sísmica, la cortina junto con el embalse sufre vibraciones y en consecuencia el agua produce una presión adicional a la hidrostática sobre la cortina. La magnitud y la distribución de esta presión hidrodinámica depende de muchos factores, tales como la geometría del embalse, la inclinación del talud de la cortina, las propiedades mecánicas de los materiales terrosos en la cortina, la compresibilidad del agua, la flexibilidad de la cimentación, el espesor y la compresibilidad del sedimento en el fondo del embalse.

El problema hidrodinámico en las presas fue planteado originalmente por Westergaard (1933), quien calculó la presión hidrodinámica sobre la cara de una presa bajo un movimiento de terreno horizontal. En su trabajo, la presa se consideró rígida, cimentada en terreno también rígido, y con la cara de aguas arriba vertical; el agua se idealizó compresible con un módulo constante. La frecuencia natural de tal sistema está dada por

$$\omega_1 = \frac{\pi c}{2H} \quad (4.1)$$

donde c es la velocidad del agua y H la altura del embalse. Para frecuencias de excitación menores que ω_1 , la presión hidrodinámica se presenta en fase y en sentido opuesto al movimiento del terreno. Consecuentemente, su efecto es equivalente a la inercia de una masa agregada conectada a la cara de la presa. La magnitud de dicha masa depende de la frecuencia del movimiento armónico del terreno. Se nota también que si se desprecia la compresibilidad del agua, el problema se simplifica ya que la masa agregada es independiente de la frecuencia. En la década de los 60's, Chopra (1967) demostró que, para frecuencias mayores que la natural ω_1 , el efecto de la presión hidrodinámica puede representarse por, además de una masa agregada, un amortiguador que, al igual que la masa, depende de la frecuencia. Se observa a su vez que, ignorando el efecto de interacción fluido-estructura, o bien, suponiendo rígida a la estructura, las presiones hidrodinámicas resultantes son infinitas en las frecuencias características, esto es, el agua no produce efectos de amortiguamiento.

Hablando de los problemas de interacción, cabe aclarar que en este trabajo se dice que existe el efecto de la interacción embalse-estructura, cuando las presiones hidrodinámicas ejercidas sobre la presa difieren de las calculadas suponiendo que la presa es rígida. Similarmente, si se presenta el fenómeno de la interacción estructura-cimentación, el movimiento de la base de la estructura difiere del de campo libre.

Los trabajos pioneros de Westergaard y Chopra han sido posteriormente extendidos a sistemas cortina-embalse-cimentación mucho más complicados pero más realistas. En ellos, se han incluido la deformabilidad de la cortina (Chakrabarti y Chopra, 1973), la irregularidad geométrica de la cortina y del embalse, el efecto de la cimentación (Chopra y otros, 1980), y la influencia del sedimento depositado en el fondo del embalse (Fenves y Chopra, 1983). Los estudios han sido extendidos también a problemas tridimensionales (Hall y Chopra, 1983). Debe destacarse que, para problemas de interacción tan complicados, uno no es capaz de solucionarlos sin recurrir a algún

método numérico poderoso y con la ayuda de las computadoras. Por tanto, las escasas soluciones analíticas existentes sobre el tema, no tienen mucho significado práctico, ya que adoptan muchas hipótesis simplistas y distantes de la realidad física del problema.

Durante los años de investigación al respecto, surgieron dos aspectos de controversia: el acoplamiento entre la estructura y el fluido, y el efecto de la compresibilidad del agua. El efecto de acoplamiento reconoce que, mientras las presiones hidrodinámicas sobre la presa afectan a la respuesta de ésta, la deformación de la presa también modifica las presiones del agua. Los trabajos pioneros sobre el tema no incluyen tal efecto por su complejidad. No obstante, los cálculos posteriores han revelado que si se ignora dicho efecto de acoplamiento, se sobreestiman de manera importante las presiones hidrodinámicas, sobre todo en las cercanías de las frecuencias características (Hall y Chopra, 1983; Lotfi y otros, 1987). Al mismo tiempo, otros estudios han indicado que, con el efecto de acoplamiento incluido en el análisis, los resultados teóricos se ajustan mejor a los datos obtenidos en el campo bajo vibraciones artificiales (Clough y otros, 1985). Todo esto afirma la importancia de la consideración del acoplamiento.

Mientras tanto, el otro aspecto, de la compresibilidad del agua, sigue siendo objeto de discusión. Aparentemente, la importancia de la compresibilidad del agua puede comprobarse fácilmente con experimentos. Hatano (ver Hall, 1988) diseñó en 1966 un experimento con el cual demostró que la absorción de ondas de presión del agua por los estratos de limos en el fondo de un embalse reduce el efecto de la compresibilidad del agua. Esto implica que los análisis de los sistemas embalse-estructura sujetos a los movimientos del terreno pueden llevarse a cabo bajo la hipótesis de la incompresibilidad del agua. El resultado de este experimento ha sido utilizado por muchos investigadores para justificar la simplista hipótesis de la incompresibilidad del agua, y al mismo tiempo la validez de este experimento ha sido cuestionada por otros tantos. Muy recientemente, Hall (1988) analizó detalladamente las condiciones en que se realizó aquel experimento y llegó a la conclusión de que no se puede aceptar con toda la certeza la hipótesis de la incompresibilidad del agua. En las pruebas realizadas con vibraciones forzadas en el campo, unos han demostrado, mientras otros no, la validez de la hipótesis de la incompresibilidad del agua (Hall, 1988). Sin embargo, como indicó Hall, el efecto de la compresibilidad del agua puede ser más importante bajo condiciones sísmicas que las de las vibraciones artificiales, ya que la excitación sísmica se aplica a una frontera del dominio del agua con una extensión mucho más grande.

Resumiendo lo anterior, es importante incluir los efectos hidrodinámicos en el análisis, considerando el agua compresible y el acoplamiento entre la cortina y el agua.

4.2 Ecuaciones de movimiento para el embalse

Ecuaciones gobernantes

Un fluido inviscido, sometido a un movimiento de amplitud pequeña e irrotacional, satisface la ecuación de balance de momentum lineal (ver por ejemplo Fenves y Vargas-Loli, 1988):

$$\rho_0 \dot{v} + \nabla p = 0 \quad (4.2)$$

la ecuación de continuidad:

$$\frac{\dot{\rho}}{\rho_0} + \nabla \cdot \mathbf{v} = 0 \quad (4.3)$$

y la ecuación de estado:

$$p = f(\rho) \quad (4.4)$$

donde, para flujo homentrópico, \mathbf{v} es la velocidad de la partícula de fluido dentro del marco de referencia prefljado; p y ρ son cambios de presión y de densidad de masa a partir de los valores de referencia p_0 y ρ_0 ; y $f(\rho)$ es una función constitutiva dada. Las ecs. (4.2) a (4.4) constituyen el conjunto de las ecuaciones básicas del problema hidrodinámico, las cuales se discutirán a continuación por partes.

Respecto a la función constitutiva $f(\rho)$ expresada en la ec. (4.4), si el fluido se considera ideal y barotrópico, la presión hidrodinámica es una función única de la densidad de masa, y por tanto se tiene

$$f(\rho) = c^2 \rho \quad (4.5)$$

donde c es la velocidad de ondas de presión en el fluido. Sin embargo, el fluido no puede desarrollar una presión absoluta menor que su presión de vapor, ya que cuando la presión $p + p_0$ es igual a la presión de vapor, los gases disueltos en el fluido forman una región de cavitación. La densidad del fluido decrece conforme se expande dicha región cavitada mientras la presión de agua se mantiene casi al nivel de la de vapor. Si la presión de agua, bajo cargas externas, vuelve a ser mayor que la de vapor, las burbujas de gas colapsan y la región de cavitación se contrae hasta desaparecer totalmente. Este fenómeno de cavitación, así como su influencia sobre las respuestas de las cortinas, han sido estudiados por algunos autores (Zienkiewicz y otros, 1983; Fenves y Vargas-Loli, 1988). Aunque tal efecto hace que la magnitud y la distribución de la presión hidrodinámica cambien significativamente con respecto a las obtenidas sin considerar la cavitación, las respuestas de las cortinas varían muy poco. Además, la inclusión de este fenómeno no lineal complica considerablemente el análisis. Por tanto, en esta tesis, el efecto de cavitación no se toma en cuenta y la ec. (4.5) se considera apropiada para representar el comportamiento del fluido.

Ahora bien, para resolver el problema es necesario seleccionar las variables básicas o bien aquellas variables para las cuales se resuelve finalmente el sistema de ecuaciones. Como es sabido, para los sólidos las variables básicas pueden ser solamente desplazamientos o fuerzas o una combinación de ellos. En cambio para fluidos existen más alternativas para seleccionar las variables básicas, entre las cuales se pueden mencionar desplazamiento, velocidad, presión, potencial de desplazamiento, potencial de velocidad y alguna combinación de ellos. El criterio para determinar cuál de ellas es la mejor candidata depende fundamentalmente del dominio de análisis (tiempo o frecuencia), la forma final de ecuaciones discretizadas dentro del método de elementos finitos (simétrica o no simétrica) y la disponibilidad computacional. En este trabajo se selecciona el potencial de velocidad con el fin de que el número de grados de libertad sea pequeño y las matrices de rigidez del fluido y del elemento de interfaz sólido-fluido sean simétricas.

Debe notarse que tal selección se basa en la hipótesis de que el análisis se realizará en el dominio de la frecuencia. En el dominio del tiempo, el análisis del

problema hidrodinámico encuentra algunas dificultades (Olson y Bathe, 1985) y una de ellas es que las matrices de rigidez en el fluido y en la interfaz fluido-sólido son siempre no simétricas, excepto cuando se utilizan velocidades como variables básicas. Pero la formulación de velocidades en el fluido es sumamente costosa y casi prohibitiva. Por tanto, el problema hidrodinámico se resuelve siempre mucho más eficientemente en el dominio de la frecuencia que en el del tiempo.

El potencial de velocidad ψ se define como

$$\nabla\psi = \mathbf{v} \quad (4.6)$$

Substituyendo la ec. (4.6) en la ec. (4.2) se tiene

$$\nabla p + \rho_0 \nabla \dot{\psi} = 0 \quad (4.7)$$

de la cual se obtiene una relación entre el potencial de velocidad y la presión como

$$p = -\rho_0 \dot{\psi} \quad (4.8)$$

Combinando (4.3) a (4.5) y (4.8) para eliminar las variables ρ , p y \mathbf{v} , se tiene la ecuación gobernante final:

$$\ddot{\psi} - c^2 \nabla^2 \psi = 0 \quad (4.9)$$

Con el fin de transformar la ec. (4.9), que está en el dominio del tiempo, a una en el dominio de la frecuencia, se supone que el potencial de velocidad está expresado por un movimiento armónico, esto es, $\psi = \bar{\psi} \exp(i\omega t)$, siendo $\bar{\psi}$ la amplitud del potencial, ω la frecuencia e $i = \sqrt{-1}$. Omitiendo la barra del $\bar{\psi}$, la nueva ecuación gobernante queda como

$$\nabla^2 \psi + \frac{\omega^2}{c^2} \psi = 0 \quad (4.10)$$

que es la ecuación del movimiento que finalmente interesa. Para poder resolver este problema se requiere todavía especificar las condiciones de frontera.

Condiciones de frontera

Para el problema hidrodinámico de presas existen tres tipos de condiciones de frontera (ver fig. 3.1): la superficie libre, la interfaz sólido-fluido y la frontera lejana.

Para una condición general, la superficie libre de un fluido obedece a una ecuación no lineal. Sin embargo, tal condición es importante sólo cuando el dominio del agua es pequeño. Un caso típico de esta situación ocurre en un tanque que contiene agua y está sujeto a la vibración. Como el dominio del embalse generalmente es muy grande, en este trabajo se omite el efecto no lineal de superficie de agua. En consecuencia, utilizando el potencial de velocidad, la condición en la superficie libre se expresa como

$$\psi = 0 \quad (4.11)$$

Por otro lado, una de las condiciones de frontera que deben satisfacerse en la interfaz sólido-fluido es que el fluido no debe penetrar en el sólido si éste es impermeable. Matemáticamente esto requiere que la componente de la velocidad relativa del fluido, normal a la superficie del sólido, sea nula. La otra condición entre el sólido y el fluido es de no deslizamiento, es decir, la componente tangencial de la velocidad del fluido y la del sólido deben ser iguales. Tal condición de no deslizamiento ha sido ampliamente comprobada, tanto por estudios teóricos como por pruebas experimentales en varios campos de la Ciencia y de la Ingeniería relacionado con la Mecánica de Fluidos y de Sólidos (Fung, 1969). Resumiendo los dos requisitos, la condición de la interfaz establece que

$$v = \dot{u} \quad (4.12)$$

donde u es el desplazamiento del sólido y \dot{u} su velocidad correspondiente. En términos del análisis en el dominio de la frecuencia, con la ayuda de la ec. (4.6), la ecuación anterior queda como

$$\nabla\psi = (i\omega) u \quad (4.13)$$

donde u ahora es la amplitud de Fourier de desplazamiento. Independiente de que la ec. (4.12) se cumpla o no, es posible expresar la presión ejercida sobre la superficie del sólido en términos del potencial de velocidad, esto se puede lograr transformando la ec. (4.8) en la siguiente:

$$p = -(i\omega) \rho_0 \psi \quad (4.14)$$

y p es la amplitud de Fourier de la presión. Las ecs. (4.13) y (4.14) constituyen finalmente la condición de acoplamiento entre el fluido y el sólido.

La última condición de frontera por mencionar es la llamada "frontera lejana". Esta condición proviene de una idealización infinita del embalse, como la descrita en la sección 3.1. La frontera imaginaria se conoce como frontera lejana y se localiza generalmente al final de la región irregular del embalse. Se impone ciertas condiciones de frontera para considerar la pérdida de energía debida al amortiguamiento de radiación de ondas en la región infinita.

La condición de frontera lejana debe ser no reflejante: las ondas de presión que llegan a esta frontera desde el dominio finito del embalse ya no pueden regresarse o reflejarse. Igual al tratamiento de condiciones absorbentes del sólido, para el fluido existen varias alternativas de realizarlo, entre ellas, se pueden mencionar aquí la condición de Sommerfeld, elemento infinito (Saini y otros), elementos de ecuaciones integrales (Tsai y Lee, 1987; Humar y Jablonski, 1988; Jablonski y Humar, 1999). La condición de Sommerfeld es la más antigua y la más usada; la ecuación correspondiente es

$$\nabla\psi \cdot \mathbf{n} = -\zeta\psi \quad (4.15)$$

$$y \quad \zeta = \frac{i\omega}{c} \quad (4.16)$$

donde \mathbf{n} es la normal hacia afuera en la frontera (desde la región finita hacia la infinita). Obviamente esta es una condición dependiente de la frecuencia que no se puede usar para el fin de análisis en dominio del tiempo. Una de las desventajas de la condición de Sommerfeld es que no es adecuada para frecuencias de excitación

menores que la frecuencia natural del embalse ω_1 , expresada en la ec. (4.1), ya que las presiones hidrodinámicas calculadas con dicha condición pueden ser subestimadas dentro de este intervalo de frecuencias. A fin de obtener una mejor condición de frontera lejana, Sharan (1987) ha propuesto modificar el coeficiente involucrado en la ec. (4.15) como

$$\zeta = \frac{1}{H} \sqrt{\left(\frac{\pi}{2}\right)^2 - \left(\frac{\omega H}{c}\right)^2} \quad (4.17)$$

donde H es la profundidad del embalse en la frontera lejana. Se observa que cuando se omite el primer término dentro de la raíz cuadrada, se vuelve a encontrar la condición de Sommerfeld. Aunque la condición de Sharan puede proporcionar una aproximación bastante buena en el intervalo de frecuencias menores que la segunda frecuencia característica del embalse, $3\omega_1$, para frecuencias mayores que ésta, las presiones también pueden ser subestimadas. Sin embargo, dentro de este intervalo de frecuencias altas, las respuestas de las cortinas ya son pequeñas y consecuentemente la condición de Sharan es adecuada para fines de análisis de presas.

Otra condición de frontera lejana fue desarrollada por Hall y Chopra (1982). Su derivación se basa en un análisis unidimensional de elementos finitos si la región finita se idealiza bidimensionalmente, y requiere la solución de problemas de valores característicos. Una condición semejante también fue estudiada por Lofti y otros (1987), aunque con la formulación de Waas (1972). Estos métodos tienen la ventaja de poder incluir la flexibilidad de la cimentación de manera rigurosa, pero a cambio de un mayor trabajo computacional. Con base en estas consideraciones, en esta tesis se optó por la solución de Sharan para modelar la condición de frontera lejana.

4.3 Formulación con el método de elementos finitos

Empleando el principio variacional, a continuación se desarrollan las matrices de rigidez para los tres tipos de elementos: fluidos, sólidos, e interfaz entre ellos.

Elementos fluidos

Si se multiplica la ec. (4.10) por el variacional $\rho_0 \delta\psi$ y se integra en el dominio bidimensional Ω para cada elemento, se tiene

$$\rho_0 \int_{\Omega} (\delta\psi) \left(\nabla^2 \psi + \frac{\omega^2}{c^2} \psi \right) d\Omega = 0 \quad (4.18)$$

Usando primero la integración por partes y aplicando luego el primer teorema de Green, la ec. (4.18) queda

$$-\rho_0 \int_{\Omega} \nabla^T (\delta\psi) \nabla \psi d\Omega + \rho_0 \frac{\omega^2}{c^2} \int_{\Omega} (\delta\psi) \psi d\Omega = -\rho_0 \int_{\Gamma} (\delta\psi) (\nabla \psi) \cdot n d\Gamma \quad (4.19)$$

donde Γ es la frontera interna del dominio Ω y n la normal hacia afuera en la

frontera Γ .

Si se denotan Γ_1 y Γ_2 las fronteras de la interfaz sólido-fluido y la frontera lejana, respectivamente, de acuerdo con las ecs. (4.13) y (4.15), la ec. (4.19) queda

$$\begin{aligned} & -\rho_0 \int_{\Omega} \nabla^T (\delta\psi) \nabla \psi \, d\Omega + \rho_0 \frac{\omega^2}{c^2} \int_{\Omega} (\delta\psi) \psi \, d\Omega - \rho_0 \zeta \int_{\Gamma_1} (\delta\psi) \psi \, d\Gamma \\ & = -\rho_0 (i\omega) \int_{\Gamma_2} (\delta\psi) (\mathbf{u} \cdot \mathbf{n}) \, d\Gamma \end{aligned} \quad (4.20)$$

Suponiendo que

$$\delta\psi = N_i \quad \text{para } i = 1, \dots, \text{NEN} \quad (4.21)$$

$$\psi = \sum_{j=1}^{\text{NEN}} N_j \psi_j \quad (4.22)$$

donde NEN es el número de los puntos nodales por elemento y N_i es la función de forma. La ec. (4.20) se convierte en

$$\sum_{j=1}^{\text{NEN}} k_{ij} \psi_j = f_i, \quad \text{para } i = 1, \dots, \text{NEN} \quad (4.23)$$

$$k_{ij} = -\rho_0 \int_{\Omega} \nabla^T N_i \nabla N_j \, d\Omega + \rho_0 \frac{\omega^2}{c^2} \int_{\Omega} N_i N_j \, d\Omega - \rho_0 \zeta \int_{\Gamma_2} N_i N_j \, d\Gamma \quad (4.24)$$

$$f_i = -\rho_0 (i\omega) \int_{\Gamma_1} N_i N_j \, d\Gamma (\mathbf{u} \cdot \mathbf{n})_j \quad (4.25)$$

donde finalmente se obtiene la matriz de rigidez k_{ij} y el vector de carga f_i para cada elemento fluido. Nótese que el vector de carga f_i proviene del efecto del sólido. Si el elemento no está en contacto con el sólido, dicho vector no se presenta.

Elementos sólidos

Aunque los elementos sólidos son bien conocidos, por la facilidad de desarrollar los elementos de interfaz sólido-fluido, los comentamos muy brevemente en lo siguiente.

Por conveniencia, se supone que se hace la misma interpolación para los elementos sólidos y los fluidos, de tal manera que el número de nudos por elemento es siempre igual a NEN. Por otro lado, también se supone que en el dominio del sólido, no existe otra frontera con cargas externas más que la de presiones hidrodinámicas, denotada por Γ_1 . Siguiendo el mismo procedimiento arriba expuesto para los elementos fluidos, la ecuación final en forma discretizada para un elemento sólido es

(Zienkiewicz, 1977)

$$\sum_{j=1}^{NEN} (K_{ij} - \omega^2 M_{ij}) u_j = R_i, \quad \text{para } i = 1, \dots, NEN \quad (4.26)$$

$$K_{ij} = \int_V B_i^T D B_j dV \quad (4.27)$$

$$M_{ij} = \int_V \bar{N}_i^T \bar{N}_j dV \quad (4.28)$$

$$R_i = \int_{\Gamma_1} \bar{N}_i^T n p d\Gamma \quad (4.29)$$

donde V es el dominio del sólido, $\bar{N}_i = N_i I$ e I es la matriz unitaria. ρ es la densidad de masa del sólido. Nótese también que la dirección del vector n es hacia afuera desde el dominio del fluido y es al mismo tiempo hacia el interior del dominio del sólido. El vector u_i es la amplitud de desplazamientos en el nudo i . Las matrices B_i y D están relacionadas con la geometría y las propiedades de los materiales sólidos:

$$B_i = \begin{bmatrix} N_{i,x} & 0 \\ 0 & N_{i,y} \\ N_{i,x} & N_{i,y} \end{bmatrix} \quad (4.30)$$

$$D = G \begin{bmatrix} D_1 & D_2 & 0 \\ D_2 & D_1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}, \quad D_1 = \frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}, \quad D_2 = \frac{2\nu}{1-2\nu} \quad (4.31)$$

donde ν es la relación de Poisson y G la rigidez cortante del material, la cual si se considera compleja incluye el amortiguamiento histerético. Notamos también que los coeficientes D_1 y D_2 son específicamente para problemas de deformación plana. Substituyendo la ec. (4.14) en la ec. (4.29), se tiene

$$R_i = -(i\omega)\rho_0 \int_{\Gamma_1} \bar{N}_i^T n \psi d\Gamma \quad (4.32)$$

De esta manera tenemos las matrices de rigidez, las de masa y el vector de carga para cada elemento sólido. De nuevo, si el elemento sólido no tiene contacto con el agua el vector de carga R_i se omite.

Elementos de interfaz sólido-fluido

Para obtener la ecs. (4.25) y (4.26), el vector de desplazamiento del sólido u se ha expresado en forma discretizada como

$$\mathbf{u} = \sum_{j=1}^{NEN} \mathbf{N}_j \mathbf{u}_j \quad (4.33)$$

Combinando las ecs. (4.22), (4.25), (4.29) y (4.32), y pasando todos los términos de la ecuación a su lado derecho, se tiene finalmente la ecuación para la interfaz

$$\sum_{j=1}^{NEN} \mathbf{Z}_{ij} \begin{Bmatrix} \mathbf{u}_j \\ \psi_j \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \end{Bmatrix}, \quad \text{para } i = 1, \dots, NEN \quad (4.34)$$

$$\mathbf{Z}_{ij} = (\omega)\rho_0 \begin{bmatrix} 0 & h_{ij}n \\ h_{ij}n & 0 \end{bmatrix} \quad (4.35)$$

$$h_{ij} = \int_{\Gamma_i} \mathbf{N}_i \mathbf{N}_j \, d\Gamma \quad (4.36)$$

La matriz \mathbf{Z}_{ij} se puede interpretar como una especie de matriz de rigidez para la interfaz. Una vez teniéndose las matrices h_{ij} , \mathbf{K}_{ij} , \mathbf{M}_{ij} y \mathbf{Z}_{ij} de las ecs. (4.24), (4.27), (4.28) y (4.35) para cada elemento, ya sea del fluido, sólido o interfaz, se procede a ensamblar, de manera convencional, para finalmente obtener la matriz global. Todas las matrices de rigidez así obtenidas son simétricas, hecho que contribuye a la eficiencia de la solución del problema desde el punto de vista numérico.

4.4 Presiones hidrodinámicas sobre presas rígidas

En esta sección se comparan, en primer lugar, las soluciones analíticas disponibles con los resultados numéricos para una presa rígida con cara vertical, con el fin de validar el modelo del MEF para la solución del problema hidrodinámico. Después se estudia la influencia de la geometría del paramento sobre las presiones hidrodinámicas y por último, la influencia del cambio de la pendiente del fondo del embalse.

Verificación del método de elementos finitos

Considérese una presa rígida con paramento vertical con embalse de profundidad constante y extensión infinita. Las presiones hidrodinámicas horizontal, p_H , y vertical, p_V , están dadas por (Chopra, 1967)

$$\frac{p_H(z, \omega)}{\gamma H} = \frac{a_H}{g} \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^n}{2n-1} \frac{1}{\sqrt{(2n-1)^2 - \Omega^2}} \cos \frac{(2n-1)\pi z}{2H} \quad (4.37)$$

$$\frac{p_V(z, \omega)}{\gamma H} = \frac{a_V}{g} \frac{8}{\pi^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^2 - \Omega^2} \cos \frac{(2n-1)\pi z}{2H} \quad (4.38)$$

debido a una aceleración de excitación horizontal y vertical, denotada por a_H y a_V respectivamente, γ es el peso volumétrico del agua, H el tirante del agua y $\Omega = \omega/\omega_1$, donde ω_1 se define en la ec. (4.1). El origen del sistema de coordenadas se localiza en el fondo del embalse y z es positiva a lo largo del embalse. Las fuerzas hidrodinámicas totales P_H y P_V en ambos casos son

$$\frac{P_H(\omega)}{P_{EST}} = \frac{a_H}{g} \frac{32}{\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{(2n-1)^2} \frac{1}{\sqrt{(2n-1)^2 - \Omega^2}} \quad (4.39)$$

$$\frac{P_V(\omega)}{P_{EST}} = \frac{a_V}{g} \frac{32}{\pi^3} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{(-1)^n}{2n-1} \frac{1}{(2n-1)^2 - \Omega^2} \quad (4.40)$$

donde $P_{EST} = \gamma H^2/2$ es la presión hidrostática total.

Para confirmar la validez del MEF, así como investigar las condiciones de frontera necesarias y la dimensión de los elementos del fluido, se analizaron tres casos y se compararon con la solución analítica expresada en las ecs. (4.36) a (4.39). Para los tres casos analizados (fig. 4.1), los elementos son cuadrados. Para el caso 1, la dimensión del elemento es $\Delta H = H/5$, o bien el número de elementos en una dirección es $N = 5$ y la extensión horizontal $B = H$; para el caso 2, $N = 10$ y $B/H = 1$; y para el caso 3, $N = 10$ y $B/H = 0.3$. Se consideraron las excitaciones horizontales y verticales por separado. Se calcularon las distribuciones de las presiones hidrodinámicas $p_H/\gamma H$ y $p_V/\gamma H$ para una frecuencia normalizada $\Omega = 1.2$, y las presiones totales P_H/P_{EST} y P_V/P_{EST} en un intervalo de frecuencias normalizadas Ω de 0 a 6.0. Los resultados se muestran en las figs. 4.2 a 4.7.

En las figs. 4.2 a 4.4, la abscisa es Ω y la ordenada, el valor absoluto de la parte real o imaginaria de la presión total normalizada, esto es, $|\text{real}(P_H/P_{EST})|$ (fig. 4.2), $|\text{imag}(P_H/P_{EST})|$ (fig. 4.3) y $|\text{real}(P_V/P_{EST})|$ (fig. 4.4). Como el agua se considera compresible, en las figuras se muestra que las presiones varían con la frecuencia, hecho que no se presenta para el agua incompresible. Para este último caso, las partes imaginarias de las presiones siempre son nulas y las partes reales se mantienen invariables con la frecuencia y son iguales a los valores marcados en las figuras para la frecuencia nula. De esto se observa que, si se considera el agua incompresible, las partes reales de las presiones estimadas son mayores que aquellas del agua compresible para las frecuencias menores que ω_1 , pero las presiones son menores para las frecuencias mayores que ω_1 .

Para la excitación horizontal, las presiones tienen partes reales e imaginarias. Para las frecuencias menores que ω_1 , la parte imaginaria es nula implicando un efecto de amortiguamiento nulo. Para las frecuencias características $\omega_1, 3\omega_1, 5\omega_1, \dots$, tanto las partes reales como las imaginarias se extienden al infinito. Se observa también que excepto en las frecuencias características, la parte real es significativa sólo para las frecuencias menores que ω_1 ; mientras el valor de la parte imaginaria es grande en la cercanía de ω_1 y disminuye conforme se incrementa la

frecuencia.

Para la excitación vertical (fig. 4.4) la presión únicamente tiene parte real. Esto es cierto para cualquier configuración de la presa y del embalse siempre y cuando éstos sean rígidos. Se observa que las frecuencias características en este caso son las mismas que en el caso de la excitación horizontal. En cuanto a sus amplitudes, las presiones inducidas por la excitación vertical son significativas sólo para las frecuencias menores que ω_1 .

Con respecto a la precisión numérica, se aprecia consistentemente en las tres figuras (fig. 4.2 a 4.4) una anomalía de presiones para las frecuencias mayores que $4\omega_1$ para el caso de $N = 5$ y $B/H = 1$. Su causa es que la dimensión del elemento es demasiado grande para este intervalo de alta frecuencia. En realidad, la dimensión de un elemento fluido debe estar limitada a

$$\Delta H < \frac{c}{5f_{MAX}} \quad (4.41)$$

donde f_{MAX} es la frecuencia máxima que se va a calcular. Por ejemplo, para los cálculos considerados aquí, $f_{MAX} = 6(\omega_1/2\pi)$, por tanto $\Delta H < 2H/15$. Tomando $\Delta H = H/10$, en los dos casos con $N = 10$ de las figs. 4.2 a 4.4, los resultados calculados numéricamente son casi indistinguibles de los analíticos, comprobando así el criterio establecido en la ec. (4.41) para la dimensión de un elemento fluido. Ahora, recordando que para un elemento sólido la dimensión está limitada a

$$\Delta H < \frac{v_s}{5f_{MAX}} \quad (4.42)$$

donde v_s es la velocidad cortante del sólido. Si la velocidad v_s es menor que la del agua ($= 1440$ m/seg), la malla de los elementos fluidos debe ser más gruesa que la de los elementos sólidos.

Por otro lado, entre los dos casos de $N = 10$, casi no se aprecia una diferencia aunque la extensión horizontal en cada caso es muy diferente ($B/H = 0.3$ vs $B/H = 1$). Consecuentemente, se concluye que la extensión horizontal B/H no es muy importante para lograr una buena precisión numérica y con sólo $B/H = 0.3$ es suficiente para obtener resultados bastante buenos.

En las figs. 4.5 a 4.7 se presentan las distribuciones de las presiones normalizadas $p_H(z,\omega)/\gamma H$ y $p_V(z,\omega)/\gamma H$. Aunque se observan excelentes resultados numéricos, se aprecia la sensibilidad de la malla para la parte real con la excitación horizontal (fig. 4.5). Esta sensibilidad puede traer la consecuencia de que se introducen errores numéricos por un inadecuado diseño de mallas. Sin embargo, como los valores absolutos de la parte real son pequeños comparados con los de la parte imaginaria, los errores introducidos en la parte real afectan poco a las presiones resultantes en términos de valores absolutos.

Conviene notar que en los cálculos mostrados en las figs. 4.2 a 4.7, las fronteras lejanas tienen la condición de Sharan para la excitación horizontal y la condición rígida ($\nabla\psi.n = 0$) para la excitación vertical. Los resultados muestran que ambas condiciones son suficientemente buenas para la excitación respectiva aún para

frecuencias tan altas como $6\omega_1$ y con una extensión horizontal muy limitada $B/H = 0.3$. Sin embargo, en principio, la condición de Sharan no es válida para una excitación vertical ni la condición rígida lo es ante la excitación horizontal. Si se presenta una combinación de excitaciones horizontal y vertical, se debe utilizar una condición combinada entre la de Sharan y la rígida. Combinando la ec. (4.15) y $\nabla\psi.n = 0$, la condición resultante es la misma expresada por la ec. (4.15), es decir, la condición de Sharan. En otras palabras, la condición rígida es válida sólo cuando la presa y el fondo del embalse sean rígidos y la excitación sea únicamente vertical. En cualquier otra situación diferente, se emplea la condición de Sharan.

Influencia de la geometría del paramento

Con la finalidad de reducir el efecto hidrodinámico que resulta generalmente negativo para el comportamiento de la cortina, se busca a veces durante la etapa del diseño una forma geométrica adecuada del paramento. Para evaluar la influencia de la geometría del paramento sobre la presión hidrodinámica, se consideraron los tres casos listados en la tabla 4.1 (fig. 4.8). Con estos tres casos se pretende evaluar el efecto de dos tipos de cambio geométrico: la altura del quiebre H_1/H para una pendiente dada y la pendiente del talud B_1/H_1 para una altura del quiebre dada. En todos los casos el fondo del embalse se considera plano.

Tabla 4.1 Diferentes condiciones del paramento

Tipo	H_1/H	B_1/H_1
1	0.5	1
2	0.25	1
3	0.5	0.5

En las figs 4.9 a 4.11 se muestran las presiones totales absolutas normalizadas con respecto a las presiones hidrostáticas totales, en un intervalo de frecuencia normalizada Ω de 0.0 a 6.0, para lo cual la frecuencia se normalizó con respecto a la primera frecuencia característica ω_1 expresada en la ec. (4.1). Para la excitación horizontal se observa que las frecuencias características no varían con el cambio de la geometría del paramento. Las variaciones de las presiones con la frecuencia siguen la misma tendencia descrita para un paramento vertical. Comparando los tres tipos del paramento analizados, se puede afirmar que el efecto del cambio geométrico del paramento en la presión hidrodinámica, depende mucho del intervalo de la frecuencia. Cualitativamente hablando, el cambio de la altura del quiebre H_1/H tiene más efecto que el cambio de la pendiente B_1/H_1 sobre la parte real de la presión, y menor efecto para la parte imaginaria. Con el aumento de H_1/H , la parte real disminuye para frecuencias menores que ω_1 pero se incrementa para frecuencias mayores que ω_1 . En cambio, la parte imaginaria se incrementa con el aumento de B_1/H_1 para frecuencias

menores que $3\omega_1$ y disminuye para otros intervalos de frecuencias. Para las frecuencias mayores que $4\omega_1$, tanto la parte real como la imaginaria se mantienen prácticamente invariables con respecto al cambio geométrico del paramento.

Para la excitación vertical, la situación se vuelve más complicada. En este caso, la parte imaginaria de las presiones sigue siendo nula, al mismo tiempo la parte real se modifica considerablemente con respecto al caso del paramento vertical. El cambio de la pendiente B_1/H_1 no altera el contenido de la primera frecuencia característica, la cual, sin embargo, es modificada ligeramente por el cambio de la altura del quiebre H_1/H . Cuando se incrementa la altura H_1/H , el valor de ω_1 aumenta. Para el intervalo de frecuencias mayores que ω_1 , en todos los casos se observan más discontinuidades de las presiones que en el caso del paramento vertical, sugiriendo un mayor número de frecuencias características. Por ejemplo, en la cercanía de $3\omega_1$, la segunda frecuencia característica para un paramento vertical, se observan dos frecuencias características que son $2.8\omega_1$ y $3.2\omega_1$ aproximadamente. Esto se debe a que la presencia del cambio geométrico del paramento disminuye el tirante del agua H_1 en la vecindad de la pared de la presa y en consecuencia proporciona otras frecuencias de resonancia que son adicionales a aquellas correspondientes al tirante H lejos del paramento.

Finalmente en las figs. 4.12 a 4.14 se presentan las distribuciones de las presiones normalizadas a lo largo de la altura del paramento para la frecuencia normalizada $\Omega = 1.5$. Respecto a la parte real de la presión debido a la excitación horizontal (fig. 4.12), el cambio de la altura H_1/H y la pendiente B_1/H_1 modifican considerablemente la presión, pero a lo largo del talud el cambio de la altura afecta en menor medida a la presión. Por otro lado, la parte imaginaria (fig. 4.13) es insensible al cambio de la pendiente. Esta misma tendencia también se puede observar en la parte real de la presión debida a la excitación vertical (fig. 4.14). En este último caso tampoco se aprecia una modificación significativa en la parte vertical del paramento. Sin embargo, donde se presenta un cambio geométrico con respecto al vertical sí se nota un efecto significativo.

Influencia de la geometría del fondo del embalse

En muchas ocasiones la superficie del sitio en donde se localiza la presa no es totalmente plana, incluso puede ser muy irregular. Por tanto, en el diseño de una presa existe la necesidad de evaluar la influencia de la irregularidad geométrica del fondo del embalse sobre la presión hidrodinámica. Para este fin, se analizaron los tres casos listados en la tabla 4.2 (fig. 4.15). En estos tres casos se incluyen dos cambios geométricos del fondo: el levantamiento del fondo H_2/H para una pendiente del talud dada y la pendiente B_2/H_2 para un levantamiento dado. En todos los casos analizados se supone el paramento vertical.

En las figs. 4.16 a 4.18 se muestran las presiones totales absolutas normalizadas con respecto a las presiones hidrostáticas totales, en un intervalo de frecuencias normalizadas, Ω , de 0.0 a 6.0, para lo cual la frecuencia se normalizó con respecto a la primera frecuencia característica ω_1 expresada en la ec. (4.1).

Para la excitación horizontal, se observa en las dos figuras (figs. 4.16 y 4.17) un incremento consistente de las frecuencias características con respecto a aquellas

correspondientes a la de un fondo plano. La razón de tal incremento puede expresarse como

$$\omega_n^* = \frac{H}{H - H_2} \omega_n, \quad n = 1, 2, \dots \quad (4.43)$$

donde ω_n^* es la frecuencia característica modificada y ω_n es la original con paramento vertical y fondo del embalse plano. Se observa que el cambio del levantamiento tiene más efecto sobre la presión hidrodinámica que el cambio de la pendiente. Con respecto a la parte real, la presión se incrementa con la disminución del levantamiento H_2/H para frecuencias menores que ω_1^* pero disminuye para frecuencias mayores. En cambio, la parte imaginaria se mantiene prácticamente invariable en todo el intervalo de frecuencias excepto en la cercanía de las frecuencias características modificadas. Por otro lado, con el aumento de la pendiente B_2/H_2 , la parte real de la presión disminuye en todo el intervalo de frecuencias analizado y a su vez la parte imaginaria disminuye también pero sólo para las frecuencias menores que la segunda frecuencia característica modificada.

Tabla 4.2 Diferentes condiciones del fondo

Tipo	H_2/H	B_2/H_2
1	0.25	1
2	0.25	2
3	0.10	1

Para la excitación vertical (fig. 4.18), el efecto más significativo del cambio de la geometría del fondo del embalse sobre las presiones es que se genera un número mayor de frecuencias características. Esto puede explicarse como sigue. Las frecuencias características dependen del tirante de agua. Como existe en estos casos un cambio continuo del tirante de agua, pueden surgir más frecuencias características que en el caso de un sólo tirante de agua, que corresponde a un fondo plano. Sin embargo, este fenómeno, que es aparentemente razonable, no se presenta curiosamente para la excitación horizontal. Esto probablemente se debe a que bajo la excitación horizontal existe un efecto de amortiguamiento que no se presenta para la excitación vertical. El efecto de amortiguamiento atenúa muchas discontinuidades de las presiones por lo que no aparecen frecuencias adicionales comparado con el caso del fondo plano.

Finalmente en las figs. 4.19 a 4.21 se presentan las distribuciones de las presiones normalizadas a lo largo de la altura del paramento para la frecuencia normalizada $\Omega = 1.5$. Se observa que el cambio del levantamiento H_2/H afecta más a la distribución de la presión ante la excitación horizontal que el cambio de la pendiente. Sin embargo, la misma tendencia no se aprecia para la excitación vertical. Para este último caso, tanto el cambio de la pendiente como el cambio del levantamiento del fondo afectan en prácticamente igual medida la distribución de la

presión.

4.5 Interacción embalse-cortina

En la sección anterior se calcularon las presiones hidrodinámicas sobre una presa rígida. Obviamente la hipótesis adoptada fue demasiado idealista ya que si generalmente la compresibilidad de presas, sobre todo de las de tierra y enrocamiento, no puede ser ignorada. El objetivo de esta sección, por lo tanto, es extender el análisis al caso de una presa flexible.

De acuerdo con la metodología del análisis de respuesta compleja descrita en el capítulo 3, la presa se puede modelar con el MEF. Más aún, la presa puede tener módulos complejos para incluir el efecto de amortiguamiento histerético y también puede ser inhomogénea. Sin embargo, con el propósito de evaluar el efecto hidrodinámico sobre la respuesta de la presa, ésta se supone homogénea con las características mecánicas del concreto y en la mayoría de los casos analizados, la presa tiene una geometría idealizada como la mostrada en la fig. 4.22. Para el caso de una cortina flexible resulta más significativo evaluar el efecto de las presiones hidrodinámicas en su respuesta dinámica, que calcular las presiones en sí. Por tal motivo, en este apartado se evalúa el efecto de la interacción embalse-cortina en términos de la respuesta de la presa. Por otro lado, se sabe que la respuesta dinámica de una cortina flexible varía de punto a punto dentro de su cuerpo, lo cual implica que para evaluar el efecto de la interacción cortina-embalse debe considerarse la variación espacial de los movimientos en la presa. Sin embargo, por facilidad y claridad en la presentación de los resultados se optó por considerar como característica la respuesta en la cresta de la cortina. Debe tenerse presente que el efecto de la interacción reflejado en este punto no necesariamente es idéntico en otros puntos del cuerpo de la cortina. Sin embargo, para fines comparativos y de ilustración es suficiente.

La sección transversal de la presa de gravedad hipotética que se analiza a continuación se ilustra en la fig. 4.22. Los datos geométricos de la presa son: la altura $H = 50$ m y el ancho de la base $B_0 = 40$ m. La extensión horizontal del embalse $B = 15$ m. Las propiedades de la presa son: el módulo de elasticidad $E_p = 27500$ MPa, la relación de Poisson $\nu_p = 0.2$, la densidad de masa $\rho_p = 2.48$ Mg/m³ y el coeficiente de amortiguamiento $\beta_p = 0.05$. La discretización de la presa y del embalse resulta en un número total de 29 elementos sólidos y 30 elementos fluidos.

Efecto del tirante de agua

Primero, con la finalidad de identificar el efecto hidrodinámico sobre las respuestas de la presa, se presentan los resultados del cálculo para diferentes tirantes de agua, H_f . Se hicieron los cálculos para los valores de H_f/H : 0, 0.5, 0.8, y 1. El caso de $H_f/H = 0$ y el de $H_f/H = 1$ corresponden a la presa vacía y llena, respectivamente. En las figs. 4.23 a 4.26 se presentan las respuestas absolutas horizontales y verticales debidas a la aplicación separada de la excitación horizontal y vertical. La excitación se aplica uniformemente en la base de la presa y del embalse.

La ordenada de las figs. 4.23 a 4.26 es la respuesta absoluta (valor absoluto de la amplificación de aceleración) en la cresta y la abscisa es la frecuencia normalizada con respecto a la primera frecuencia característica de la presa sin ningún efecto del agua. Esta frecuencia, para la geometría y las propiedades de la presa considerada, es aproximadamente 10 Hz. Debe notarse también que la ordenada en las figuras es la respuesta total. La ventaja de utilizar la formulación total en lugar de la relativa es que cuando la excitación es asíncrona los resultados se pueden interpretar directamente.

Las curvas de respuesta para la presa sin agua ($H_f/H = 0$) son representativas de un sistema de múltiples grados de libertad con parámetros constantes de rigidez, de masa y de amortiguamiento. En las cuatro figuras (figs. 4.23 a 4.26) las frecuencias características fundamentales son las mismas pero las segundas frecuencias características son diferentes para cada caso. Por ejemplo, para la excitación vertical, en la componente horizontal se aprecia una segunda frecuencia característica mayor que en la componente vertical para la misma excitación. Por otro lado, bajo la excitación horizontal, los picos de la respuesta horizontal disminuyen con la frecuencia pero los de la respuesta vertical muestran un aumento en la segunda frecuencia característica, con respecto a los de la respuesta en la primera frecuencia característica. En cambio, bajo la excitación vertical, la respuesta tanto horizontal como vertical muestra sus picos siempre en la segunda frecuencia característica.

La amplitud y el contenido de la frecuencia de las curvas de respuesta de la presa se alteran por la presencia del agua ya que el efecto de la interacción agua-presa induce una carga sobre la cara de la presa que es dependiente de la frecuencia. La forma de las curvas de respuesta en los casos de $H_f/H > 0$ es más complicada que la del caso $H_f/H = 0$. Es oportuno señalar en este momento que en un sistema de agua-presa, las respuestas están determinadas por dos tipos de frecuencias características: las de la presa vacía y las del embalse. Para el sistema analizado, la frecuencia fundamental del embalse es igual a $f_E = c/4H = 1440/4*50 = 7.2$ Hz, que es diferente de la de la presa vacía $f_p = 10$ Hz. Como resultado de ello, las respuestas manifiestan su irregularidad en el intervalo entre las frecuencias f_E y f_p . En la fig. 4.23 se observa un doble pico entre las frecuencias f_E y f_p , y la respuesta máxima se presenta en la cercanía de f_E más que en la de f_p . En términos generales, la presencia del agua disminuye las frecuencias donde se presentan los picos de las respuestas. Esto es cierto para ambas excitaciones y para ambas direcciones de las respuestas con la única excepción del segundo pico en la fig. 4.26. Esta tendencia general se debe a que la masa del agua al interactuar con la presa hace que la rigidez global del sistema disminuya y la masa total se incremente, lo cual redundará en una disminución en las frecuencias características del sistema embalse-cortina. Más aún, con el mismo efecto de la masa agregada, la presencia del agua hace que el ancho de la banda de los picos se reduzca considerablemente mostrando que el sistema tiene un amortiguamiento histerético menor. La amplitud del primer pico de las respuestas es mayor que la correspondiente a la presa vacía. Sin embargo, conforme se incrementa la frecuencia, las amplitudes de las respuestas son menores que las de la presa vacía. Este último fenómeno se debe al otro efecto del embalse, que es el amortiguamiento geométrico. La presencia del agua permite que parte de la energía se disipe, lo cual se manifiesta con un decremento en las amplitudes de respuestas no solamente en los picos sino en casi todo el intervalo de frecuencias analizado. En conclusión, la presencia del agua proporciona efectos de

masa y amortiguamiento al sistema. Cuando la frecuencia se incrementa, el efecto de masa disminuye y el efecto de amortiguamiento aumenta, en forma significativa.

En cuanto al efecto de tirante de agua sobre las amplitudes de la respuesta, en las figs 4.23 a 4.26 se observa lo siguiente. Para la excitación horizontal, una reducción de 80% del tirante afecta muy poco a las respuestas tanto horizontales como verticales. Sin embargo, si se presenta una reducción de 50% del tirante del agua, el comportamiento de la cortina es más semejante al de la presa seca que el de la presa llena en la vecindad de la primera frecuencia característica. Conforme se incrementa la frecuencia tal tendencia se invierte. Para la excitación vertical, sobre todo para la componente horizontal, la respuesta en el caso de 50% de la reducción del tirante es similar a la de la presa seca para todo el intervalo de frecuencias analizado. De esto se puede concluir que si el tirante se reduce a menos que 20% de la altura del embalse, el comportamiento del sistema puede considerarse como el de embalse lleno; en cambio si el tirante baja a la mitad de la altura del embalse, el comportamiento del sistema puede considerarse como aquel sin agua. De las observaciones en las respuestas en la cresta, aparentemente se puede afirmar que el efecto hidrodinámico es positivo en reducir las respuestas, particularmente en el intervalo de frecuencias altas. Sin embargo, hay que tener en cuenta que esta conclusión es obtenida refiriendo a la respuesta de un punto y en realidad, la distribución de esfuerzos producidos por el efecto del agua es mucho más complicada y la influencia del agua no es tan directa. Por tanto, un comportamiento sísmico satisfactorio de la presa parcialmente llena no asegura bajo cualquiera condición un comportamiento igualmente satisfactorio si la presa está llena.

Estos resultados muestran un efecto no lineal del tirante de agua sobre la respuesta de la cortina: el agua que se encuentra entre la altura 80% y 50%H tiene influencias hidrodinámicas más significativas. Para entender esto, tenemos que tener presente el fenómeno de interacción embalse-cortina. En términos generales, las presiones hidrodinámicas se incrementan en forma aproximadamente lineal con la profundidad del agua y las respuestas de la cortina con embalse vacío, por lo contrario disminuyen a partir de la cresta en forma también más o menos lineal. En la cercanía de la cresta, la presencia del agua tiene poca influencia sobre la respuesta por tener una baja presión hidrodinámica. A mayor profundidad, aunque las presiones hidrodinámicas son relativamente altas, las respuestas de la cortina tienen pequeñas amplificaciones y como resultado, el agua tampoco afecta mucho a la respuesta en la cresta. Existe por tanto un intervalo intermedio del tirante de agua en que el efecto combinado de las presiones hidrodinámicas y las amplificaciones hace que la presencia del agua modifique notablemente las respuestas de la cortina. Para el caso estudiado, este intervalo se encuentra entre el 80% y el 50% de la altura H.

Efecto de acoplamiento fluido-sólido

Al principio de este capítulo, se comentó la importancia de la consideración del efecto de acoplamiento fluido-sólido para el análisis de sistemas cortina-embalse. Para demostrarlo, considérense aquí los tres casos siguientes: inclusión del efecto de acoplamiento, exclusión del efecto considerando el agua compresible y exclusión del efecto considerando el agua incompresible. Para el caso de la exclusión del efecto de acoplamiento, primero se calculan las presiones hidrodinámicas considerando las características geométricas reales de la presa y las excitaciones reales, suponiendo que la presa es rígida; luego se aplican las presiones así calculadas como cargas externas sobre la presa con sus características mecánicas reales y se obtienen las respuestas de la presa. Si la presa tiene el paramento vertical, fondo plano y cimentación rígida, que es el caso en consideración, las expresiones en las ecs. (4.35) a (4.36) pueden usarse directamente para la primera etapa del cálculo. Aunque

en dichas expresiones el agua se considera compresible, es muy fácil extenderlas al caso del agua incompresible con sólo suponer que $\Omega = 0$.

Los resultados de las figs. 4.27 a 4.30 muestran que la exclusión del efecto de acoplamiento no estima con exactitud las frecuencias características y sobreestima exageradamente las respuestas. Primero, las frecuencias características estimadas sin el acoplamiento son mayores para todos los casos y para todo el intervalo de frecuencias analizado, significando que el efecto de masa no está representado apropiadamente. Segundo, las amplitudes de las respuestas son mucho mayores en casi todo el intervalo de frecuencia analizado, implicando que el efecto de amortiguamiento no está considerado adecuadamente. Se observa también que si el efecto de compresibilidad del agua se desprecia en el modelo de no acoplamiento, las diferencias en el modelo acoplado son menores.

De lo anterior se desprende que es importante incluir el efecto de acoplamiento agua-cortina en el análisis de presas. El esfuerzo computacional adicional por la inclusión del efecto de acoplamiento no es mucho mayor. De hecho si se excluye el acoplamiento, la resolución del problema requiere, como se mencionó arriba, dos etapas de análisis en lugar de una sola en el modelo acoplado. Si la geometría del problema es irregular, que es el caso común, no existen soluciones analíticas para la primera etapa de la resolución y un análisis numérico es necesario. Como consecuencia, el tiempo total de la resolución del problema posiblemente resulte mayor para el modelo no acoplado que el acoplado.

Efecto de la compresibilidad del agua

Al principio de este capítulo también se mencionó otro tema de controversia del problema hidrodinámico en las presas: la compresibilidad del agua. Con el fin de evaluar su efecto, se han calculado las respuestas absolutas en el caso del agua compresible y el del agua incompresible, cuyos resultados se presentan en las figs. 4.31 a 4.34. Se observa que la compresibilidad del agua tiene muy poca influencia sobre las respuestas ante la excitación vertical (figs. 4.33 y 4.34). Por otro lado, el efecto de la compresibilidad del agua en la respuesta del sistema embalse-cortina es más significativo cuando la excitación es horizontal, como se observa en las figs. 4.31 y 4.32. Cuando el agua se supone incompresible las amplitudes son mayores en el intervalo de las frecuencias características superiores a la natural. Esto indica que el sistema tiene menor amortiguamiento cuando se considera al agua incompresible.

Aunque otros resultados indican que es conveniente considerar la compresibilidad del agua en los análisis, el esfuerzo computacional es sustancialmente mayor que si se supone al agua incompresible. De hecho, la hipótesis de incompresibilidad es fácil de adaptar en el método de los elementos de frontera; en cambio, al considerar la compresibilidad del agua hay que usar una formulación con elementos finitos para todo el sistema embalse-cortina. Además el efecto se manifiesta básicamente en los intervalos de las frecuencias características de los modos superiores y en las cortinas masivas estos tienen poca influencia en su respuesta global. Por estas causas se decidió adoptar en este estudio la hipótesis de incompresibilidad.

Efecto del talud de la presa

En los análisis anteriores la presa se idealiza con paramento vertical. Esto es cierto para las presas de gravedad y en buena medida para las presas de arco. Sin embargo, las presas de tierra y enrocamiento siempre tienen cierto talud para garantizar la estabilidad de la cortina. Por tanto, es importante evaluar el efecto del cambio del talud de la cortina.

Se calcularon las respuestas para tres taludes: 1V:0.0H, 1V:1.0H y 1V:1.5H (fig. 4.35), y para el caso de presa totalmente llena y totalmente vacía. El primer caso corresponde a la presa que viene siendo analizada a lo largo de esta sección y el último, a una sección típica de la presa de enrocamiento con cara de concreto la cual se analizará con más detalle en los capítulos 6 y 7. En las figs. 4.36 a 4.47 se presentan las respuestas de las tres cortinas para ambas condiciones. Las frecuencias se normalizaron con respecto a la frecuencia fundamental de la cortina con talud vertical.

Comparando las respuestas horizontales bajo la excitación horizontal para la condición de embalse vacío (figs 4.36, 4.40 y 4.44) se observa que las frecuencias características del sistema se modifican con el cambio del talud. La frecuencia fundamental para el talud 1:1 y 1:1.5 se incrementa 40% con respecto a la del talud 1:0. Lo interesante es que el cambio del talud de 1:1 a 1:1.5 prácticamente no altera la frecuencia fundamental pero modifica ligeramente la segunda frecuencia característica. Aparentemente, la tendencia mostrada en estos cálculos no concuerda con la teoría de viga cortante ya que según ésta las frecuencias de resonancia no dependen del talud. Sin embargo, la sección con el talud 1:0 no es simétrica y la deformación no es horizontalmente uniforme para una altura dada, por lo que la teoría no es aplicable para este caso. Con el hecho de que el cambio del talud de 1:1 a 1:1.5 no altera las frecuencias características del sistema se puede confirmar que la teoría de viga cortante en principio sigue siendo una buena aproximación para el cálculo de las frecuencias características si la presa es simétrica. De acuerdo con esta teoría, la frecuencia fundamental se puede estimar con la siguiente relación:

$$f_1 = \frac{2.4}{2\pi} \frac{v_s}{H} \quad (4.43)$$

Con las propiedades de la presa considerada, el módulo de elasticidad $E_p = 27500 \text{ MPa}$, la relación de Poisson $\nu_p = 0.2$ y la densidad de masa $\rho_p = 2.48 \text{ Mg/m}^3$, se calcula la velocidad de onda cortante $v_s = 2150 \text{ m/seg}$. Si $H = 50 \text{ m}$, se tiene $f_1 = 16.4 \text{ Hz}$. En cambio las frecuencias fundamentales mostradas en las figs. 4.40 y 4.44 muestran un valor de 15 Hz, que es ligeramente menor que aquel estimado con la teoría de viga de cortante.

Continuando la discusión sobre las respuestas horizontales bajo la excitación horizontal, se observa que la amplitud de las respuestas máximas depende muy poco del talud. Las máximas respuestas son aproximadamente 20, 19 y 18 para el talud 1:0, 1:1 y 1:1.5 respectivamente. No obstante el cambio del talud influye significativamente en el efecto de amortiguamiento: entre más tendido sea el talud, más notable será el amortiguamiento.

Revisando las respuestas verticales bajo la excitación horizontal y las respuestas horizontales ante la excitación vertical (figs. 4.37 y 4.38, figs. 4.41 y 4.42, y figs. 4.45 y 4.46), se observa que el cambio del talud modifica drásticamente la amplitud de las respuestas. Para la cortina con el talud 1:0, las respuestas son comparables con las de la respuesta horizontal y excitación horizontal. Contrariamente para las cortinas con talud 1:1 y 1:1.5, las respuestas son despreciables. Aparentemente esto implica que la hipótesis de que la excitación horizontal sólo induce respuestas horizontales, adoptada en la teoría de viga de cortante, proporciona buena aproximación. Sin embargo, hay que tomar en cuenta que las cortinas con talud 1:1 y 1:1.5 son simétricas y homogéneas y el punto donde se

calculan las respuestas está sobre el eje de simetría. Rigurosamente, las respuestas verticales en los puntos que caen en el eje de simetría de estas cortinas deben ser nulas. Pero si se calcula la respuesta en puntos fuera del eje de simetría, se obtendrá que la amplitud crece al alejarse del eje hasta tener valores máximos en (o cerca del) talud. Esto demuestra que la viga de cortante es adecuada para el cálculo de frecuencias naturales y aceleraciones (en el eje de simetría), pero no para evaluar esfuerzos, coeficientes sísmicos, etc. en el cuerpo de la cortina. Para sacar conclusiones más precisas respecto al efecto del talud de la cortina, hay que calcular las respuestas en todo el cuerpo de la cortina, lo cual está fuera del alcance de esta sección. Por último, comparando las respuestas verticales bajo la excitación vertical, se observa que el cambio del talud afecta muy poco tanto al contenido de frecuencias como a las respuestas máximas. Dentro de la poca alteración de las respuestas se puede apreciar un ligero aumento cuando el talud cambia de 1:0 a 1:1 ó a 1:1.5, hecho que es contrario al ocurrido para las respuestas horizontales con la excitación horizontal.

Ahora, de las mismas figuras descritas arriba se puede identificar el efecto de la presencia del agua. Para la cortina con el talud 1:0, se aprecia un notable efecto del agua, lo cual ha sido discutido ampliamente en otras partes de esta sección. Para las cortinas con el talud 1:1 y 1:1.5 (fig. 4.40 y fig. 4.44), con la presencia del agua, la frecuencia fundamental disminuye y la segunda frecuencia característica aumenta pero ligeramente. A su vez las amplitudes de las respuestas máximas para estas cortinas se alteran muy poco por el efecto del agua.

Revisando las respuestas verticales bajo la excitación horizontal y las respuestas horizontales ante la excitación vertical (figs. 4.41 y 4.42 y, figs. 4.45 y 4.46), se observa que las respuestas se incrementan en gran medida por la presencia del agua. Sin embargo, debido al pequeño valor de las respuestas sin la presencia del agua, las respuestas ya incrementadas por el efecto del agua son relativamente pequeñas comparadas con otras componentes de las respuestas. Para las respuestas verticales con la excitación vertical, se observa que la presencia del agua tiene influencia para todos los taludes desde 1:0 hasta 1:1.5, esto es, con el efecto del agua, las frecuencias características y las respuestas disminuyen. La magnitud de tal influencia disminuye cuando el talud cambia de 1:0 a 1:1 o a 1:1.5 de una manera no despreciable.

4.6 Resumen

Cuando una presa está expuesta a una sacudida sísmica, el embalse genera presiones hidrodinámicas sobre la presa. El problema hidrodinámico del embalse se puede modelar por medio de las ecuaciones gobernantes de un fluido inviscido, irrotacional y con pequeña amplitud de movimiento. El agua se puede considerar incompresible o compresible con una superficie libre. La solución de dicho problema puede lograrse con el MEF en el dominio de la frecuencia en que los fenómenos no lineales tales como el movimiento superficial y la cavitación son insignificantes.

Con objeto de obtener resultados numéricos satisfactorios, dos condiciones de frontera deben considerarse debidamente. La primera de ellas es la de frontera lejana en que un embalse horizontalmente semi-infinito con una profundidad constante está representado por cierta condición no reflejante. Con base en cálculos numéricos, se encontró que la condición de Sharan es suficientemente buena para el problema del embalse. Dicha condición, que depende de la frecuencia de excitación, ofrece muy buena aproximación numérica para frecuencias menores que la segunda característica,

lo cual incluye el intervalo típico de frecuencias contenidas en los sismos. La otra condición de frontera se refiere a la de interfaz sólido-fluido. Esta condición es el requisito indispensable para incluir efectos de acoplamiento entre el embalse y la presa en el análisis. Se ha formulado una clase de elemento de interfaz sólido-fluido con el que la simetría de las matrices de rigidez no se altera.

El MEF es eficaz para resolver el problema hidrodinámico de embalse ya que este podría acotarse a una distancia tan corta como una tercera parte de la profundidad del embalse en la frontera lejana, conduciendo a una malla de tamaño reducido. La malla es suficientemente fina si la máxima dimensión no excede $280/f_{MAX}$ en metros, siendo f_{MAX} la frecuencia máxima de análisis. Por ejemplo, si se toma la frecuencia máxima como 20 Hz que ya es muy grande para un sismo, la dimensión máxima es de 14 m. Y si la presa tiene una altura de 150 m, diez elementos en una dirección ya son suficientes.

Cuando el agua se considera incompresible, las presiones hidrodinámicas sobre una presa rígida sólo tienen parte real y son independientes de la frecuencia. La presión hidrodinámica total bajo una excitación horizontal o vertical es aproximadamente una décima parte de la presión hidrostática. Si el agua se considera compresible, las presiones tienen partes real e imaginaria y sus valores absolutos pueden ser menores o mayores que las de agua incompresible dependiendo del intervalo de frecuencia. La parte imaginaria de las presiones representa el efecto de amortiguamiento del agua.

Los análisis con una presa rígida indican que la geometría del paramento de la presa y la configuración del fondo del embalse tienen influencia significativa en la distribución de las presiones hidrodinámicas que actúan sobre la pared de la presa. En el estudio, el paramento tiene una porción vertical desde la cresta y a partir de cierta profundidad tiene una inclinación. Los resultados indican que la profundidad a la que se encuentra el quiebre tiene más efecto que el cambio de la pendiente de la parte inclinada. Ante una excitación horizontal, aunque las distribuciones de las presiones se modifican por un cambio de la geometría del paramento, las presiones totales varían poco. Esto, sin embargo, no es totalmente cierto para una excitación vertical en que tanto las distribuciones como los valores totales cambian de manera no despreciable. Pero en todo caso, la modificación de la geometría del paramento no tiene influencia muy importante sobre las presiones. Por el contrario, las configuraciones del fondo del embalse afectan de manera mucho más significativa a las presiones. Las frecuencias características se reducen si el embalse tiene un fondo menos profundo y con la modificación del contenido de frecuencia las amplitudes de las presiones pueden ser mayores o menores que aquellas calculadas con un fondo plano. La geometría del fondo tiene efectos más pronunciados ante una excitación vertical que horizontal ya que en aquel caso podría inclusive modificar el número de modos de vibración. Para un fondo inclinado se presenta mayor número de frecuencias características que en el caso del fondo plano, puesto que las refracciones y reflexiones de las ondas toman una forma muy complicada cuando se presenta una interfaz inclinada en el medio.

Cuando la rigidez de la presa no es tan alta que puede ser considerada como rígida, las presiones hidrodinámicas y las deformaciones de la presa se acoplan en el sentido de que las presiones aumentan las deformaciones y éstas al mismo tiempo atenúan las presiones. Las respuestas de las presas se modifican por la presencia del agua. Las frecuencias características disminuyen y las amplitudes de las respuestas se reducen con la excepción de la primera frecuencia característica en que aparece un alto pico de ancho muy reducido. Estas observaciones sugieren que el agua proporciona

efectos de masa y de amortiguamiento al sistema global embalse-cortina. Los dos subsistemas, cortina y embalse, interaccionan entre sí conduciendo a respuestas globales complicadas.

Los cálculos indican que si el tirante de agua es menor que 50% de la altura máxima de la cortina, el efecto hidrodinámico ya no es importante, o bien, el comportamiento de la presa es muy similar al de la presa con un embalse vacío. Como resultado, aun cuando una presa con un embalse parcialmente lleno, que es el caso común, se comporta satisfactoriamente en un sismo, dicha estructura puede tener características vibratorias muy diferentes si el embalse está lleno, y consecuentemente, su respuesta ante el mismo sismo debe ser revisada debidamente.

En el pasado, por simplicidad, el efecto hidrodinámico se ha incluido en el análisis utilizando el modelo de masas agregadas de Westergaard, el cual no considera el efecto de acoplamiento embalse-cortina. Sin embargo, los cálculos claramente indican que dicho modelo sobrestima en gran medida las presiones hidrodinámicas y modifica también el contenido de frecuencias, hecho que podría distorsionar los cálculos de las respuestas. Por consiguiente el modelo de Westergaard debe usarse precavidamente y se recomienda usar modelos que tomen en cuenta el efecto de acoplamiento. Cabe señalar que los modelos acoplados no requieren excesivos trabajos computacionales adicionales y están al alcance de computadoras comunes.

La compresibilidad del agua también tiene influencia sobre la respuesta de la presa. Los modelos con agua incompresible sobre-estiman las respuestas en la cercanía de las frecuencias características. Pero comparado con el efecto de acoplamiento, el de la compresibilidad del agua no es muy significativo. Es decir, es aceptable la hipótesis de la incompresibilidad del agua.

Las conclusiones anteriores fueron alcanzadas con base en los análisis de una presa de gravedad con paramento vertical. Cuando la presa tiene cierto talud, el efecto hidrodinámico sobre las respuestas de la presa disminuye significativamente. El efecto de masa del agua es insignificante, implicando que el contenido de frecuencias casi no se modifica por la presencia de agua. A su vez, las respuestas de la presa se atenúan por el amortiguamiento proporcionado por el agua. Esto es especialmente importante cuando la excitación es vertical.

Es importante indicar finalmente que, por simplicidad de comparación y claridad de presentación, los estudios de este capítulo se limitaron a calcular las respuestas en la cresta de la presa para apreciar la influencia del agua. No obstante, se debe tener en cuenta que las presiones hidrodinámicas no solamente modifican las respuestas en la cresta sino también la distribución de las respuestas en toda la cortina, por lo que inducen cambios de esfuerzos. Los esfuerzos inducidos por el agua podrían ser más críticos que las propias respuestas de desplazamientos. Por ejemplo, los esfuerzos de tensión en las presas de concreto y los cortantes en aquellas de tierra y enrocamiento son muy importantes para su funcionamiento. Por tanto, las conclusiones generales expuestas arriba deben ser evaluadas debidamente para cada presa específica.

5. ANALISIS DE SISTEMAS EMBALSE-CIMENTACION-CORTINA

En el capítulo anterior se discutieron ampliamente los efectos hidrodinámicos sobre la respuesta de la cortina, considerando el conjunto de agua y estructura como un sistema acoplado. Por simplicidad, se adoptó la hipótesis de que la cimentación del sistema agua-estructura fuera totalmente rígida. Sin embargo, cuando la rigidez de la roca de la cimentación es relativamente baja, comparada con la de la cortina, la hipótesis de la cimentación rígida debe ser modificada o removida. En este caso, los efectos de interacción cimentación-estructura deben incluirse en el análisis y el sistema completo en consideración debe ampliarse al embalse-cimentación-estructura. Aquí la cimentación del sistema agua-estructura se refiere tanto a la cimentación de la cortina, como a la del fondo y de las laderas del embalse. La metodología empleada en este capítulo para tomar en cuenta la interacción entre la estructura y la cimentación ya se ha expuesto en el capítulo 3. En este capítulo, se presentan los resultados del análisis. Pero antes de presentarlos, conviene hacer algunos comentarios acerca del método de análisis empleado. Es importante indicar que, aunque el método empleado se estableció para un sistema cortina-embalse-cimentación, su uso es totalmente general para cualquier análisis de interacción suelo-estructura. Como existen en la literatura una variedad de métodos de análisis enfocados a la interacción suelo-estructura, es provechoso señalar qué aspectos especiales tiene el procedimiento de cálculo utilizado en esta tesis comparado con los otros. Este es el objetivo de las siguientes notas introductorias.

Básicamente, la cimentación proporciona efectos de flexibilidad y amortiguamiento sobre las respuestas de la cortina y las del embalse—las presiones hidrodinámicas sobre la cortina. El efecto de la flexibilidad hace que las frecuencias características del sistema agua-estructura disminuyan, ya que el sistema completo se comporta en forma más flexible; a su vez, el efecto de amortiguamiento proporcionado por la cimentación hace que las amplitudes de las respuestas de agua-cortina disminuyan. Debe reconocerse que tal efecto de amortiguamiento proviene fundamentalmente de dos fuentes: el material y la geometría. El amortiguamiento del material está relacionado con las propiedades histeréticas de los materiales rocosos,

y la geometría, con la extensión espacial de las masas de roca. Mientras para depósitos de suelos estratificados (como los depósitos lacustres de la ciudad de México), es razonable suponer que el suelo de la cimentación tiene extensión finita, la hipótesis más obvia para rocas en un sitio de presa, debe ser extensión no acotada, o bien, semi-infinita.

Desde el punto de vista numérico, el efecto del amortiguamiento geométrico constituye una de las grandes dificultades para el análisis de interacción dinámica cimentación-estructura. Generalmente, la cimentación está compuesta por materiales no homogéneos e inclusive no lineales, y su geometría es irregular. En consecuencia, su análisis debe realizarse por algún método numérico. El método de elementos finitos, sin duda, es un buen candidato para llevar a cabo tal trabajo. Sin embargo, por la naturaleza de este método como indica su mismo nombre, el medio analizado tiene que estar discretizado y limitado a una extensión finita, por lo que se producen unas fronteras artificiales. Estas fronteras dividen el medio analizado en dos partes: campo lejano y campo cercano. El campo cercano se analiza con el MEF y el campo lejano se representa solamente por algunas condiciones que rigen los movimientos o las fuerzas a lo largo de las fronteras divisoras entre ambos campos. Como estas fronteras artificiales no existen en la realidad física, ellas pueden provocar efectos no realistas durante la modelación. Por ejemplo, las ondas que llegan a estas fronteras desde el campo cercano pueden regresarse o reflejarse hacia el mismo medio, hecho que no ocurre en la realidad. Para evitar esto, se deben imponer ciertas condiciones especiales de frontera para garantizar la disipación completa de energía o la absorción total de las ondas en las fronteras artificiales. Situaciones similares se han mencionado para el fluido en el capítulo anterior.

Existen numerosas propuestas para especificar las condiciones de frontera especiales en la interfaz entre el campo cercano y el campo lejano. Se pueden mencionar aquí, entre otras, el amortiguador viscoso (Lysmer y Kuhlemeyer, 1969), aproximación paraxial (Clayton y Engquist, 1977), algoritmo de extrapolación (Liao y Wong, 1984) y frontera de superposición (Smith, 1974). Estas condiciones de frontera, aparentemente muy variadas, en realidad son matemáticamente equivalentes (Kausel, 1988) y en general tienen de una u otra manera ciertas limitaciones. Por ejemplo, algunas de las condiciones incluyen el efecto de amortiguamiento geométrico pero excluyen efectos de masa y/o de rigidez. Por lo general las condiciones mencionadas arriba no son válidas para todos los tipos de ondas (S, P, Rayleigh, Love), o para todos los ángulos de incidencia de las ondas, o para todas las variaciones de la geometría del medio y para todas las propiedades de los materiales (rigidez y relación de Poisson), por lo que ellas sólo representan una condición de frontera aproximada. Además, para utilizarlas se requiere que la interfaz entre el campo cercano y el lejano se localice suficientemente lejos de la estructura analizada, y consecuentemente un cuantioso trabajo computacional vuelve a ser indispensable para el campo cercano.

Una nueva alternativa es el uso del método de elementos de frontera para representar la interfaz entre el campo cercano y el campo lejano en forma numéricamente aproximada pero matemáticamente exacta. La eficiencia del empleo de este método es obvia ya que la extensión infinita del suelo puede incluirse naturalmente en el modelo y la interfaz puede estar tan cercana hasta que coincida con la interfaz suelo-estructura. De esta manera, el trabajo computacional requerido dentro del campo cercano se reduce considerablemente. Tomando en cuenta las numerosas ventajas del MEFr, en este trabajo se considera apropiado su uso para incluir el efecto de la interacción cimentación-estructura.

En la siguiente sección se analizará la presa hipotética de gravedad que fue considerada en el capítulo anterior con cimentación rígida (fig. 4.22) y posteriormente, una sección típica transversal de la presa de enrocamiento con cara de concreto (fig. 4.35). En ambos casos, el material del cuerpo de la cortina y de la cimentación se considera elástico, homogéneo con densidad de masa $\rho = 2.48 \text{ Mg/m}^3$ y coeficiente de amortiguamiento histerético $\beta = 0.05$. La excitación es uniforme y unitaria (1g) a lo largo de la frontera de la cimentación. Si el embalse no está vacío, el agua toma las mismas propiedades que en los cálculos anteriores asociados con las presiones hidrodinámicas, esto es, la densidad de masa $\rho_a = 1 \text{ Mg/m}^3$ y la velocidad de agua $v_a = 1440 \text{ m/s}$. El efecto de la cimentación se introduce por la relación entre el módulo de elasticidad de la cimentación E_c con respecto al de la presa E_p , E_c/E_p . Para las dos presas, de gravedad y de tierra, las frecuencias en todas las gráficas se normalizan con respecto a la frecuencia fundamental de la presa respectiva con el embalse vacío y la cimentación rígida. Esta frecuencia fundamental se obtiene de la curva de respuesta horizontal para una excitación horizontal.

5.1 Análisis de presas de gravedad

En la sección 4.3, después de analizar las respuestas de las presas de gravedad se concluyó que las componentes que son distintas de la dirección de la excitación (esto es, la componente vertical para una excitación horizontal y la componente horizontal para una excitación vertical) son importantes. Esto implica que las teorías simples como la de viga de cortante no son aplicables para presas de gravedad aún cuando éstas sean de materiales homogéneos, ya que dichas teorías consideran que la excitación en una dirección sólo induce respuestas en la misma. Para el caso de presas de gravedad las respuestas en diferentes direcciones interaccionan de una manera complicada, las cuales pueden analizarse sólo con un método completo como el de elementos finitos. Por estas razones, se analizan a continuación todas las componentes de las respuestas en forma separada.

En las figs. 5.1 a 5.4 se presentan los resultados de las respuestas horizontales ante una excitación horizontal. En la fig. 5.1, en que se ilustran las respuestas en la cresta con el embalse vacío, se observa que las frecuencias características y las amplitudes correspondientes disminuyen cuando la flexibilidad de la cimentación aumenta. El ancho de la banda en los picos generalmente se incrementa con la flexibilidad de la cimentación, excepto en las frecuencias fundamentales en donde el ancho de la banda se mantiene prácticamente invariable. Estas observaciones concuerdan con la tendencia del efecto de la cimentación: la rigidez del sistema disminuye y el amortiguamiento aumenta con la flexibilidad de la cimentación. Para obtener algunas estimaciones cuantitativas sobre el efecto de la flexibilidad de la cimentación se enlistan en la tabla 5.1 las frecuencias características estimadas de la misma fig. 5.1.

Las frecuencias de la tabla 5.1, f_1/f_{10} , f_2/f_{10} y f_3/f_{10} , son frecuencias normalizadas con respecto a la frecuencia fundamental para una cimentación rígida, f_{10} . Los valores entre los paréntesis corresponden a los modos 2 y 3, f_2/f_{20} y f_3/f_{30} , relativas a las frecuencias para una cimentación rígida f_{20} y f_{30} . Para el modo n la relación entre la frecuencia normalizada f_n/f_{n0} y la flexibilidad relativa

$E_r = E_c/E_p$ puede ajustarse a una regla hiperbólica:

$$\frac{f_n}{f_{n0}} = \frac{E_r}{a_n + E_r}, \quad n = 1, 2, 3 \quad (5.1)$$

donde a_n es una constante por determinar. Entre más bajo es el valor de a_n , menos notable es el efecto de la cimentación; al evaluar tal constante se puede definir una tendencia cuantitativa del efecto de la cimentación. Según los datos en la tabla anterior con $a_1 = 0.35$, $a_2 = 0.20$ y $a_3 = 0.18$, la ec. (5.1) reproduce mejor los datos de la tabla 5.1. Se observa, por tanto, un decremento de los valores de la constante a_n para los modos altos de vibración, indicando que el efecto de la cimentación sobre la rigidez del sistema es menos importante para los modos altos. La expresión en la ec. (5.1) proporciona una alternativa para predecir el cambio de las frecuencias características con la flexibilidad de la cimentación, una vez estimadas las frecuencias de una presa con la cimentación rígida y la flexibilidad relativa entre la presa y la cimentación. Sin embargo, hay que tener en cuenta que la ec. (5.1) y sobre todo los valores de a_n son ajustados al cálculo de una presa con geometría y propiedades específicas. Aunque se espera que estas estimaciones puedan servir para presas de otras geometrías y propiedades, debe tenerse cautela cuando se efectúen tales extrapolaciones.

Tabla 5.1 Frecuencias características para diferentes condiciones de la cimentación de una presa de gravedad (embalse vacío, excitación horizontal y componente horizontal)

$\frac{E_c}{E_p}$	$\frac{f_1}{f_{10}}$	$\frac{f_2}{f_{10}} \left(\frac{f_2}{f_{20}} \right)$	$\frac{f_3}{f_{10}} \left(\frac{f_3}{f_{30}} \right)$
1	0.75	1.85(0.84)	3.35(0.85)
2	0.85	1.95(0.89)	3.55(0.91)
4	0.90	2.00(0.91)	3.70(0.95)
INFINITO	1.00	2.20(1.00)	3.90(1.00)

La disminución de las amplitudes de pico de las respuestas se atribuyen al efecto de amortiguamiento viscoso por la radiación de ondas en la cimentación. Sin embargo, tal efecto es difícil de cuantificar ya que en los materiales tales como concreto, roca y suelo interviene de manera acoplada el amortiguamiento histerético de los materiales. No es fácil, por tanto, distinguir los dos efectos de amortiguamiento y separar el efecto viscoso provocado por la cimentación. En la tabla 5.2 se listan las amplitudes de los picos de las respuestas tomadas de la fig. 5.1.

Los valores entre los paréntesis en la tabla 5.2 se refieren a las amplitudes normalizadas con respecto a las del caso de la cimentación rígida y sus respectivos modos de vibración. Estas amplitudes normalizadas se denominan amplitudes relativas; y son indicativas de la importancia del amortiguamiento geométrico (efecto de la cimentación). El efecto del amortiguamiento viscoso disminuye cuando la rigidez de la cimentación se incrementa. Esto se puede observar en los valores entre los paréntesis de la tabla 5.2. Sin embargo, la disminución de las amplitudes no es uniforme para todos los modos. Se observa que el decremento de las amplitudes es más notable para el segundo modo y menos para el primero, y tal disminución es similar para los modos 2 y 3. Esto es un indicio de que los efectos de amortiguamiento viscoso e histerético se acoplan de tal manera que el efecto global no se manifiesta con una clara tendencia general. Para el caso estudiado, el efecto del amortiguamiento se hace más notable en el intervalo de frecuencias cercanas al segundo modo.

Tabla 5.2 Amplitudes de pico para diferentes condiciones de la cimentación para una presa de gravedad (embalse vacío, excitación horizontal y componente horizontal)

$\frac{E_c}{E_p}$	$A_1 \left(\frac{A_1}{A_{10}} \right)$	$A_2 \left(\frac{A_2}{A_{20}} \right)$	$A_3 \left(\frac{A_3}{A_{30}} \right)$
1	13.8(0.72)	7.6(0.47)	6.0(0.52)
2	16.8(0.88)	9.0(0.55)	7.7(0.66)
4	19.1(1.00)	10.9(0.67)	9.3(0.80)
INFINITO	19.1(1.00)	16.2(1.00)	11.6(1.00)

Comparando las dos tablas 5.1 y 5.2 se detecta que la flexibilidad de la cimentación afecta más al amortiguamiento que a la rigidez del sistema. Por ejemplo, para la flexibilidad relativa $E_c/E_p = 4$, con respecto al caso de la cimentación rígida, las frecuencias características relativas son 0.90, 0.91 y 0.95 para los tres modos pero las amplitudes relativas son 1.0, 0.67 y 0.80 para los respectivos modos. Esto implica que, cuando la cimentación es relativamente rígida, aunque su presencia ya no cambia en forma importante las frecuencias características del sistema, las amplitudes de las respuestas pueden disminuir de manera significativa. Esto es especialmente cierto para modos altos.

Cabe señalar que como las curvas de respuesta correspondientes a las cimentaciones flexibles se desplazan con respecto a la de la cimentación rígida, las amplitudes de las respuestas para el primer caso pueden llegar a ser mayores que las del segundo. Esto implica que la consideración del efecto de la cimentación no siempre predice comportamientos más favorables que el de la cimentación rígida ya que también depende del intervalo de las frecuencias. La exclusión del efecto de la cimentación es imprecisa más que conservadora en cuanto a la predicción de las respuestas de las estructuras, que en este caso son presas de gravedad. De aquí se puede ver la importancia de la consideración del efecto de la interacción suelo-estructura en un análisis estructural.

Cuando el embalse está lleno (fig. 5.2), la tendencia del efecto de la cimentación es prácticamente la misma que en el caso del embalse vacío (fig. 5.1). Sin embargo, con la presencia del agua, las frecuencias características se modifican poco con el cambio en la flexibilidad de la cimentación. En la tabla 5.3, se listan las frecuencias características obtenidas de la fig. 5.2. Los valores de las frecuencias paréntesis están normalizadas con respecto a la frecuencia fundamental de la presa vacía con la cimentación rígida f_{10v} . Los valores entre paréntesis están normalizados con las frecuencias de la presa llena con la cimentación rígida en cada modo.

Tabla 5.3 Frecuencias características para diferentes condiciones de la cimentación de una presa de gravedad (embalse lleno, excitación horizontal y componente horizontal)

$\frac{E_c}{E_p}$	$\frac{f_1}{f_{10v}} \left(\frac{f_1}{f_{10}} \right)$	$\frac{f_2}{f_{10v}} \left(\frac{f_2}{f_{20}} \right)$	$\frac{f_3}{f_{10v}} \left(\frac{f_3}{f_{30}} \right)$
1	0.55(0.85)	1.75(0.83)	3.10(0.82)
2	0.60(0.92)	1.90(0.90)	3.40(0.89)
4	0.65(1.00)	1.95(0.93)	3.55(0.92)
INFINITO	0.65(1.00)	2.10(1.00)	3.80(1.00)

Aplicando la ec. (5.1), para este caso se obtienen las constantes $a_1 = 0.18$, $a_2 = 0.20$ y $a_3 = 0.22$. Comparando estas constantes con los valores obtenidos para el embalse vacío $a_1 = 0.35$, $a_2 = 0.20$ y $a_3 = 0.18$, se ve que para el primer modo, la disminución de la frecuencia característica en el caso del embalse lleno es mucho menor que en el caso del embalse vacío. Sin embargo, tal efecto no se presenta para otros modos más altos. Esto implica que en el primer modo de vibración el efecto de la cimentación se compensa en cierta medida por el efecto del agua.

En lo que respecta a las amplitudes de la respuesta, se observa que el efecto combinado de la cimentación y del agua hace que el ancho de la banda de los picos aumente en forma significativa para los modos altos de tal manera que las magnitudes de los picos son casi comparables con las de los valles, sobre todo para el caso de $\frac{E_c}{E_p} = 1$. Esto indica que la presencia del agua amplifica el efecto viscoso de la cimentación. Otro aspecto interesante relacionado con la presencia del agua es que se presenta un pico cerca de la frecuencia fundamental del sistema. Según se discutió en el capítulo anterior, esto se debe al efecto combinado del modo de vibración del embalse y el de la presa. Con la presencia de la flexibilidad de la cimentación, este pico adicional no desaparece aunque tiene una amplitud menor por el mismo efecto de la cimentación. Finalmente, para tener una idea cuantitativa sobre el cambio de las amplitudes de los picos, en la tabla 5.4 se presentan sus valores para las condiciones de la cimentación considerada.

Tabla 5.4 Amplitudes de pico para diferentes condiciones de la cimentación para una presa de gravedad (embalse lleno, excitación horizontal y componente horizontal)

$\frac{E_c}{E_p}$	$A_1 \left(\frac{A_1}{A_{10}} \right)$	$A_2 \left(\frac{A_2}{A_{20}} \right)$	$A_3 \left(\frac{A_3}{A_{30}} \right)$
1	15.5(0.69)	5.7(0.59)	4.0(0.55)
2	20.1(0.89)	6.9(0.71)	7.7(0.68)
4	18.0(0.80)	7.9(0.81)	5.9(0.82)
INFINITO	22.5(1.00)	9.7(1.00)	7.2(1.00)

En la tabla anterior, los valores entre paréntesis son las amplitudes normalizadas con respecto a las del caso de la cimentación rígida y con el embalse lleno de tal manera que son comparables con aquellos mostrados en la tabla 5.2. Se observa que la disminución de las amplitudes es similar en ambos casos para los modos 1 y 3. En el segundo modo de vibración, la disminución de la amplitud para la misma flexibilidad relativa es menor si el embalse está vacío.

En las figs. 5.3 y 5.4, se presentan las amplitudes del movimiento en la base de la presa (al pie del talud de aguas abajo) para el caso del embalse vacío y del lleno, respectivamente. Para las dos condiciones del embalse, si la cimentación es rígida, las amplitudes del movimiento son siempre de excitación que son unitarias en este caso. Esto, sin embargo, se modifica drásticamente cuando la cimentación es flexible.

En la fig. 5.3 se observa que las respuestas en la base se desvían de la excitación en una forma más o menos periódica, esto es, las respuestas pueden ser mayores o menores que la excitación según el valor de frecuencias. Cuanto más flexible es la cimentación, la desviación máxima es más notable. Para el caso de $E_c/E_p = 1$, tal desviación es aproximadamente 50% con respecto a la excitación. Como las respuestas oscilan alrededor de la amplitud de la excitación, existen frecuencias en que las respuestas coinciden con las de la excitación. Estas frecuencias corresponden aproximadamente con las características, como se puede ver al comparar la fig. 5.3 con la fig. 5.1. Por otro lado, la forma de desviación varía con las frecuencias. En el intervalo de frecuencias bajas, tal variación es aproximadamente simétrica con respecto a la excitación, y tiende a ser asimétrica para frecuencias mayores. Esto se debe al efecto de amortiguamiento geométrico (viscoso) que al ser proporcional a la frecuencia atenúa más las amplitudes del movimiento de la base para frecuencias altas. Si se unen los picos y los valles de las respuestas, se ve claramente cómo se atenúa la amplitud de la oscilación. La forma en que decrece la amplitud de los movimientos es semejante a la que se observa en un elemento mecánico con un amortiguador viscoso.

En el caso del embalse lleno (fig. 5.4), se presenta un pico más pronunciado que en el caso del embalse vacío para la frecuencia fundamental, es decir, la desviación

de la excitación es mayor para el embalse lleno. Sin embargo, para frecuencias más altas, las desviaciones de la excitación son menores que en el caso del embalse vacío ya que el amortiguamiento adicional que impone la presencia del agua aumenta la capacidad del sistema presa embalse-cimentación para disipar energía. Estos resultados indican que de las respuestas en la base de la presa, se puede evaluar de manera directa el efecto de la interacción cimentación-estructura. La flexibilidad de la cimentación hace que los movimientos en la base desvían de la excitación, o sea, pueden ser mayores o menores que ésta dependiendo del intervalo de frecuencia.

En las figs. 5.5 a 5.8 se presentan los resultados de las respuestas verticales ante una excitación horizontal. Las tendencias del efecto de la cimentación, descritas en párrafos anteriores para las respuestas horizontales, siguen siendo vigentes para este caso. En la tabla 5.5 se presentan las frecuencias características para el caso del embalse vacío.

Tabla 5.5 Frecuencias características para diferentes condiciones de la cimentación para una presa de gravedad (embalse vacío, excitación horizontal y componente vertical)

$\frac{E_c}{E_p}$	$\frac{f_1}{f_{10}}$	$\frac{f_2}{f_{10}} \left(\frac{f_2}{f_{20}} \right)$	$\frac{f_3}{f_{10}} \left(\frac{f_3}{f_{30}} \right)$
1	0.75	1.75(0.80)	3.35(0.86)
2	0.85	1.90(0.86)	3.50(0.90)
4	0.90	2.00(0.91)	3.65(0.94)
INFINITO	1.00	2.20(1.00)	3.90(1.00)

Comparando la tabla anterior con la tabla 5.1 se observa que los valores de frecuencias son semejantes. Esto implica que las características vibratorias del sistema en esta dirección son semejantes a las de la dirección horizontal cuando la excitación es horizontal. La principal diferencia entre ambas respuestas estriba en que las amplitudes, para la componente vertical, cerca de la segunda frecuencia característica son mayores que las correspondientes a la primera frecuencia. Lo opuesto ocurre para la componente horizontal.

Como consecuencia de la similitud de las frecuencias, se tiene que las constantes a_u obtenidas para la respuesta horizontal se pueden usar directamente para la respuesta vertical.

En la tabla 5.6 se listan las amplitudes de la respuesta vertical en la corona de la cortina, con embalse vacío, debida a una excitación horizontal.

Comparando esta tabla con la tabla 5.2, se observa solamente una pequeña diferencia entre las frecuencias normalizadas (valores entre paréntesis) para el primer modo. Esto es, el efecto de amortiguamiento de la cimentación es el mismo para este modo de vibración en ambas direcciones de las respuestas. Sin embargo, para el

segundo y tercero modo, la reducción de las amplitudes de las respuestas verticales es mayor que la de las respuestas horizontales, presentándose así un efecto de amortiguamiento más notable.

Tabla 5.6 Amplitudes de pico para diferentes condiciones de la cimentación para una presa de gravedad (embalse vacío, excitación horizontal y componente vertical)

$\frac{E_c}{E_p}$	$A_1 \left(\frac{A_1}{A_{10}} \right)$	$A_2 \left(\frac{A_2}{A_{20}} \right)$	$A_3 \left(\frac{A_3}{A_{30}} \right)$
1	4.2(0.70)	3.9(0.36)	2.1(0.49)
2	5.3(0.88)	5.4(0.50)	2.7(0.63)
4	6.0(1.00)	7.2(0.66)	3.2(0.74)
INFINITO	6.0(1.00)	10.9(1.00)	4.3(1.00)

Con la presencia del agua (fig. 5.6), la capacidad del sistema cortina-embalse-cimentación para disipar energía por radiación aumenta apreciablemente; de hecho, el efecto parece ser más significativo para la componente vertical que para la horizontal. En la fig. 5.6 se aprecia que el pico correspondiente al tercer modo de vibración desaparece prácticamente y en un amplio intervalo de frecuencias normalizadas (de 2.5 a 3.5) las amplitudes de las respuestas se mantienen aproximadamente constantes.

En cuanto a los movimientos verticales en la base de la cortina (figs. 5.7 y 5.8) se observa el mismo tipo de vibración que para la componente horizontal. Conviene recordar que la excitación no tiene componente vertical, por tanto los movimientos verticales que ocurren en la base de la cortina se deben únicamente a los efectos de las interacciones que se desarrollan entre los diferentes componentes del sistema. Las figuras muestran que la presencia del agua incrementa el amortiguamiento global del sistema. También se puede observar que el carácter oscilatorio de los movimientos se atenúa con la frecuencia, como ocurre en los sistemas mecánicos con amortiguamiento viscoso.

En cuanto a las respuestas horizontales (figs. 5.9 a 5.12) y las respuestas verticales (figs. 5.13 a 5.16), ambas ante una excitación vertical, se observa que en estos casos sólo se distinguen dos modos de vibración, siendo además el segundo modo más significativo. En la tabla 5.7 se listan los valores de las frecuencias características así como las amplitudes del pico para el segundo modo de vibración, tomados de la fig. 5.13 en que aparecen las respuestas horizontales para el embalse vacío.

De acuerdo con la ec. (5.1), una constante $a_2 = 0.3$ puede ajustarse a la variación de f_2/f_{20} con la flexibilidad relativa E_c/E_p indicada en la tabla anterior. En lo que respecta a las amplitudes de la respuesta, se observa que su disminución es

muy pronunciada cuando la flexibilidad de la cimentación se incrementa. Por ejemplo, para el valor de $E_c/E_p = 4$, la amplitud relativa es 0.56, comparado con el valor 0.67 para el segundo modo de las respuestas horizontales con excitación horizontal (de la tabla 5.2). Cuando la amplitud relativa es menor, se nota un efecto viscoso de la cimentación más importante, en consecuencia, ante una excitación horizontal, el efecto de la cimentación es menos notable. Estas características se observan también para el embalse lleno (Tabla 5.8). Obsérvese que bajo estas mismas condiciones de comparación, para el caso de embalse lleno, la amplitud relativa se reduce ahora a 0.53 que es aún menor que 0.56, correspondiente al embalse vacío. Para el caso de presa con agua, la constante a_2 tiene un valor de 0.32, que es comparable con 0.30 del caso del embalse vacío. Todo esto implica que el efecto de la cimentación es más notable para una excitación vertical.

Tabla 5.7 Frecuencias características y amplitudes de pico para diferentes condiciones de la cimentación para una presa de gravedad (embalse vacío, excitación vertical y componente horizontal)

$\frac{E_c}{E_p}$	$\frac{f_2}{f_{10}} \left(\frac{f_2}{f_{20}} \right)$	$A_2 \left(\frac{A_2}{A_{20}} \right)$
1	2.05(0.79)	5.6(0.26)
2	2.20(0.85)	8.4(0.39)
4	2.35(0.90)	12.0(0.56)
INFINITO	2.60(1.00)	21.5(1.00)

En las tablas 5.9 y 5.10 se listan las frecuencias características y las amplitudes de pico para el embalse vacío y lleno respectivamente. Los valores son tomados de las figs. 5.13 y 5.14. De estos, se pueden obtener las constantes $a_2 = 0.40$ y $a_2 = 0.43$ para el embalse vacío y lleno, respectivamente. Nótese que estas constantes son mayores que las obtenidas para la excitación horizontal, significando un mayor efecto de la cimentación por su flexibilidad. Además, las amplitudes relativas son mayores que las obtenidas para una excitación horizontal. Esto comprueba el hecho de que ante una excitación vertical, el efecto de la cimentación es más importante que para una excitación horizontal.

En las figs. 5.25 y 5.16 se muestran los movimientos verticales en la base de la cortina. Se puede observar que el carácter oscilatorio que se presentó para la componente horizontal prácticamente desaparece y la respuesta tiene más semejanza con la de un sistema sobreamortiguado. Esto es válido para los dos casos, aunque el efecto es ligeramente superior para la condición de embalse lleno. Estos resultados indican que para la componente vertical, el efecto de la interacción cimentación-embalse-cortina se manifiesta en un intervalo de frecuencia más estrecho que para la componente horizontal.

Tabla 5.8 Frecuencias características y amplitudes de picos para diferentes condiciones de la cimentación para una presa de gravedad (embalse lleno, excitación vertical y componente horizontal)

$\frac{E_c}{E_p}$	$\frac{f_2}{f_{10}} \left(\frac{f_2}{f_{20}} \right)$	$A_2 \left(\frac{A_2}{A_{20}} \right)$
1	1.85(0.76)	3.1(0.26)
2	2.05(0.84)	4.4(0.38)
4	2.20(0.90)	6.1(0.53)
INFINITO	2.45(1.00)	11.6(1.00)

5.2 Análisis de presas de tierra y enrocamiento

La presa de tierra y enrocamiento que se analizará en esta sección tiene una geometría simétrica y una pendiente del talud 1:1.5 (V:H), que es típica para presas de enrocamiento con cara de concreto. Como se discutió en el capítulo anterior, para las presas de tierra y enrocamiento que están sujetas a la excitación en cierta dirección, sólo son importantes aquellas respuestas en la misma dirección de la excitación. En vista de esta observación, a continuación se analizan únicamente las respuestas horizontales ante la excitación horizontal y las respuestas verticales ante la excitación vertical.

En la fig. 5.17 se muestran las respuestas horizontales absolutas en la cresta de la cortina ante una excitación horizontal para el caso del embalse vacío. En la tabla 5.11 se listan las frecuencias características de la presa.

Las frecuencias se normalizan primero con respecto a la fundamental de la cortina con cimentación rígida (valores fuera de los paréntesis), y después con respecto a la frecuencia característica del modo correspondiente, la cual se calcula con la hipótesis de cimentación rígida (valores entre los paréntesis). Si se sigue aceptando la ec. (5.1) para correlacionar la flexibilidad relativa $E_r = E_c/E_p$, se tienen las siguientes constantes $a_1 = 0.7$ y $a_2 = 0.65$. Estos valores son altos comparados con los obtenidos para la presa de gravedad (que son del orden de 0.3). Recordando el significado de las constantes a_n , se puede afirmar que existe un efecto de la cimentación muy importante en la cortina en cuanto al cambio de sus frecuencias características.

Para visualizar el efecto viscoso de la cimentación en la tabla 5.12 se listan las amplitudes de pico tomadas de la fig. 5.17. Obsérvese que las amplitudes relativas son mucho más bajas que las obtenidas para la presa de gravedad. Para una relación entre las flexibilidades $E_c/E_p = 1$, la amplitud relativa se reduce hasta 0.25 para el primer modo y hasta 0.15 para el segundo modo. Para $E_c/E_p = 8$, las amplitudes relativas todavía son bajas: 0.66 y 0.73. El ancho de la banda para el segundo modo se incrementa significativamente hasta que el pico desaparece completamente para el caso de $E_c/E_p = 1$. Todo esto indica que existe una interacción cimentación-cortina más fuerte para presas de tierra que para presas de gravedad, la cual es entendible ya que éstas tienen un área de contacto menor con la cimentación que las de tierra y enrocamiento. Sin embargo, la cimentación de muchas presas de tierra consiste de rocas sanas de tal manera que E_c/E_p es del orden de 100 o mayor. En estos casos la interacción entre la roca y la cortina puede ser despreciable. Sin embargo, cuando se tengan cimentaciones relativamente flexibles, la interacción debe tomarse en cuenta en el análisis.

Tabla 5.9 Frecuencias características y amplitudes de pico para diferentes condiciones de la cimentación para una presa de gravedad (embalse vacío, excitación vertical y componente vertical)

$\frac{E_c}{E_p}$	$\frac{f_2}{f_{10}} \left(\frac{f_2}{f_{20}} \right)$	$A_2 \left(\frac{A_2}{A_{20}} \right)$
1	1.70(0.72)	4.1(0.32)
2	1.95(0.83)	5.9(0.46)
4	2.10(0.89)	8.2(0.64)
INFINITO	2.35(1.00)	12.8(1.00)

En la fig. 5.18, se ilustran las respuestas en la base, al pie del talud de aguas abajo de la cortina. Se observa que solo se tienen amplificaciones o atenuaciones apreciables en la cercanía de la frecuencia fundamental. Para frecuencias mayores las respuestas se atenúan en un porcentaje bastante reducido que es en promedio de 20% de la excitación. Puesto que la desviación de la respuesta con respecto a la excitación es un indicio del efecto de la interacción, los resultados obtenidos para la esquina de la base muestran un efecto relativamente reducido aún para el valor $E_c/E_p = 1$. No obstante, si se observan las respuestas de la misma base pero en el centro de la cortina (fig. 5.19), se nota una gran desviación con respecto a la excitación. Por ejemplo, para $E_c/E_p = 1$, mientras en la esquina las respuestas atenuadas son 0.8, en el centro son hasta 0.4 en promedio. Esto tiene dos implicaciones. Uno, los movimientos en la interfaz cimentación-cortina no son

Tabla 5.10 Frecuencias características y amplitudes de pico para diferentes condiciones de la cimentación para una presa de gravedad (embalse lleno, excitación vertical y componente vertical)

$\frac{E_c}{E_p}$	$\frac{f_2}{f_{10}} \left(\frac{f_2}{f_{20}} \right)$	$A_2 \left(\frac{A_2}{A_{20}} \right)$
1	1.70(0.69)	3.4(0.33)
2	1.95(0.80)	4.9(0.48)
4	2.15(0.88)	6.7(0.66)
INFINITO	2.45(1.00)	10.2(1.00)

Tabla 5.11 Frecuencias características para diferentes condiciones de la cimentación para una presa de tierra (embalse vacío, excitación horizontal y componente vertical)

$\frac{E_c}{E_p}$	$\frac{f_1}{f_{10}}$	$\frac{f_2}{f_{10}} \left(\frac{f_2}{f_{20}} \right)$
1	0.60	1.15(0.66)
4	0.80	1.50(0.86)
8	0.90	1.60(0.91)
INFINITO	1.00	1.75(1.00)

uniformes; dos, el movimiento de la base de la cortina es diferente del de campo libre debido al efecto de interacción cimentación-cortina.

Tabla 5.12 Amplitudes de pico para diferentes condiciones de la cimentación para una presa de tierra (embalse vacío, excitación horizontal y componente vertical)

$\frac{E_c}{E_p}$	$A_1 \left(\frac{A_1}{A_{10}} \right)$	$A_2 \left(\frac{A_2}{A_{20}} \right)$
1	4.4(0.25)	1.2(0.15)
4	8.7(0.50)	4.4(0.54)
8	11.5(0.66)	6.0(0.73)
INFINITO	17.5(1.00)	8.2(1.00)

Con respecto al primer punto, si el movimiento en la base no es uniforme, hay posibilidad de que existan otros movimientos de la base tales como rotación o cabeceo que son capaces de crear condiciones más críticas en la estructura. Por tanto, la no uniformidad del movimiento de base provocada por la cimentación debe ser un factor que es importante en muchas ocasiones en el análisis. Es interesante observar que aunque el movimiento en la base no es uniforme en magnitud, su frecuencia de oscilación se mantiene aproximadamente sin variación. Por otro lado, con respecto al segundo punto, generalmente se instalan en el sitio de la presa acelerógrafos para observar el movimiento tanto del terreno como de la cortina. Los registros obtenidos en el nivel de la base de la cortina se consideran por lo general como el de campo libre, aunque en algunas ocasiones sí se reconoce el efecto del valle (Novak y Hall, 1990). Sin embargo, los registros así obtenidos se aplican a la base de la cortina como la excitación para su análisis sísmico. En la fig. 5.19 se observa que si no se incluye la cimentación como una parte de la estructura en el análisis, tal excitación puede ser sobre- o subestimada, dependiendo del contenido de frecuencias de la excitación.

En la tabla 5.13 se listan las frecuencias obtenidas de la fig. 5.20 para las respuestas verticales con excitación vertical para el embalse vacío. Comparando con la excitación horizontal, en este caso, el efecto de la cimentación es menor en cuanto a las frecuencias características pero mayor con respecto a las amplitudes.

Tabla 5.13 Frecuencias características y amplitudes de pico para diferentes condiciones de la cimentación para una presa de tierra (embalse vacío, excitación vertical y componente vertical)

$\frac{E_c}{E_p}$	$\frac{f_1}{f_{10h}} \left(\frac{f_1}{f_{20}} \right)$	$A_1 \left(\frac{A_1}{A_{10}} \right)$
1	0.95(0.63)	2.8(0.16)
4	1.30(0.87)	5.7(0.32)
8	1.35(0.90)	8.2(0.47)
INFINITO	1.50(1.00)	17.5(1.00)

En el pie del talud aguas abajo (fig. 5.21) se observa que la desviación de la excitación sólo alcanza un porcentaje de 15% en promedio. Además, no se observa una diferencia apreciable entre los picos para diferentes flexibilidades de la cimentación. Sin embargo, en la fig. 5.22 se observan diferencias muy grandes entre las respuestas en el centro y en la esquina para diferentes flexibilidades de la cimentación. Primero, los movimientos en diferentes puntos de la base ya no siguen la misma frecuencia de vibración. Por ejemplo, para $E_c/E_p = 1$, en la frecuencia normalizada = 1.8, aproximadamente, la respuesta en la esquina alcanza su máximo nivel, la del centro en cambio se atenúa hasta su mínimo nivel. Segundo, existe una diferencia grande de magnitud de respuesta entre diferentes puntos de la base. Para el mismo caso de $E_c/E_p = 1$ y la misma frecuencia normalizada 1.8, la respuesta en la esquina es 1.2 y al mismo tiempo la del centro es casi cero. Estas características de las respuestas en la base también se observan para otras flexibilidades de la cimentación. De esto se concluye que por la presencia de la cimentación la no uniformidad del movimiento vertical de la base es muy importante.

También se calculó la respuesta de un sistema completo cortina-embalse-cimentación. El efecto hidrodinámico no es importante.

5.3 Resumen

La combinación de los métodos MEF y MEFr ofrece una alternativa eficiente para tratar los problemas de interacción dinámica estructura-cimentación. La cimentación con extensión semi-infinita se discretiza solamente en su frontera de contacto con la estructura, reduciendo enormemente la preparación de los datos de análisis. Quizá la ventaja más notable de este procedimiento combinado es su exactitud numérica. Como es sabido, si se resuelven los problemas asociados con una extensión semi-infinita por medio del MEF, se deben imponer ciertas condiciones de frontera artificiales con el objeto de evitar reflexiones de las ondas, para lo cual existen únicamente procedimientos aproximados que tienen limitaciones. El algoritmo, establecido por Waas y utilizado ampliamente, es válido para casos bidimensionales y es muy difícil de extender a los casos tridimensionales. Sin embargo, la combinación de MEF y MEFr

permite solucionar el problema bi- o tridimensional de una manera matemáticamente exacta.

La cimentación de una presa tiene efectos de flexibilidad, masa y amortiguamiento sobre sus respuestas. En los análisis, se distinguieron las presas de gravedad y de tierra sólo por su geometría. Los efectos de flexibilidad y de masa fueron detectados por los cambios de las frecuencias características en las curvas de respuestas en la cresta. Los resultados indicaron que la frecuencia característica normalizada con respecto a la de la misma presa pero con la cimentación rígida obedece a una relación parabólica con la flexibilidad relativa, que se definió como el cociente entre el módulo de elasticidad de la cimentación y el de la presa. Dicha relación parabólica podría definirse por medio de dos constantes. Comparando las constantes correspondientes a diferentes casos estudiados, es posible definir la tendencia de las influencias de la cimentación sobre las respuestas de la presa por efectos de flexibilidad. Por otro lado, el efecto de amortiguamiento de la cimentación se estudió mediante la comparación de las amplitudes de los picos en las curvas de las respuestas.

Se notó que la flexibilidad relativa es un parámetro muy indicativo del efecto de la interacción: en cuanto menor sea la flexibilidad relativa mayor es el efecto de interacción cortina-cimentación. Cuando el módulo de elasticidad de la cimentación es de 15 a 20 veces mayor que el de la cortina, la cimentación aparentemente tiene poco efecto sobre las respuestas de la cortina.

En términos generales, los efectos viscosos de la cimentación son más notables que los efectos de flexibilidad. La cimentación afecta más a las vibraciones de modos bajos. Cuando el embalse está lleno, la interacción cimentación-presa-embalse modifica apreciablemente la respuesta de la cortina cerca de su frecuencia natural, de tal manera que las respuestas absolutas para esta frecuencia son atenuadas drásticamente y a una frecuencia menor (que la natural de la cortina) las respuestas se amplifican notablemente (fig. 5.2). El efecto de la disipación de energía por la interacción cimentación-embalse-cortina es más notable en las frecuencias altas.

Cuando la cimentación es flexible, los movimientos de la base de la cortina difieren de la excitación, aplicada en su base. El cambio de los movimientos se refleja en las amplitudes de las respuestas y en el contenido de frecuencias; dicho cambio es una función de la geometría de la interfaz y de la flexibilidad relativa entre la cortina y la cimentación. En consecuencia, un registro del movimiento del terreno, obtenido en la cercanía pero fuera de la base de la cortina (campo cercano) no debe ser usado, sin ninguna modificación, como excitación en la base. La modificación de registros en el campo cercano, sin embargo, requiere un procedimiento analítico de inversión que es complicado. Si en la práctica no se justifican tales cálculos complejos, hay que tomar en cuenta el efecto de interacción en la definición de la excitación. Además, la flexibilidad de la cimentación genera efectos de excitación asíncrona, por los cuales el movimiento de la base no es uniforme.

El efecto de la interacción cortina-cimentación es más notable en presas de tierra y enrocamiento que en presas de concreto ya que en aquéllas el área de contacto entre la cortina y la cimentación es mucho mayor. El efecto de excitación asíncrona también es más pronunciado en las presas de tierra.

De nuevo, se enfatiza que las conclusiones fueron obtenidas al comparar solamente las respuestas en la cresta. Existe, sin embargo, la posibilidad de que las respuestas en la cresta en ocasiones no sean sensibles al efecto de interacción. La

cimentación podría influir en mayor medida en otras cantidades que quizá son más críticas para el diseño, tales como esfuerzos de tensión en las presas de concreto y esfuerzos cortantes en las presas de tierra y enrocamiento. Por tanto, la importancia del efecto interactivo estructura-cimentación debe evaluarse para una cortina específica, revisando las respuestas en términos de desplazamientos, de deformaciones y de esfuerzos.

6. RESPUESTAS DE PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO I: COMPORTAMIENTO GENERAL

En este y el siguiente capítulo, el estudio se concentra en el tema principal de esta tesis: análisis de respuestas de presas de enrocamiento con cara de concreto (PECC). Mientras en el presente capítulo, Cap. 6, se formula el método de análisis orientado a la PECC y se obtiene el comportamiento global de la presa, el capítulo 7 se enfoca esencialmente a la losa de concreto.

6.1 Generalidad del análisis

En esta sección se exponen primero algunos detalles del análisis estático de presas, y luego, los del método línea' equivalente. Al final se comentan los datos de análisis, tanto geométricos como aquellos asociados con los materiales.

Análisis estático

El comportamiento de presas antes del sismo es muy importante para el comportamiento de estas durante y después del sismo. Esto se debe a dos razones. Primero, el daño que puede sufrir la presa depende del estado de esfuerzo acumulado-suma del esfuerzo estático y el dinámico. Por ejemplo, bajo las cargas dinámicas se producen generalmente en el concreto esfuerzos de tensión, y el exceso de tensión puede provocar agrietamientos. Si el concreto está sujeto a compresión antes del sismo, el daño inducido por la tensión puede ser leve o nulo. En el caso contrario, el daño puede ser grave e inclusive de consecuencias catastróficas. Por otro lado, las propiedades dinámicas de los materiales de tierra y enrocamiento dependen fuertemente del estado de esfuerzo inicial o estático a que están sometidos. La precisión de la determinación de las propiedades dinámicas de los materiales, sobre todo su variación espacial en el cuerpo de la cortina, depende en gran medida de la misma estimación de los esfuerzos estáticos. Por tanto, el análisis estático constituye siempre el primer paso de un análisis dinámico de presas (Seed, 1979).

Debido a la complicada geometría de la cortina y a la compleja forma de aplicación de cargas, desde el fin de la década de los 60's se encontró que el método de elementos finitos es una manera confiable para realizar el análisis estático de presas (Clough y Woodward, 1967). Entre los factores que influyen en la precisión del análisis, se encuentran la formulación del modelo constitutivo de los materiales, la determinación de los parámetros requeridos por el mismo modelo y la modelación del proceso de construcción y llenado. En lo referente al último punto, se requieren considerar los siguientes pasos para la PECC:

- la construcción del terraplén,
- la colocación de la losa, y
- el proceso del llenado.

Por otra parte, como ya se ha mencionado, el análisis de las PECC resulta menos complicado que para el caso de las presas de tierra y enrocamiento ya que el agua no interviene en las propiedades mecánicas de los materiales. Por tanto, la no linealidad de los materiales se manifiesta en este caso solamente por

- la influencia del esfuerzo confinante sobre el módulo de elasticidad, y
- el truncamiento del esfuerzo de tensión.

El primer aspecto de la no linealidad se puede representar matemáticamente por el modelo de Kondner (1963) para el cual el módulo de elasticidad concuerda con una ley parabólica (Duncan y Chang, 1970):

$$E = K p_a \left[1 - \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \text{sen}\phi)R}{2(c \cos\phi + \sigma_3 \text{sen}\phi)} \right] \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (6.1)$$

donde K, R y n son constantes adimensionales del material que se determinan experimentalmente,

- p_a la presión atmosférica,
- c la cohesión,
- ϕ el ángulo de fricción,
- σ_1 el esfuerzo principal mayor y
- σ_3 el esfuerzo principal menor.

Para materiales de enrocado, ϕ , cuya variación puede expresarse con una ley logarítmica (Romo, 1991), disminuye con el esfuerzo de confinamiento

$$\phi = \phi_0 - \Delta\phi \log\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right) \quad (6.2)$$

donde el ángulo inicial ϕ_0 y la razón del decremento $\Delta\phi$ se determinan experimentalmente.

El coeficiente de Poisson también puede expresarse con una ley parabólica como la de arriba (Kulhawy y otros, 1969), pero la determinación de los parámetros correspondientes a tal representación es laboriosa y sobre todo poco confiable para materiales como enrocados. En vista de tal observación, en este trabajo el coeficiente de Poisson se considera constante.

La implementación computacional del algoritmo no lineal arriba expuesto puede resumirse como sigue. Para la etapa k y para cierto elemento:

La información de entrada es

módulo de elasticidad E^k , para la etapa k ,

vector de desplazamientos acumulados $\{u\}^{k-1}$ de la etapa anterior $k-1$, y

vector de esfuerzo acumulado $\{\sigma\}^{k-1}$ de la etapa anterior $k-1$.

Los cálculos proceden como siguen:

1.a. calcular el incremento de desplazamiento $\{\Delta u\}^k$ resolviendo el sistema de ecuaciones global;

b. calcular el incremento de esfuerzo $\{\Delta \sigma\}^{k-1}$ en el centroide de cada elemento promediando los valores evaluados en los puntos de integración Gaussiana;

c. calcular el esfuerzo acumulado $\{\sigma\}^k = \{\sigma\}^{k-1} + \{\Delta \sigma\}^k$.

2.a. calcular los valores principales de los esfuerzos acumulados σ_1^k y σ_3^k y el ángulo de la dirección principal θ^k ;

b. si $\sigma_1^k > \sigma_T$, evaluar $\sigma_1^k = \sigma_T$,

si $\sigma_1^k > \sigma_T$ y $\sigma_3^k > \sigma_T$, evaluar $\sigma_1^k = \sigma_T$ y $\sigma_3^k = \sigma_T$, siendo σ_T la resistencia a la tensión;

c. con θ^k y los nuevos valores de σ_1^k y/o σ_3^k , calcular un nuevo y final vector de esfuerzo acumulado $\{\sigma\}^k$.

3.a. calcular $\sigma_3 = |\sigma_3^k|$ y $\sigma_1 - \sigma_3 = |\sigma_1^k - \sigma_3^k|$;

b. calcular ϕ de acuerdo con la ec. (6.2);

c. calcular E^{k+1} de acuerdo con la ec. (6.1).

La información de salida es

módulo de elasticidad E^{k+1} para la siguiente etapa $k+1$,

vector de desplazamiento acumulado $\{u\}^k$ de la presente etapa k , y

vector de esfuerzo acumulado $\{\sigma\}^k$ de la etapa k .

Con este proceso de cálculo es posible realizar un análisis no lineal de presas. Sin embargo, uno debe darse cuenta de que tal proceso es aproximado. En realidad durante cada etapa de construcción o de carga, el análisis debe llevarse a cabo iterativamente para eliminar las fuerzas residuales que no tienen ningún sentido físico. Pero si las cargas o espesores de las capas del terraplén se aplican por incrementos pequeños, el análisis se puede efectuar sin ninguna iteración y el error introducido queda dentro del intervalo de tolerancia. En los análisis realizados en esta tesis, no se efectúa ninguna iteración.

Método lineal equivalente

En el capítulo 3 se ha establecido la metodología general de análisis de respuesta compleja del sistema cortina-embalse-cimentación. Una hipótesis fundamental adoptada allí sobre el material es su comportamiento visco-elástico lineal. A simple

vista, sin embargo, este modelo es poco útil para el análisis de presas ya que el comportamiento de los materiales constitutivos de éstas es no lineal bajo cargas sísmicas. En principio, sólo un análisis en el dominio del tiempo mediante el procedimiento de integración paso a paso, se presta para capturar el comportamiento no lineal de la cortina. Sin embargo, existen dos dificultades que obstaculizan tal análisis en el dominio del tiempo. Uno, el análisis es prohibitivamente costoso para una estructura tan complicada como es la presa y bajo una carga tan compleja y de duración larga tal como es el sismo. Segundo, y más importante, los parámetros que demanda un modelo sofisticado no se pueden determinar experimentalmente de manera confiable; esto es especialmente cierto para los enrocados. Debido a estas dificultades, surge la necesidad de establecer un modelo simple y económico y al mismo tiempo capaz de tomar en cuenta la no linealidad del material. El método lineal equivalente es precisamente de esta naturaleza. El objetivo de esta subsección es exponer algunos detalles sobre el método lineal equivalente. Para entender mejor dicho método, en lo que sigue, se describen primero los modelos no lineales verdaderos de los materiales térreos, de los cuales se pueden visualizar con facilidad las ventajas y desventajas del método lineal equivalente.

En términos generales existen dos grandes categorías entre un sinnúmero de modelos dinámicos no lineales verdaderos de los suelos: métodos elasto-plásticos y modelos directos no lineales (Finn y Yogendrakumar, 1990). Los métodos de la primera categoría están basados en las teorías matemáticas de elasto-plasticidad por adoptar hipótesis sobre conceptos teóricos tales como superficie de fluencia y regla de endurecimiento. Modelos típicos de este método han sido desarrollados por Prevost (1978), Mroz y otros (1978), Dafalias y Herrmann (1982), y Pastor y otros (1990). Estos modelos están estructurados para describir el comportamiento general del material bajo cualquier carga y por tanto efectos tales como rotación de ejes principales de esfuerzos, anisotropía inducida y colapso del material, entre otros, pueden tomarse en cuenta. Además, por su rigurosa formulación matemática, la unicidad y la convergencia de la solución siempre están garantizadas. Sin embargo, por la misma generalidad de estos modelos, los parámetros incluidos en ellos son numerosos y su determinación es difícil, lo que introduce incertidumbres en su evaluación. Además, el análisis realizado con tales modelos requiere mucho tiempo de ejecución hasta tal grado que sólo unos cuantos estudios sobre presas verdaderas con sismos reales han sido realizados en todo el mundo y los resultados son poco alentadores.

Aunque el uso de las supercomputadoras abre una posibilidad para hacer análisis más detallados en el dominio del tiempo, siempre existirá el problema de la determinación de los parámetros de modelos constitutivos complejos, especialmente para materiales granulares gruesos como los enrocamientos.

Los modelos directos no lineales son de carácter ingenieril en el sentido de que ellos no están basados en ninguna teoría matemática rigurosa, sino simplemente en las observaciones experimentales tanto del laboratorio como del campo. Típicos ejemplos de estos métodos son los originados por Idriss y Seed (1968), Finn (1977), Martín y Seed (1978) e Idriss y otros (1978). Generalmente los modelos directos no lineales no están orientados a una arbitraria sino bien específica condición de carga, que generalmente es de corte. Bajo una carga cortante, los modelos describen un fenómeno principal: la relación histerética esfuerzo cortante-deformación cortante y dos fenómenos acompañantes: densificación y licuación. Los modelos describen en forma objetiva la trayectoria histerética no lineal continuamente durante las cargas y descargas y usan los módulos tangentes del material para estimar esfuerzos y deformaciones. Los parámetros del modelo pueden ser determinados usando procedimientos estándares de ensayos del laboratorio o mediciones directas en el sitio o derivados de las correlaciones con las propiedades índice o con los

resultados de pruebas de campo como SPT o CPT. Evidencias experimentales indican que el comportamiento histerético de los materiales térreos tiene las siguientes tres características principales que se deben incluir en cualquier modelo no lineal verdadero (Hashiguchi, 1989):

a) Efecto de Masing: la longitud de la trayectoria de esfuerzo (desde la iniciación de la carga hacia el estado de fluencia normal) en la rama de recarga es siempre el doble de la longitud en la rama de carga inicial, por tanto, la pendiente de la curva esfuerzo-deformación cambia más gradualmente en la rama de recarga que en la de carga inicial;

b) Ciclo histerético cerrado: la rama de recarga y la de descarga de la curva esfuerzo-deformación siempre forman un área cerrada, es decir, siempre ocurre una pérdida de energía durante el ciclo; y

c) Efecto de endurecimiento cíclico (ratchetting): bajo una carga cíclica constante el área cerrada arriba mencionada disminuye cuando el número de ciclos de carga incrementa.

Con un modelo que describe estas características se pueden calcular las deformaciones cortantes permanentes.

Además de la curva histerética, un modelo directo no lineal también tiene que considerar densificación y licuación. Mientras la densificación se refiere a la reducción del volumen de material bajo una carga cortante, la licuación se presenta solamente en materiales granulares saturados, los cuales pueden perder su rigidez al esfuerzo cortante para algún estado de esfuerzo. Sin embargo, para los materiales constituyentes de la PECC que es de interés en esta tesis, estos dos fenómenos son de poca relevancia.

Los modelos directos no lineales tienen ventajas sobre aquellos elasto-plásticos por ser más económicos y porque todos sus parámetros son físicamente interpretables y experimentalmente medibles; por tanto, su uso se ha extendido al cálculo de la respuesta sísmica de depósitos de suelos y de presas. Pero estos modelos, en muchos casos, todavía son demasiado generales y/o complicados para fines de análisis de presas. Con el propósito de simplificar aún más, se pueden hacer las siguientes hipótesis, (1) la carga cíclica es simétrica o bien la magnitud máxima de la carga en ambas direcciones es la misma, que es típica de una excitación sísmica, (2) las deformaciones residuales tanto cortantes como volumétricas no se presentan, (3) el efecto de endurecimiento cíclico es insignificante, (4) no se presentan problemas relacionados con la presencia del agua y (5) las primeras dos características de la curva histerética arriba mencionadas siguen siendo válidas. Si estas hipótesis son aceptadas, el efecto de la curva histerética puede ser representado con suficiente aproximación por dos parámetros: el módulo de rigidez al cortante y el amortiguamiento histerético. Esta observación da origen al método lineal equivalente, un modelo propuesto originalmente por Idriss y Seed (1969) para estudiar la amplificación de los depósitos de suelos.

La suposición fundamental del método lineal equivalente es que la respuesta dinámica del suelo, un material no lineal histerético, puede ser aproximada satisfactoriamente por un modelo elástico amortiguado si las propiedades de éste son estimadas apropiadamente.

En un análisis de elementos finitos, las propiedades de esfuerzo-deformación de los suelos están definidas en cada elemento por el coeficiente de Poisson, el módulo cortante y el coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente, siendo estos dos últimos dependientes del nivel de deformación cortante. El módulo y el coeficiente de

amortiguamiento equivalente para cualquier nivel de deformación se estima de la pendiente del eje mayor del ciclo histerético correspondiente a dicha deformación y el área del ciclo, respectivamente. Valores iniciales del módulo y el coeficiente de amortiguamiento se seleccionan correspondiendo a un nivel de deformación por cortante pequeña ($\gamma = 10^{-4}$ por ciento) o a un nivel de deformación que se justifica adecuado para las cargas cíclicas anticipadas. Después se lleva a cabo el análisis elástico para toda la duración del sismo. Para ello, se transforma el sismo de excitación al dominio de la frecuencia y el análisis se realiza en este dominio. Se calcula la deformación cortante equivalente (que también se denomina medios o efectiva) en cada elemento finito; se selecciona el módulo y el amortiguamiento compatibles con esta deformación y éstos se usan en una segunda iteración. Este procedimiento se repite hasta que el módulo y el coeficiente de amortiguamiento ya no cambien dentro de un intervalo de tolerancia. La respuesta determinada durante la última iteración se considera una aproximación razonable a la respuesta no lineal.

Como se ve, el método lineal equivalente es un análisis puramente elástico en el que las propiedades que se usan son compatibles con la deformación cortante. Por tanto, las deformaciones permanentes no se pueden estimar con este procedimiento. Aunque no se puede esperar que las deformaciones obtenidas a partir de tal análisis sean representativas de las del campo, los esfuerzos y por consiguiente las aceleraciones calculados se aproximan bastante bien a los reales. Comparaciones entre los resultados del análisis lineal equivalente, del no lineal verdadero y las observaciones del campo han indicado una buena aproximación del método lineal equivalente para aceleraciones de excitación no muy fuerte, en suelos estables en que no se presenta un incremento significativo de presión de poro, y cuando no ocurre la pseudo-resonancia dentro del análisis (Idriss y Seed, 1969; Martín y Seed, 1982; Finn y Yogendrakumar, 1990). Debe notarse que tal análisis aproximado está basado en el concepto de esfuerzos totales, por lo que su extensión al análisis de esfuerzos efectivos no es directa. Por último, es importante indicar que en la versión original del método lineal equivalente, la excitación definida en el dominio del tiempo se transforma al dominio de la frecuencia para toda su duración y la deformación equivalente calculada corresponde al contenido de energía total de la excitación. Si el contenido de energía de la excitación varía con el tiempo, que es el caso para los sismos, y si esta variación es muy significativa, la deformación equivalente obtenida para toda la duración ya es poco representativa de la que ocurre realmente. Para salvar esta limitación se pueden realizar diferentes análisis lineales equivalentes para distintos segmentos de la excitación y en la que en cada uno de los tramos la magnitud de la excitación sea francamente uniforme. De esta manera se harían análisis en el dominio de la frecuencia de forma seccional, lo que permitiría marchar en el tiempo con incrementos seleccionados de tal modo que se satisfaga más o menos la uniformidad de la amplitud de la excitación en cada segmento. Esto podría mejorar en gran medida el método (Romo, 1990).

Para los materiales de enrocado, existen evidencias experimentales revelando que la influencia del número de ciclos de vibración o bien del efecto de fatiga no es notable sobre sus propiedades dinámicas. Si no se considera el efecto de fatiga, el uso del método lineal equivalente requiere determinar solamente (1) el módulo de rigidez cortante inicial, (2) su forma de variación con el nivel de la deformación al cortante, (3) la variación del coeficiente de amortiguamiento y (4) el cálculo de la deformación al cortante. Estos cuatro puntos se tratan a continuación por separado.

MODULO CORTANTE INICIAL. El módulo cortante dinámico inicial de un suelo, denotado por G_{MAX} , depende de muchos factores. Para fines prácticos, el módulo de un suelo granular (arenas y gravas) puede expresarse convenientemente por (Seed y Idriss, 1970; Seed y otros, 1986)

$$G_{MAX} = 1000 (K_{2 MAX}) (\sigma'_m)^{1/2} \quad (6.3)$$

con unidades de psf, donde σ'_m es el promedio del esfuerzo principal efectivo (en psf), y $(K_{2 MAX})$ un coeficiente adimensional del módulo cortante que es principalmente una función del tamaño de partículas del suelo y la densidad relativa del material. Para gravas $(K_{2 MAX})$ varía entre 80 y 180.

CURVA DE DEGRADACION Y DE AMORTIGUAMIENTO. El módulo cortante y el coeficiente de amortiguamiento viscoso equivalente varían con el nivel de la llamada deformación cortante equivalente. La forma de estas curvas de variación, llamadas de degradación y de amortiguamiento respectivamente, ha sido determinada experimentalmente y luego expresada en alguna forma matemática por muchos autores. Por ejemplo, según Romo y Villarraga (1989), la curva de degradación se define como

$$\frac{G}{G_{MAX}} = 1 - \frac{\gamma/\gamma_r}{a + b (\gamma/\gamma_r)} \quad (6.4)$$

donde G es el módulo cortante, γ es la deformación cortante equivalente, γ_r es la deformación de referencia para $G/G_{MAX} = 0.5$, a , b son dos parámetros del material. γ_r , a y b tienen que determinarse experimentalmente. La curva de amortiguamiento se define como

$$\lambda = \lambda_{MIN} + \frac{\gamma/\gamma_R}{\lambda_{MIN}^{-1} + (\lambda_{MAX} - \lambda_{MIN})^{-1} (\gamma/\gamma_R)} \quad (6.5)$$

donde λ es el coeficiente de amortiguamiento, λ_{MAX} y λ_{MIN} son coeficientes máximo y mínimo, y γ_R es la deformación de referencia para el amortiguamiento, la cual puede ser igual a o diferente de γ_r definida para el módulo cortante. Estos tres parámetros, λ_{MAX} , λ_{MIN} y γ_R , también se determinan experimentalmente.

DEFORMACION CORTANTE EQUIVALENTE. Bajo una excitación sísmica, todas las componentes de deformación en cualquier punto de la cortina varían con el tiempo. Para un cierto instante, la deformación cortante máxima se calcula como

$$\gamma_{MAX}^2(t) = (\epsilon_x(t) - \epsilon_y(t))^2 + \gamma_{xy}^2(t) \quad (6.6)$$

donde ϵ_x , ϵ_y y γ_{xy} son las tres componentes de deformación, y el t entre parentésis indica que tales cantidades se definen en el dominio del tiempo. La deformación cortante equivalente se calcula como una fracción del valor extremo a lo largo de la historia de la deformación cortante máxima, esto es,

$$\gamma = 0.65 \max_t | \gamma_{MAX}(t) | \quad (6.7)$$

donde \max_t toma el valor máximo a lo largo de la historia.

El factor 0.65 en la expresión de arriba, propuesto por Seed e Idriss (1970), es puramente empírico. Sin embargo, su uso se puede justificar de la siguiente manera. Considérese que $\gamma_{MAX}(t)$ sigue una variación senoidal como

$$\gamma_{MAX}(t) = \gamma_M \sin(\omega t) \quad (6.8)$$

en un intervalo de tiempo T y $\gamma_M = \max_t | \gamma_{MAX}(t) |$. La raíz del valor medio cuadrático de $\gamma_{MAX}(t)$, denotado por $RMS[\gamma_{MAX}(t)]$, se calcula como

$$RMS^2[\gamma_{MAX}(t)] = \frac{1}{T} \int_0^T \gamma_{MAX}^2(t) dt \quad (6.9)$$

Sustituyendo la ec. (6.8) en la ec. (6.9) se tiene

$$RMS[\gamma_{MAX}(t)] = \gamma_M \left\{ \frac{1}{2} - \frac{\sin(2\omega T)}{4\omega T} \right\}^{1/2} \quad (6.10)$$

Si ωT es suficientemente grande el segundo término dentro de la raíz cuadrada en la ec. (6.10) se puede ignorar, y se obtiene así

$$RMS[\gamma_{MAX}(t)] = 0.707 \max_t | \gamma_{MAX}(t) | \quad (6.11)$$

Comparando la ec. (6.11) y la ec. (6.7) se puede afirmar que la deformación equivalente puede ser aproximada por la raíz del valor medio cuadrático de la deformación máxima, esto es

$$\gamma = RMS[\gamma_{MAX}(t)] \quad (6.12)$$

Esta ecuación proporciona una forma directa del cálculo de la deformación equivalente, y como se desprende de la ec. (6.9) involucra el concepto de energía contenida en el acelerograma.

De acuerdo con la ec. (6.12), para calcular la deformación de corte equivalente se requiere pasar de la solución obtenida en el dominio de la frecuencia al del tiempo. Aunque esto se puede lograr eficientemente aplicando la transformada rápida inversa de Fourier, la repetición de este proceso para cada elemento finito incrementa el costo de los cálculos apreciablemente. Para solventar esta limitante se puede recurrir al teorema de Parseval para definir una expresión equivalente a la ec. (6.12) pero en el dominio de la frecuencia. Si $A(\omega)$ y $B(\omega)$ son las amplitudes complejas de $(\epsilon_x(t) - \epsilon_y(t))$ y $\gamma_{xy}(t)$ respectivamente, se tiene que

$$\begin{aligned} (\epsilon_x(t) - \epsilon_y(t)) &= \sum_{s=0}^{N/2} A(\omega_s) \exp(i\omega_s t) \\ \gamma_{xy}(t) &= \sum_{s=0}^{N/2} B(\omega_s) \exp(i\omega_s t) \end{aligned} \quad (6.13)$$

donde $\omega_s = 2\pi s/NT$, $s = 0, \dots, N/2$; T es la duración del sismo y N número de

discretización del sismo. Empleando las ecs. (6.6) y (6.9), el teorema de adición y de Parseval dentro de la teoría de la transformada de Fourier, es fácil demostrar que

$$\text{RMS}^2[\gamma_{\text{MAX}}(t)] = \frac{1}{2} \sum_{s=0}^{N/2} [A^2(\omega_s) + B^2(\omega_s)] \quad (6.14)$$

De esta manera $\text{RMS}^2[\gamma_{\text{MAX}}(t)]$ puede evaluarse utilizando directamente los resultados obtenidos en el dominio de la frecuencia. Concluyendo, las ecs (6.12) y (6.14) forman la base del cálculo de la deformación equivalente.

6.2 Algunos datos de análisis

En la respuesta sísmica de presas influyen muchos factores o parámetros del sistema, entre los cuales se pueden mencionar las geometrías de la cortina y la boquilla, las características mecánicas de los materiales, la zonificación de la cortina y las solicitaciones. Sin embargo, en las presas de enrocamiento con cara de concreto dadas sus características de alta rigidez y significativa resistencia al corte de los enrocamientos compactados, el elemento crítico resulta la losa de concreto. Ante la acción de un sismo, la respuesta de este elemento dependerá básicamente de la variación espacial y temporal de la respuesta de la parte aguas arriba de la cortina. Estos movimientos son influidos principalmente por la severidad y características del medio ambiente sísmico y de la esbeltez de la cortina. En consecuencia, los análisis que se realizaron en este trabajo tienen por objeto evaluar el efecto de dos parámetros: aceleración máxima del terreno y pendiente del talud de la cortina. A continuación, se describen por separado las características de la cortina, de la losa y de la excitación que se definen en el análisis.

CORTINA. La cortina es homogénea y simétrica. La altura, H , es igual a 150 m. El ancho de la base es $2B$ y el de la cresta es nulo. La razón B/H es 1.3, 1.6 y 1.9. El espesor de la cortina es unitario en la dirección perpendicular al plano. Las propiedades estáticas y dinámicas del material se presentan en la tabla 6.1, donde E^0 es el módulo de elasticidad inicial y otros símbolos fueron explicados en las ecs. (6.1), (6.2), (6.4) y (6.5). Las propiedades estáticas son estimadas de acuerdo con los experimentos realizados en las mezclas de gravas y arenas y las observaciones sobre los enrocados de la presa El Infiernillo (Romo, 1991). Al mismo tiempo las propiedades dinámicas son tomadas de los retroanálisis de la presa El Infiernillo (Romo y Villarraga, 1989). El valor de $(K_2)_{\text{MAX}}$ se ha justificado también por los retroanálisis bidimensionales de las presas La Villita y El Infiernillo (Romo y otros, 1980).

LOSA. El espesor de la losa varía con la altura de la cortina de acuerdo con la siguiente regla:

$$t = 0.3 + 0.002(H-y) \quad (6.15)$$

en metros, el espesor de la losa en la cresta es igual a 0.3 m y en la base 0.6 m. El concreto se considera elástico lineal. Si el módulo de elasticidad E_c se calcula con la fórmula $E_c = 8000\sqrt{f'_c}$ en kg/cm^2 y se toma en cuenta que la resistencia a la compresión $f'_c = 25$ MPa, el módulo de elasticidad se aproxima a $E_c = 14500$ MPa. El

coeficiente de Poisson del concreto es $\nu = 0.30$ y su peso volumétrico γ es 24 kN/m^3 .

PROCESO DE CONSTRUCCION. La construcción de la cortina se realiza en 10 etapas. En las primeras 5, el terraplén se construye a una razón de $0.2H$ de altura por etapa, donde H es la altura total de la cortina. En la etapa 6, se coloca la losa y al mismo tiempo, como una idealización, empieza el llenado. Es sabido que el llenado del embalse se inicia, en la realidad, cuando se termina de construir toda la cortina incluyendo la losa. Pero es de esperar que la instalación de la losa tiene efectos sobre deformaciones y esfuerzos de la cortina en una zona muy limitada y cercana al talud y podría ser ignorada para un análisis preliminar como el que se hará aquí. El llenado termina en la etapa 10, de tal manera que dicho proceso se lleva a cabo también a una razón de $0.2H$ de altura por etapa a partir de la sexta.

EXCITACION. Se establecieron dos criterios para definir el sismo para el análisis. Uno, la excitación debe ser registrada realmente en un sitio de presas, y segundo, que su frecuencia natural se aproxime a la de la cortina. Al principio se supusieron que el módulo cortante de la cortina $G = 500 \text{ MPa}$, el peso volumétrico $\rho = 2 \text{ Mg/m}^3$, la altura de la cortina $H = 150 \text{ m}$. Tomando en cuenta estos datos y la ec. (4.43), la frecuencia natural de la cortina es igual a 1.27. Como se muestra más adelante esta frecuencia coincide aproximadamente con la calculada usando el análisis de elementos finitos. Para esta frecuencia, el sismo del 14 de Marzo de 1979 registrado en el sitio de la presa El Infiernillo es lo más adecuado ya que la energía de la excitación se concentra principalmente en un intervalo de frecuencias de 1 a 3 Hz. Los datos más relevantes de este sismo se listan en la tabla 6.2.

El sismo se registró en la margen derecha del sitio, en la roca. Para el análisis se toma la componente transversal, de orientación S68W. En la fig. 6.1 se muestra el registro de aceleración normalizada con respecto a la máxima y en la fig. 6.2 la aceleración espectral normalizada de igual manera. Para el análisis el registro del sismo se escala para que tenga aceleraciones máximas de 0.1g, 0.3g y 0.6g; a estos sismos les llamamos de aquí en adelante Sismo 1, Sismo 2 y Sismo 3. Como se observa en la fig. 6.2, a partir de la frecuencia 6 Hz el contenido de energía ya es pequeño. Por tanto, para economizar en los análisis el intervalo de la frecuencia se trunca a 6 Hz. Por último, los puntos de digitalización se toman a 0.0978 Hz de incremento.

6.3 Comportamiento estático

Siguiendo el procedimiento de cálculo descrito en la sección 6.1, se llevaron a cabo tres análisis estáticos para las tres secciones de la cortina con los taludes 1:1.3, 1:1.6 y 1:1.9, respectivamente, cuyos resultados se discutirán a continuación.

Al final de la construcción

Debido a que la cortina es homogénea y simétrica, los esfuerzos y desplazamientos al final de la construcción deben ser simétricos con respecto al eje vertical central de la cortina. Esto se observa en los resultados mostrados en las figs. 6.3 a 6.7, que corresponden a la presa con el talud 1:1.3. Como se ilustra en la fig. 6.3, los desplazamientos horizontales son nulos a lo largo del eje central y se incrementan acercándose a ambos taludes, indicando así un movimiento hacia afuera de las dos caras de la cortina. Los desplazamientos horizontales máximos se observan a la altura $0.4H$ sobre la base, siendo H la altura total de la cortina. El valor máximo del movimiento horizontal es 16.0 cm correspondiendo aproximadamente a 0.1% de la altura H .

Tabla 6.1 Propiedades Estáticas y Dinámicas del Enrocado

PROPIEDAD	CANTIDAD	UNIDAD
E^0	100000.	kPa
K	1000.	—
n	0.48	—
ϕ^0	0.80	radian
$\Delta\phi$	0.10	radian
c	10.	kPa
R	0.80	—
ν	0.30	—
γ	24.	kN/m ³
p_a	103.0	kPa
R_t	20.	kPa
γ_r	0.018	%
a	0.950	—
b	1.050	—
γ_R	0.018	%
λ_{MIN}	0.065	—
λ_{MAX}	0.250	—
$(K_2)_{MAX}$	100.	—

Tabla 6.2 Datos de la Excitación (Romo y Villarraga, 1989)

Magnitud de Richter	7.6
Localización del epicentro	Latitud 17.301 O _N Longitud 101.350 O _o
Profundidad focal	60 km
Distancia	134 km*
Aceleración máxima	0.1196 g
RMS de la aceleración	0.0377 g
Duración	9.86 segundos

* Valor dudoso ya que para el mecanismo de subducción es demasiado alto

Con respecto a la altura donde ocurre el desplazamiento horizontal máximo, es interesante indicar que el valor $0.4H$ calculado para la PECC es más bajo que el de las presas de enrocamientos con corazón impermeable (PECI), ya que en éstas tanto el calculado como el medido son del orden de $0.6H$ (Reséndiz y Romo, 1972; Romo, 1983). Esta diferencia podría marcar un comportamiento distinto entre ambos tipos de presas en cuanto a su estabilidad estática y dinámica. Con el desplazamiento máximo localizado a una altura menor en la PECC, se espera que si ocurriera alguna falla de talud en la presa, esta sería más probablemente de fondo que superficial. Sin embargo, debido a que la resistencia al esfuerzo cortante en posiciones más cercanas a la base de la cortina es grande por un mayor confinamiento, la estabilidad estática es mayor en este caso que en las PECI donde una falla superficial podría ocurrir. De hecho, resultados de simulaciones numéricas también han demostrado que el comportamiento estático de terraplenes construídos con materiales granulares homogéneos es muy distinto de aquellas obras de suelos finos. Utilizando el recién establecido método de elementos discretos, Williams (1988) demostró, en un terraplén de granos, que los planos de falla resultaron invertidos puesto que se presentaron en la dirección desde la cara del talud hacia el centro de la base del terraplén. Esto indicaría que un talud de este tipo sólo fallaría por el fondo. Por otro lado, bajo las sollicitaciones dinámicas, los esfuerzos cortantes adicionales siempre se concentran a una altura mayor. Por consiguiente, con el hecho de que los esfuerzos cortantes estáticos mayores se encuentran solamente a la altura menor, los esfuerzos resultantes de ambas acciones pueden ser pequeños en toda la sección de la cortina, y de esta manera se logra una estabilidad dinámica mayor en la PECC.

Los desplazamientos verticales se muestran en la fig. 6.4. Un interesante fenómeno es que el desplazamiento máximo no se encuentra en la cresta sino a una altura $0.6H$ en el eje central. Los asentamientos en la cresta y en la base son nulos. Esto es entendible si se toma en cuenta el efecto de la construcción (Clough y

Woodward, 1967). Si se supone que la cortina se construye de la base a la cresta en una sola etapa, el desplazamiento máximo debe presentarse en la cresta, independientemente del tipo de materiales. En este caso no se nota el efecto de la construcción. Ahora, si la cortina se completa en dos etapas, la parte superior de la cortina se interactúa con la parte inferior por la compresibilidad que tiene ésta de tal modo se disminuyen los esfuerzos en la parte superior y el asentamiento en la cresta es menor que el del caso una sola etapa de construcción. Por consiguiente, el asentamiento máximo se desplaza a cierta profundidad desde la cresta hacia la base. Matemáticamente, la variación de asentamiento en el eje central puede expresarse con una variación parabólica con los asentamientos nulos en la cresta y la base y los valores máximos a la mitad de la altura de la cortina.

La estimación y la observación de los desplazamientos verticales durante la construcción de la cortina son muy importantes por dos razones. Primero, de ellos se puede estimar la rigidez de la cortina la cual sirve para predecir el comportamiento de la cortina durante el proceso posterior del llenado que siempre es una etapa crítica para la estabilidad y la deformación de la cortina. Segundo, las constructoras también tienen interés en saber la cantidad de los materiales adicionales necesarias para completar la cortina a la altura especificada. En el caso analizado el máximo asentamiento es de 53 cm que representa un 0.35% de la altura total. En la presa Cethana, una PECC con altura total de 110 m, se ha registrado un asentamiento 45 cm, o 0.41% de H a la altura 0.6H antes del llenado (Fitzpatrick y otros, 1973). Este valor, aunque no se sabe si es el máximo asentamiento en toda la cortina, es comparable con el calculado aquí, 0.35% de H. Como se menciona arriba, otro parámetro que se puede obtener durante la etapa de la construcción es el módulo de deformación del material. Se sabe que este módulo varía espacialmente dentro de la sección de la cortina, sobre todo en la dirección vertical, ya que a menor elevación la deformabilidad del material decrece debido a un mayor confinamiento. Por simplicidad, aquí se supone que un solo módulo es representativo. Considerando que el peso volumétrico $\gamma = 20.0 \text{ kN/m}^3$, la altura $H = 150 \text{ m}$ y el asentamiento máximo $\delta = 0.53 \text{ m}$, el módulo se calcula como $\gamma(0.4H)(0.6H)/\delta = 20 \cdot 60 \cdot 90 / 0.53 = 204 \text{ MPa}$ (Fitzpatrick y otros, 1985). Este valor es comparable con los reportados en Alto Achicaya, de 100 MPa a 170 MPa, y en Cettana, de 112 MPa a 185 MPa. Estas comparaciones entre los resultados calculados y las observaciones en el campo constatan la validez del modelo analítico adoptado y la adecuada selección de los parámetros.

Los esfuerzos horizontales, verticales y cortantes inducidos durante la construcción en la cortina se ilustran en las figs. 6.5 a 6.7. Se observa que tanto los esfuerzos verticales como horizontales se incrementan con la profundidad y que los contornos de igual esfuerzo vertical siguen la configuración de la cortina, lo cual es característico en secciones homogéneas donde no se presentan fenómenos de arqueado. La distribución de esfuerzos cortantes mostrada en la fig. 6.7 es simétrica respecto al eje central, con valores nulos a lo largo del eje y máximos alineados a lo largo de rectas trazadas a partir de la cresta con un ángulo de aproximadamente 35° respecto a la vertical. Esta configuración de esfuerzos también es típica en secciones homogéneas.

En las figs. 6.8 a 6.10 se presentan las distribuciones de los esfuerzos principales mayores σ_1 y menores σ_3 así como la relación entre ellos σ_3/σ_1 . Se observa que la configuración de las curvas de σ_1 y σ_3 es similar. La relación σ_3/σ_1 indica el estado de esfuerzos desviadores. Para un estado isotrópico, $\sigma_3/\sigma_1 = 1$ y cuando sea menor σ_3/σ_1 será más cercano el material al estado de falla. Se observa

que los valores más bajos de la relación σ_3/σ_1 se encuentran a una altura $0.5H$ y en toda la extensión horizontal.

Es siempre provechoso comparar los resultados teóricos con las observaciones de campo. Desafortunadamente, las mediciones de los esfuerzos en las PECC son muy escasas. Además, los pocos resultados de las mediciones de esfuerzos (Hacelas y Ramírez, 1987) han sido cuestionados en cuanto a su exactitud (Imaizumi y Sardinha, 1987). Por tanto, no podemos hacer ninguna comparación en este sentido.

Al final del llenado

En las PECC, con el llenado, el agua penetra en los poros de los materiales de enrocado produciendo deformaciones volumétricas, disminuciones de las rigideces y de las resistencias del material, y una presión de levantamiento. Además, la penetración del agua incrementa la posibilidad de erosión, tubificación y fracturamiento hidráulico. Estos procesos podrían producir condiciones críticas de estabilidad y hasta podrían ser responsables de fallas de la cortina. Debido a la cara de concreto, es poco probable que estos problemas se presenten en las PECC. Sin embargo, el llenado genera distorsiones en la membrana de concreto y produce agrietamientos en ella y en las juntas por lo que el llenado también es una condición crítica para las PECC.

En la fig. 6.11 se muestran los desplazamientos horizontales inducidos únicamente por el efecto del llenado. Se observa que todo el cuerpo de la cortina se mueve hacia aguas abajo. Los movimientos en la cara aguas arriba son casi el doble de los de aguas abajo. En la cara aguas arriba, el máximo movimiento, 22 cm o 0.15% de H , se presenta a la altura $0.7H$. En la parte superior de la cara aguas arriba también se observa que el movimiento es más o menos uniforme. Los desplazamientos verticales incrementales se ilustran en la fig. 6.12. Como era de esperarse, los asentamientos se concentran solamente en la parte de aguas arriba, y la mayor parte de aguas abajo no sufre asentamientos apreciables. El asentamiento máximo, 10 cm, 0.07% de H , ocurre a la altura $0.5H$ y en la cara del talud. No obstante, en la parte aguas abajo y en la parte superior, los movimientos son de levantamiento en vez de asentamiento. Esto indica que la cortina sufre cierta flexión con la curvatura convexa hacia aguas abajo.

Hacelas y otros (1985) han reportado las mediciones de asentamientos durante el llenado en la presa Salvajina, de 148 m de altura. La tendencia de asentamientos registrados allí no concuerda exactamente con la predicha aquí. El asentamiento máximo era 6.0cm, o 0.04% de H que es menor que el calculado 0.07% de H . Además el asentamiento máximo se encontró a una elevación $0.4H$, que es ligeramente menor que la elevación de máximo asentamiento calculada $0.5H$. Pero las diferencias entre la realidad y el cálculo son todavía más destacadas en la tendencia del movimiento del talud aguas abajo. En muchas PECC, durante el proceso de llenado, se ha observado que el talud de aguas abajo tiende a tener asentamientos más que mover hacia aguas abajo (Fitzpatrick y otros, 1973; Imaizumi y Sardinha, 1985). Por el contrario, en nuestra estimación teórica, los movimientos en estas partes son hacia aguas abajo y casi no se presentan asentamientos. La discrepancia entre las observaciones y las estimaciones fueron motivos de algunas investigaciones (Imaizumi y Sardinha, 1985; Khalid y otros, 1990). Los primeros autores lograron producir estimaciones más cercanas a las observaciones suponiendo un coeficiente de Poisson nulo y al mismo tiempo descartaron la influencia de la anisotropía de los enrocados y de la interacción membrana-enrocado sobre la desviación de la estimación teórica. Khalid y otros (1990) atribuyeron la contradicción al efecto de tiempo aunque no presentaron cálculos explícitos. De todas maneras, los cálculos mejorados no explican

cuantitativamente bien las observaciones y la discrepancia sigue siendo tema de investigación. Desde nuestro punto de vista, para lograr una mejor estimación, se requiere un modelo constitutivo más refinado que el de Kondner que hasta ahora se utilizó en todos los trabajos. La razón de hacerlo es que este modelo no cuenta con el cambio de volumen inducido por los esfuerzos cortantes que podría ser determinante para el caso considerado. Para materiales granulares, el cambio de volumen inducido puede ser contracción o dilatación dependiendo del nivel de esfuerzos desviadores. Para un nivel de esfuerzos desviadores bajo, como lo que ocurre en las PECC, el cambio de volumen es esencialmente contractante. Por tanto, al generar deformaciones volumétricas contractantes, los esfuerzos desviadores producidos por el llenado en las PECC tienden a generar asentamientos.

Otro factor importante de influencia en la discrepancia entre las observaciones de campo y los resultados teóricos es el agua. Obviamente en las PECC el agua del embalse no penetra en el cuerpo de la cortina. Sin embargo, el agua de lluvia puede infiltrar en la parte de aguas abajo ocasionando asentamientos en esta parte. Esto es muy probable en muchas presas cuando el llenado coincide con la época de lluvia.

Los valores acumulados de los esfuerzos horizontales, verticales y cortantes al final del llenado se presentan en las figs. 6.13 a 6.15. Los esfuerzos principales mayores σ_1 , menores σ_3 , y la relación entre ellos σ_3/σ_1 se encuentran en las figs. 6.16 a 6.18.

Es interesante también estimar los módulos de deformación durante el llenado. De acuerdo con la fórmula proporcionada por Fritzpatrick y otros (1985) y los resultados obtenidos en el presente trabajo, se calcula que el módulo es igual a 376 MPa ($= 10 \cdot 35 \cdot 145 / 0.135$). Este valor es 85% mayor que el calculado durante la construcción. Los valores observados en el campo también revelan que el módulo horizontal por el llenado es, hasta 2 o 3 veces, mayor que el vertical por la construcción (Cooke, 1991). Según estas observaciones muchos autores postulan que el material posee cierta anisotropía. El hecho de que los módulos de deformación sean diferentes en las dos direcciones se puede atribuir, por un lado, a la forma en que se calculan estos módulos y a la no linealidad del material. El esfuerzo desviador en el etapa de llenado es menor que el de la etapa de construcción. Por tanto, el módulo de rigidez del material es mayor durante el llenado y por ende es de esperarse que, aún para un material isotrópico, el módulo que se estima a partir de mediciones de desplazamientos resulta mayor en la dirección horizontal que en la vertical. Por otro lado, debido al proceso de compactación se induce anisotropía en los enrocados, ya que se desarrollan arreglos microestructurales con orientación preferencial horizontal.

Los resultados presentados arriba corresponden a una sección con taludes 1:1.3. Se han realizado también análisis para las otras dos secciones con taludes 1:1.6 y 1:1.9. Los comportamientos de las dos secciones son muy similares al de la sección del talud 1:1.3.

Hasta aquí llegamos a finalizar los análisis estáticos. Los resultados presentados indican que las estimaciones teóricas concuerdan en buena parte con las observaciones. Sin embargo, existen aspectos en los que hay discrepancia. Todo ello requiere más investigaciones en el futuro. Como la tesis está enfocada en cuestiones dinámicas, aquí no se abundará más sobre este aspecto.

6.4 Comportamiento dinámico

El estado de esfuerzos calculado al final del llenado se toma como el inicial para el análisis dinámico. Esta hipótesis no necesariamente se justifica ya que, excepto casos muy raros, entre el final del llenado y la ocurrencia de un sismo pueden pasar muchos años. El estado de esfuerzos al final del llenado, por consiguiente, puede diferir del existente cuando el sismo ocurre. Casi todas las mediciones de campo sobre los asentamientos y deformaciones laterales de las cortinas indican que la cortina sigue deformándose después de haber concluido el llenado y, por tanto, sufre un efecto de tiempo que conduce a redistribuciones de esfuerzos. Sin embargo, tomar en cuenta los efectos de tiempo sería muy difícil debido a las dificultades de obtener en forma confluente las propiedades esfuerzo-deformación-tiempo de los materiales de enrocados. Además, comparada con los altos esfuerzos existentes dentro de la cortina, la variación de los esfuerzos por efecto de redistribución con el tiempo en general es pequeña y no afecta notablemente a los resultados finales del cálculo. Por estas razones se tomarán los esfuerzos finales del llenado como los iniciales ante un sismo. Para ello, el esfuerzo promedio σ'_m de la ec.(6.3) se calcula para un estado de deformación plana como $\sigma'_m = (1+\nu)(\sigma'_x + \sigma'_y)/3$ siendo σ'_x y σ'_y esfuerzos horizontales y verticales y ν coeficiente de Poisson. El módulo cortante inicial se calcula de acuerdo con la ec. (6.3) modificada como $G_{MAX} = 22000 (K_{2 MAX}) (\sigma'_m)^{1/2}$ donde las unidades de G_{MAX} y σ'_m son kPa. Se asigna además a $(K_{2 MAX})$ un valor de 100. En las figs. 6.19 a 6.21 se presentan los contornos de los módulos iniciales así evaluados para las tres secciones respectivamente. Se observa en las tres secciones una distribución similar: los módulos cortantes son mayores en la parte de aguas arriba y disminuyen hacia la cara de aguas abajo. Esto podría provocar en esta zona una menor estabilidad dinámica.

Descripción general

En los siguientes párrafos analizamos las respuestas sísmicas de la presa con el talud 1:1.3 ante el sismo 2 con la aceleración máxima 0.3g ya que tal sección es típica en el diseño actual de PECC y se cree que dicho sismo es el límite inferior que podría provocar daños a la presa. El número de iteraciones requerido para lograr la convergencia en los valores de las rigideces y amortiguamientos fue tres.

En la fig. 6.22 se presenta la amplitud absoluta de respuestas horizontales en la cresta. En la gráfica se aprecian dos picos: el primero tiene una amplitud 7 en la frecuencia 0.8 Hz y el segundo, una amplitud 4 en la frecuencia 1.2 Hz. En el intervalo de frecuencias estudiado, los otros picos desaparecen por el efecto de amortiguamiento. A partir de la frecuencia 1.8 Hz, las respuestas resultan atenuadas, más que amplificadas. Se observa que la frecuencia natural calculada difiere de la estimada (1.27 Hz) con la teoría de viga de cortante suponiendo un módulo cortante constante de 500 MPa (ver la sección 6.2). Esto se debe a la no linealidad del material ya que la degradación de los materiales no está considerada en aquella estimación.

Aunque la excitación se aplica en la base sólo en la dirección horizontal, las respuestas en la cresta también tienen una componente vertical (fig. 6.23). Un

fenómeno que llama la atención es que las amplitudes verticales se incrementan con la frecuencia, en contraste con aquellas horizontales que se atenúan rápidamente en el rango de altas frecuencias. Se observa de todos modos que las respuestas verticales ante una excitación horizontal son pequeñas, hecho que valida en cierta medida la simplista teoría de viga de cortante en que la presa se supone que vibra sólo en la dirección horizontal. Con esta observación podríamos confirmar que las respuestas verticales no son importantes y por ende concentramos de aquí en adelante las discusiones sobre las respuestas horizontales.

Para apreciar la distribución de los factores de amplificación en todo el cuerpo de la cortina, se dibujan las respuestas en algunos puntos específicos de la cortina. En la fig. 6.24 se presentan las amplitudes en tres puntos diferentes pero todos están a una misma altura $0.5H$. De estos tres puntos, uno se localiza en el eje central, y los otros dos, en las dos caras del talud. En el intervalo de frecuencias menores que 1.0 Hz, las amplitudes en los tres puntos son semejantes excepto que en el punto de aguas abajo el pico es menor que el de los otros dos puntos. Pero a mayores frecuencias las respuestas difieren en gran medida. La amplitud en el talud aguas abajo es casi siempre mayor que en los otros dos puntos, en el cual, además, tiene dos picos con cierta magnitud que no se aprecian en los otros puntos. Uno de los dos picos está en la frecuencia 1.5 Hz y el otro, 2.9 Hz. También se observa que en este intervalo de frecuencias, las amplitudes se atenúan tanto en el centro como en la cara aguas arriba y se amplifican en la cara aguas abajo. Todo esto indica que las respuestas en la zona aguas abajo son mayores. Los resultados mostrados en la fig. 6.24 también revelan que la hipótesis de movimientos uniformes en planos horizontales que se hace en la teoría de viga de cortante no se satisface plenamente aun para secciones homogéneas como la considerada. Cuando hay zonificación la variación de los movimientos en planos horizontales es todavía mayor (Romo y Villarraga, 1990).

En la fig. 6.25 se presentan las amplitudes en tres puntos sobre el eje central pero a tres alturas diferentes: $1/3$, $2/3$ y $1H$, respectivamente. Para frecuencias menores que 1.0 Hz, las respuestas se amplifican con la altura, lo cual es totalmente congruente con otros resultados. Sin embargo, a mayores frecuencias la amplificación no se incrementa con la altura. Por ejemplo, en los puntos de la cresta y a la altura $1/3H$ se observa un segundo pico casi en la misma frecuencia de 1.2 Hz, mientras en el punto a una altura $2/3H$, el segundo pico desaparece prácticamente. En este intervalo de frecuencias, las amplitudes a mayor altura no son necesariamente mayores que aquellas a una menor altura, como indica la teoría de viga de cortante. Esta variación en las respuestas es consecuencia directa de la distribución espacial de las propiedades dinámicas. Si recordáramos que la sección idealizada de la cortina está compuesta por un sólo material y que la inhomogeneidad del material proviene únicamente de la distribución de los esfuerzos iniciales, podríamos confirmar que si la sección tiene cierta zonificación como suele ser en la práctica, la distorsión de la distribución de las respuestas puede ser mucho mayor. Esto quizá nos da una idea de por qué la teoría de viga de cortante es poco útil para resolver problemas reales y debe ser sustituida por el MEF.

En las figs. 6.26 a 6.28 se dibuja la distribución de aceleraciones máximas en la cortina. La distribución conserva en cierta medida una simetría con respecto al eje central, cuando la intensidad de la excitación no es alta. Sin embargo, para sismos severos (fig. 6.29) los efectos no lineales del comportamiento del enrocamiento causan fuertes asimetrías en la distribución espacial de las aceleraciones máximas. Los resultados muestran que las aceleraciones máximas crecen, en general, de la zona central hacia los taludes. Además, los valores de las aceleraciones crecen más rápidamente en la parte superior de la cortina. Esto se

aprecia claramente en la fig 6.30. Aquí se muestra que en el eje central, las aceleraciones varían poco (30%) desde la base hasta la semi-altura de la cortina y después se incrementan hasta la cresta en forma casi lineal. En la cresta, se aprecia una amplificación de aceleración máxima por un factor de hasta 2.6. Es decir, un sismo con la aceleración máxima 0.3g produciría una aceleración máxima 0.8g en la cresta.

Dentro del método lineal equivalente, como se indicó en la sección 6.1, los esfuerzos o aceleraciones calculados son más confiables que las deformaciones. Sin embargo, la información acerca de la distribución de las deformaciones, aunque éstas no son las que ocurren realmente, nos podría dar una idea acerca del patrón de la deformación armónica y permanente en la cortina. Por tanto, en las figs. 6.31 a 6.33 se ilustran los contornos de las deformaciones cortantes máximas equivalentes a las que fueron calculadas con la ec. (6.12). Las deformaciones mayores se presentan en la parte aguas abajo y a la altura 0.7H. El valor máximo para el sismo 2 (0.3g) es aproximadamente 0.1%. Esta deformación, hace aproximadamente que la degradación llegue a un valor del 20% y el amortiguamiento a 17%. Estos valores son razonables para un sismo con una aceleración máxima de 0.3g.

Por otra parte, si comparamos la distribución de las deformaciones de la fig. 6.32 con una típica distribución en una PECC (fig. 6.46, tomada del trabajo de Romo y Villarraga, 1989), podemos apreciar una gran diferencia en la respuesta sísmica de ambos tipos de presas. En la PECC, por la presencia del corazón impermeable, las deformaciones mayores se presentan en la parte cercana a la cresta y en el corazón. Las curvas de igual deformación dentro del corazón tienen una forma acorde con la configuración del corazón. Las deformaciones en el respaldo son más o menos homogéneas en la extensión horizontal. A lo largo de la interfaz entre el corazón y el respaldo las curvas tienen discontinuidades. Por otro lado, si se desarrollan las cuñas rígidas, las deformaciones deben ser más o menos iguales a lo largo de las superficies de deslizamiento. Es decir, las cuñas deben deslizarse siguiendo las curvas de igual deformación. Como consecuencia de estas observaciones, es posible que se movilicen cuñas deslizantes siguiendo las curvas de igual deformación en la parte superior de la presa y sobre todo a lo largo de las interfaces entre el respaldo y el corazón, generándose de esta manera deformaciones permanentes.

Por el contrario, en la PECC, las mayores deformaciones no se presentan en la cresta sino en el talud aguas abajo, y en nuestro caso (fig. 6.32) el valor máximo se localiza a una altura 0.7H. A partir de este punto las curvas de igual deformación se extienden en la dirección desde el talud de aguas abajo hacia la base. Sin embargo, las curvas en la zona de aguas abajo y a la semi-altura indican que no existe un mecanismo cinemáticamente posible para la generación de cuñas deslizantes. Por tanto, las deformaciones permanentes inducidas en esta zona son continuas y difusas más que discontinuas y no tienen superficies de deslizamiento bien definidas. Sin embargo, en la parte muy cercana a la cresta se forma un pirámide de altura 0.1H en que las curvas de igual deformación son aproximadamente horizontales. Siguiendo los mismos razonamientos que para la PECC, en esta zona existe posibilidad de haber deslizamientos por bloques.

En resumen, en las PECC la mayor parte de las deformaciones permanentes están asociadas con un mecanismo continuo más que discontinuo. Estas observaciones, aparentemente sencillas, están apoyadas totalmente por estudios anteriores. Los análisis verdaderamente no lineales de Bureau y otros (1985) han señalado que en las PECC las deformaciones permanentes se distribuyen continuamente y no se deben a un mecanismo discontinuo. Seed y otros (1985) también indicaron la posibilidad del desarrollo de deformaciones permanentes continuas. A su vez, Han y otros (1988,

citado por Gazetas y Dakoulas, 1991) observaron en un modelo de laboratorio que las cuñas deslizantes se desarrollaron solamente en la superficie cercana a la cresta.

Finalmente, es interesante indicar que las deformaciones cortantes máximas pueden ser consideradas al evaluar la resistencia de materiales durante un evento sísmico. Sherard (1987) razonó lo siguiente al respecto. Si la deformación rebasa la correspondiente al pico en una curva esfuerzo-deformación, la resistencia al esfuerzo cortante entra en la etapa de ablandamiento, significando una disminución de resistencias. De ser así, la estabilidad del terraplén debe ser re-evaluada con las resistencias residuales que son menores que los valores de pico. Como en esta etapa de trabajo no tenemos información disponible acerca de las curvas esfuerzo-deformación de los enrocados compactados, dejamos la tarea de su evaluación de la estabilidad del terraplén para un futuro estudio.

Efectos de la severidad del sismo

El mismo sismo de El Infiernillo, 19 de marzo de 1979, se ha escalado para que tenga aceleraciones máximas de 0.1g, 0.3g y 0.6g. Los resultados presentados en la subsección anterior correspondieron al sismo 2 con 0.3g. A continuación se presentan algunos de los resultados obtenidos para la presa 1 (talud 1:1.3) referentes al efecto de la intensidad del sismo en la respuesta. En la fig. 6.22 se presentan las funciones de amplificación para las tres excitaciones. Se observa que al aumentar la severidad del sismo, tanto las frecuencias características como las amplitudes correspondientes disminuyen debido al efecto del comportamiento no lineal del material. Si el material fuera elástico lineal, las tres curvas en la fig. 6.22 deberían coincidir. Sin embargo, al considerar que los materiales tienen un comportamiento no lineal, cuando la intensidad del sismo se incrementa las deformaciones inducidas aumentan, lo cual ocasiona un decremento en la rigidez de los materiales (y por tanto, en las frecuencias características de la cortina) y un aumento en su capacidad para disipar energía (y consecuentemente, una atenuación en las amplitudes de la respuesta). Esta tendencia es observada en la figura en casi todo el intervalo de frecuencias excepto en un pequeño intervalo (de 3.5 Hz a 4.0 Hz). El cambio de las frecuencias características y las amplitudes no es totalmente proporcional al cambio de las excitaciones. Del sismo 1 (0.1g) al 2 (0.3g) y del sismo 2 (0.3g) al 3 (0.6g), hay un incremento de aceleración máxima de excitación de 0.2g y de 0.3g respectivamente. Pero para el primer caso se nota una mayor disminución de frecuencias características y amplitudes que en el segundo. Esto implica que el comportamiento de la presa tiende a tener un estado límite conforme aumenta la excitación.

Cuando comparamos las componentes verticales (fig. 6.23), la diferencia entre las amplitudes para diferentes sismos es menos notable para frecuencias pequeñas que para las grandes, aunque también existe un corrimiento de las funciones de amplificación hacia frecuencias menores, denotando el efecto del comportamiento no lineal de los materiales.

Una forma de observar el efecto global de la intensidad del sismo en la respuesta de las presas es graficar los contornos de aceleraciones máximas para cada excitación. En las figs. 6.26 a 6.28 se muestra esta información. Se puede ver que además del cambio en las magnitudes, las distribuciones se modifican apreciablemente.

Por otro lado, la amplificación de las aceleraciones máximas decrece con la intensidad del sismo. En las figs. 6.29 y 6.30 se muestran las amplificaciones para las tres excitaciones. Se observa que los factores de amplificación en el plano horizontal de la semi-altura de la excitación crecen al disminuir la intensidad de la

excitación (fig 6.30). De hecho, pueden ocurrir atenuaciones significativas cuando la excitación es severa, como se muestra claramente en la fig 6.24. Estos resultados remarcan la importancia que tiene la consideración del comportamiento no lineal de los materiales en el diseño sísmico de presas.

Las deformaciones dinámicas máximas para los sismos 1 y 3 se muestran en las figs. 6.31 y 6.33. La forma de la distribución de deformaciones es semejante a la ocasionada por el sismo 2 (fig. 6.32), pero con valores sustancialmente menores y mayores, respectivamente. Para el sismo 1, el valor máximo de la deformación es 0.03% y para el sismo 3, 0.2%, comparado con el 0.1% del sismo 2. De esto se desprende que las deformaciones permanentes (o los daños inducidos) por sismo se incrementan significativamente con la severidad de la excitación.

Efecto de taludes

La influencia de la pendiente de los taludes se observa en la fig. 6.34, donde las respuestas calculadas corresponden al sismo 2 con una aceleración máxima 0.3g. Para frecuencias antes de la segunda característica, las amplitudes para los tres taludes son las mismas. Esto es congruente con la teoría de viga de cortante según la cual los cambios de talud no influyen en las respuestas. Sin embargo, a partir de la segunda frecuencia característica, las amplitudes y el contenido de frecuencias empiezan a cambiar. Para empezar, las segundas frecuencias características ya no son iguales: es menor para un talud con menor pendiente, aunque el cambio es pequeño. A mayores frecuencias, las amplitudes son mayores para un talud con mayor pendiente. La disminución de las aceleraciones para taludes más tendidos se debe principalmente a un mayor efecto de amortiguamiento geométrico, ya que en estos casos la cortina tiene una sección de mayor volumen.

De las figs. 6.27, 6.35 y 6.36 se observa que la distribución de aceleraciones máximas no se modifica prácticamente por el cambio de taludes pero los valores absolutos sí varían. En la fig. 6.37 se aprecia un cambio de las aceleraciones máximas con el talud en la dirección horizontal. En la parte central de la cortina, las aceleraciones máximas tienen un aumento muy ligero con la pendiente de los taludes y en las dos caras del talud, un significativo decremento. Es decir, conforme los taludes son más tendidos, las aceleraciones máximas se concentran más en las dos partes cercanas al talud. En cuanto a la variación de las aceleraciones máximas con la altura (fig. 6.38), se detecta poco cambio de las variaciones con el cambio de los taludes, aunque en la cresta sí se observa un consistente incremento de aceleraciones máximas con la pendiente del talud.

El cambio del talud no modifica prácticamente la distribución de deformaciones máximas como se observa al comparar las figs. 6.32, 6.39 y 6.40. Sin embargo, con un talud de menor pendiente, se observa que el valor máximo de la deformación ya no se encuentra sobre la cara del talud sino adentro de la cortina. De acuerdo con lo que se discutió anteriormente, esto podría significar menores deformaciones permanentes en la cara del talud.

Efectos del embalse y la cimentación

Según las conclusiones alcanzadas en los capítulos 3 y 4, la presencia del embalse y de la cimentación no debe influir mucho en las respuestas de las PECC. Sin embargo, en esa etapa la cortina se supuso elástica lineal. Ahora, vamos a evaluar la importancia de ambos efectos combinados con un material no lineal en la cortina.

En el cálculo, para la cimentación se supuso un módulo de elasticidad $E = 29000$ MPa, el doble del módulo del concreto; una densidad de masa $\rho = 2.4 \text{ Mg/m}^3$, el coeficiente de Poisson $\nu = 0.2$ y el coeficiente de amortiguamiento $\beta = 0.05$. El embalse se supuso lleno. El cálculo se llevó a cabo solamente para la presa 1 (1:1.3) y el sismo 2 (0.3g).

En la fig. 6.41 se presentan los factores de amplificación en la cresta para dos casos: uno, con embalse vacío y cimentación rígida y el otro, con embalse lleno y cimentación rígida. Se observa que el cambio de la condición ambiental de embalse y cimentación tiene efectos sobre las respuestas. El contenido de frecuencias casi no se modifica pero las amplitudes de las respuestas reducen por el efecto de agua y de cimentación. Aparentemente, la disminución de las amplitudes por la presencia del agua y de la cimentación es poca. Sin embargo, si revisamos las aceleraciones máximas, la conclusión podría ser muy diferente.

Al comparar los contornos de aceleraciones máximas (figs. 6.27 y 6.42), casi no se notan cambios de distribuciones espaciales de las aceleraciones máximas, pero los valores absolutos están alterados. Se observa (fig. 6.43) que las aceleraciones disminuyen 40% en toda la extensión horizontal comparadas con las del embalse vacío y de la cimentación rígida. El mismo porcentaje de disminución de las aceleraciones máximas también se observa a lo largo de la altura de la cortina (fig. 6.44). En la cresta, se tiene una aceleración máxima de 0.84g y 0.66g respectivamente, representando un 30% de disminución por la presencia del agua y de la cimentación.

Por último ni la distribución ni los valores absolutos de deformaciones máximas se alteran por el cambio de condiciones ambientales (figs. 6.32 y 6.45).

6.5 Evaluación de resultados

El comportamiento de las PECC tiene ciertas peculiaridades al compararlo con el de las PECC comúnmente reportado y estudiado. En primer lugar, los módulos cortantes iniciales son muy altos. Las velocidades de ondas cortantes iniciales son, en nuestro caso, tan altas como 500 m/s. Esto se debe a la condición seca de la cortina. Los esfuerzos inducidos tanto por peso propio como por el llenado se convierten completamente en esfuerzos efectivos que conducen a altos módulos iniciales, por lo cual la cortina se comporta más rígidamente y más linealmente que lo común en las PECC. Un comportamiento más rígido hace que las frecuencias características de la cortina se incrementen. Una cortina con características no lineales menos notables produciría amplificaciones más importantes ya que la respuesta no lineal de los materiales térricos introduce en la cortina un mecanismo disipador de energía que reduce las amplificaciones de los movimientos dinámicos e incluso, puede atenuarlos.

Los factores de amplificación de aceleraciones máximas calculados para los tres sismos son 4.5, 2.7 y 1.2 correspondientes a 0.1, 0.3 y 0.6g de la aceleración máxima del terreno. En términos generales estos factores son mayores que los reportados en la literatura. En la fig. 6.47 se dibujan los datos recopilados en la literatura y los calculados en el presente trabajo. La abscisa es la aceleración máxima del terreno y la ordenada, el factor de amplificación en la cresta. Como la amplitud de las respuestas depende mayormente del amortiguamiento o bien de la degradación del material, la altura de la cortina no interviene en su evaluación y por tanto podemos hacer una comparación tal como la mostrada en la figura. Se observa claramente que los factores calculados son mayores que los otros, indicando que las PECC tienen un comportamiento no lineal menos importante. Esto nos lleva a concluir que la

amplificación en las PECC puede ser mayor que en las PECl.

Los mayores factores de amplificación en las PECC tienen implicaciones en su diseño, particularmente debe prestarse especial atención a la parte superior de la cortina. Debe cuidarse que la compactación de los materiales sea efectiva para garantizar un comportamiento dilatante del enrocamiento, y así disminuir su deformabilidad y aumentar su resistencia a la falla. Por otro lado, las instalaciones cercanas a la cresta podrían ser excitadas con mayor severidad que lo que se inferiría a partir de la experiencia que se tiene con las PECl.

Otra particularidad del comportamiento sísmico de las PECC, comparada con la de PECl, se debe a su relativa homogeneidad de la sección transversal en que se distinguen tres zonas diferentes: corazón, transición y respaldo. La presencia del corazón entre los materiales granulares hace que ante una vibración horizontal y transversal, el corazón y el respaldo interactúen entre sí, lo que introduce una "discontinuidad" entre los movimientos sísmicos del respaldo de aguas arriba y aguas abajo y una concentración de esfuerzos dinámicos en el corazón impermeable. Con base en esto, se puede postular que el corazón en la PECl representa una zona "débil", lo cual la hace potencialmente más vulnerable a la acción de los sismos que las PECC. Por otro lado, debido a la interacción corazón-respaldo se generan esfuerzos cortantes dinámicos en el plano de contacto entre estos materiales, lo que favorece el desarrollo de movimientos relativos en la interfaz, aspecto que no se presenta en las PECC.

El mecanismo de deformaciones permanentes en las PECC ha sido observado en el laboratorio, confirmado en las simulaciones numéricas y verificado en el presente trabajo. Ante un sismo, en una pequeña cuña de la cresta, podría haber movilización de bloques rígidos; en la mayor porción de la cortina y especialmente en la parte aguas abajo, se desarrollarían deformaciones plásticas continuas y distribuidas. Esta tesis no contempla calcular las deformaciones permanentes pero vale la pena hacer algunos comentarios al respecto en lo que sigue.

En términos generales, existen dos mecanismos de generación de deformaciones permanentes: (1) el que está relacionado con la movilización de una cuña que desliza a lo largo de una superficie definida, y (2) el producido por las deformaciones plásticas en todo el cuerpo de la presa. Ambos mecanismos se han observado en el campo (aunque difícilmente se presenta el primero en cortinas donde los materiales granulares fueron compactados) y en el laboratorio (Kutter, 1984; Kutter y James, 1989). En la actualidad, el problema esencial sobre este tema quizá no es cómo calcularlos sino cómo distinguir los dos mecanismos a partir de las observaciones y cómo poder predecir qué contribución podría tener cada uno de ellos en un futuro sismo. Algunos autores proponen que una observación de la aceleración de fluencia indicaría un mecanismo discontinuo. Pero en realidad, aunque las deformaciones sean distribuidas se puede observar también una aceleración de fluencia. Otra alternativa se puede derivar de las características de los registros que se obtienen en las cortinas. Por ejemplo, si el acelerograma no presenta asimetrías significativas (respecto al eje del tiempo) o picos conspicuos, la deformación permanente se debe esencialmente al segundo mecanismo. Contrariamente, si se observan asimetrías y picos muy altos en una dirección, la deformación remanente se debe básicamente al primer mecanismo.

Además de que las deformaciones permanentes que pudieran ocurrir en PECC son de forma continua, ellas se presentan principalmente en la parte de aguas abajo de la cortina. Con respecto a esto, es conveniente indicar que el diseño actual de PECC ha

puesto poca atención a los materiales en esta zona. De hecho, los materiales colocados en esta zona, denominados 3C, son generalmente de relativa pobre calidad (menos estricta la selección de materiales, mayor espesor de estratos y menor esfuerzos de compactación) para redundar en un bajo costo de la obra (ver sec. 2.1). Según los resultados de este trabajo, con la práctica actual, es posible que la parte de aguas abajo sufra deformaciones permanentes importantes durante los sismos y perjudica el funcionamiento de la obra. Por tanto, es conveniente revisar la necesidad de aumentar la calidad de los materiales 3C en futuros diseños.

Como se mencionó al principio de esta tesis, los estudios aquí reportados están limitados al caso bidimensional, pero es interesante hacer algunos comentarios sobre el efecto tridimensional con base de los resultados obtenidos. Cuando el valle, donde está situada la presa, es relativamente angosto, el comportamiento real de la cortina es más rígido que el calculado suponiendo una deformación plana. De acuerdo con las discusiones anteriores en esta sección, si la cortina es más rígida por el efecto tridimensional, las frecuencias características aumentan y las amplitudes de respuestas tienden a incrementarse debido al decremento en el amortiguamiento del material por el mayor confinamiento existente. De hecho, algunos resultados teóricos indican que la aceleración máxima en la cresta de una presa de tierra y enrocamiento puede ser de hasta el doble en el caso tridimensional con respecto al caso bidimensional (Gazetas y Dakoulas, 1991). Por tanto, las aceleraciones calculadas en este trabajo, que en sí son muy altas, podrían ser aún mayores si el cañon es angosto. Aparte de las modificaciones a las respuestas y frecuencias, el efecto tridimensional puede producir agrietamientos longitudinales. El agrietamiento en la dirección longitudinal durante un sismo se observa en muchas presas de tierra y enrocamiento sin que éstas sean dañadas. Sin embargo, un agrietamiento longitudinal en la PECC significa que la membrana podría sufrir severos daños. Este efecto debería ser evaluado en el diseño de las PECC.

Con base en los cálculos realizados en este trabajo, las condiciones ambientales tales como el embalse y la cimentación, influyen de manera apreciable en las respuestas de la cortina. Con la presencia del embalse y la cimentación, la amplificación de aceleraciones máximas en la cresta puede ser reducida hasta en un 30%. Tal conclusión, sin embargo, depende fuertemente del contenido de frecuencias de la excitación. Pero en todo caso los efectos ambientales influyen de manera contundente a las respuestas de las PECC y deben incluirse en el análisis.

En PECC, el embalse y la cimentación no cambian prácticamente el contenido de frecuencias sino las amplitudes de las respuestas y por tanto, tienen efectos beneficiarios a la obra. Pero, en relación a esto se queda otro aspecto por comentar. Es la práctica común realizar retroanálisis para obtener las propiedades dinámicas de los materiales de enrocado. A grandes rasgos, la rigidez del material se ajusta con las frecuencias características observadas y el amortiguamiento, con las amplitudes registradas. Por tanto, al no considerar efectos ambientales, el amortiguamiento de los materiales puede ser seriamente sobreestimado, lo cual hace que un análisis lineal equivalente dista mucho de ser equivalente a un estudio no lineal verdadero. Se recomienda entonces incluir las condiciones ambientales en los futuros retroanálisis de las presas.

7. RESPUESTAS DE PRESAS DE ENROCAMIENTO CON CARA DE CONCRETO II: COMPORTAMIENTO DE LA MEMBRANA

El buen comportamiento de la membrana de concreto es lo crucial para un adecuado funcionamiento de la presa de enrocamiento con cara de concreto (PECC). En este capítulo, nos concentramos en estudiar cómo se comporta la membrana durante el llenado y la acción de un sismo. Para modelar numéricamente la membrana se utilizan, dentro del contexto del método de elementos finitos (MEF), los elementos viga isoparamétricos. Estos elementos tienen, entre otras ventajas, la facilidad de incorporar las cargas distribuidas en el análisis que son las presiones hidrostáticas en nuestro caso. Los detalles de este tipo de elementos se describen en el Apéndice B.

7.1 Comportamiento estático

En nuestro análisis, suponemos que la membrana de concreto no está sometida a ninguna carga antes del llenado. Esto es sólo una idealización puesto que la membrana siempre sufre cierta deformación antes del llenado. En la práctica, por la programación de secuencias de construcción y la limitación de equipos, la cara de concreto se coloca generalmente en más de una etapa. Esto es, se construye el terraplén hasta cierta altura y se coloca la cara; se construye otra parte del terraplén y se extiende la cara; luego se continúa así hasta terminar la construcción. En la parte de la membrana construída durante la etapa anterior se generan deformaciones de tensión importantes por la construcción del terraplén en la etapa subsecuente. Como consecuencia de ello, los sellos y juntas perimetrales pueden romperse. Sin embargo, para lograr un bajo costo, es preferible a veces reparar los daños sufridos por múltiples etapas de construcción que colocar la membrana en una etapa después de concluir todo el terraplén. Otra fuente de deformación en la membrana antes del llenado es el curado del concreto. Este efecto de temperatura produce deformaciones de contracción en el plano de la membrana. Para lograr un entendimiento completo del comportamiento de la membrana, es necesario incluir los

efectos inducidos por múltiple etapas de construcción y temperatura. Sin embargo, el siguiente estudio está confinado únicamente al cálculo de las deformaciones y esfuerzos incrementales causados por las cargas de agua.

Durante el proceso del llenado, la membrana se mueve hacia aguas abajo. La deflexión de la membrana se puede descomponer en dos partes: la del talud y la normal. La primera es el movimiento en el plano del talud, y la segunda, en la dirección perpendicular al plano. En las figs. 7.1 y 7.2 se muestran las deflexiones en ambas direcciones para las tres secciones de la cortina con taludes 1:1.3, 1:1.6 y 1:1.9, respectivamente. Como se observa en la fig. 7.1, la deflexión del talud es siempre positiva indicando un alargamiento o un movimiento hacia la cresta. El movimiento en la base de la membrana es nulo pues se supone fija. Hasta una altura $0.6H$, aproximadamente, la deflexión se incrementa con la altura en forma más o menos lineal, y luego la deflexión se mantiene prácticamente invariable con el cambio de la altura. Por consiguiente, la deformación de la membrana en la dirección del talud es aproximadamente constante en su mayor porción y es prácticamente nula en la parte superior de la membrana.

Por otro lado, refiriéndose a la fig. 7.2, la deflexión normal de la membrana, que también suele llamársele la elástica de la membrana, es siempre negativa significando un movimiento hacia la cortina. La deflexión normal es nula en la base y se incrementa en forma aproximadamente lineal con la altura hasta $0.75H$. Después de alcanzar un valor máximo a la altura $0.78H$, la deflexión normal decrece con el cambio de la altura hasta la cresta. Comparado con el incremento de la deflexión normal en función del cambio de la altura en la porción inferior de la membrana, el decremento en la parte superior es mucho más fuerte pues éste es casi el doble de aquél.

Para la sección del talud 1:1.3, la deflexión del talud alcanza un valor máximo de 6 cm y la normal, 13.5 cm. Esto implica que la membrana se deforma en mayor porción fuera del plano que en el plano.

Como la membrana se considera originalmente como una viga en el análisis, se producen en ella tres elementos mecánicos: esfuerzo normal, momento flexionante y esfuerzo cortante, los cuales se dibujan en las figs. 7.3 a 7.5. Los esfuerzos normales actúan en la dirección normal de la sección transversal de la membrana y son positivos cuando están en tensión. En la fig. 7.3, se observa que los esfuerzos normales siempre son de tensión, decrecen rápidamente con la altura a partir de un valor máximo en la base y llegan a un valor prácticamente nulo en la cresta. El rápido decremento de los esfuerzos con la altura sigue una variación casi exponencial. Los momentos flexionantes (fig. 7.4) también tienen un valor máximo en la base y disminuyen con la altura. La curva de la variación de los momentos no es suave sino periódica mostrando valores positivos y negativos alternamente. Los picos observados podrían ser producto de errores introducidos por la solución numérica (ver el Apéndice B) y no deberían considerarse como reales. En todo caso los momentos flexionantes positivos predominan, significando que la curvatura de la membrana deformada es convexa hacia el agua. En cambio, los esfuerzos cortantes (fig. 7.5), que son nulos en la base, se mantienen prácticamente invariables con la altura. Se observa una pequeña variación alterna y simétrica con respecto al valor nulo cambiando los valores de negativo a positivo. El valor máximo se alcanza a una altura de $0.55H$, aproximadamente.

Es interesante revisar los valores absolutos máximos de los elementos mecánicos. Para el talud 1:1.3, los valores del esfuerzo normal, momento flexionante y esfuerzo cortante son 20 MPa, 11 kN-m y 7 kPa, respectivamente. Esto indica que la cara de concreto funciona como una membrana más que una losa, ya que la tensión en la cara es

predominante y los momentos flexionantes y las cargas cortantes son despreciables. Esto da la razón por qué la cara de concreto en las PECC se ha venido siendo denominado como membrana en lugar de losa. Según estos cálculos, la tensión generada en la membrana en la cercanía de la base es sumamente alta. De acuerdo con el reglamento de construcción (DDF, 1987), el valor nominal de la resistencia a la tensión del concreto simple es $0.75 \cdot 1.4 \cdot f_c = 0.75 \cdot 1.4 \cdot 250 = 1.66$ MPa, el cual es muy inferior al calculado, 20 MPa. De hecho, comparando el valor de la resistencia con los esfuerzos calculados en la fig. 7.3, se podría decir que toda la membrana está sometida a un esfuerzo mayor que la resistencia y por ende está en un estado potencial de falla. ¿Sería posible esto?

Es importante señalar que en los análisis se consideró que la membrana y el talud sobre el que se apoya están perfectamente ligados o sea en una condición de soldadura. Esta hipótesis no es realista, ya que pueden ocurrir desplazamientos relativos entre la membrana y la cortina que, por pequeños que sean, permiten que las tensiones generadas en la membrana se disipen, al menos parcialmente, eliminando la posibilidad de falla por tensión. Para complementar este comentario en la fig. 7.6 se presentan los esfuerzos normales en la membrana para el caso en que se permite movimiento relativo (tangencial) entre ella y el cuerpo de la cortina. En este cálculo se utilizó el elemento de contacto desarrollado por Goodman y otros (1968) suponiendo que las rigideces de contacto tangencial y normal son iguales a 10 kPa, las cuales son prácticamente nulas comparadas con las rigideces de la cortina y la losa. Se aprecia que la tensión generada en la cercanía de la base para un contacto deslizante se reduce hasta 10% de la del contacto adhesivo. La tensión así calculada se reduce gradualmente al incrementar la altura de la cortina y tiende a ser nula en la cresta. Además, en la misma figura se demuestra que las condiciones de la base de la losa también influyen en el cálculo de los esfuerzos normales. Los valores de tensión obtenidos para una condición libre de la base son mucho menores que para una base fija. Obviamente, todos estos cálculos corresponden a condiciones extremas y, por tanto, los esfuerzos generados en un caso real deben caer dentro del rango marcado por estos resultados. Aunque al no saber en esta etapa las propiedades reales del contacto entre la losa y el material de soporte, no podemos determinar con exactitud las magnitudes de los esfuerzos normales que ocurren realmente, podemos confirmar que los esfuerzos calculados con un contacto adhesivo son definitivamente excesivos y consecuentemente la conclusión alcanzada previamente sobre la falla de la membrana debe ser rectificadada.

7.2 Comportamiento dinámico

Los resultados relacionados con la membrana de concreto fueron obtenidos junto con aquellos presentados en el capítulo anterior en los mismos análisis, pero para tener mayor claridad en la presentación, se exponen separadamente en lo que sigue.

Respecto a la membrana, el interés se centra en aspectos diferentes a los del cuerpo de la cortina. En ésta, nos interesan las respuestas de aceleración y en menor medida las deformaciones máximas, las cuales se pueden obtener en el dominio de la frecuencia. Contrariamente, en la membrana es importante conocer la historia de sus movimientos y las de sus elementos mecánicos; por tanto, es necesario transformar, mediante la transformada de Fourier, las respuestas calculadas en el dominio de la frecuencia al dominio del tiempo. Para realizar tal proceso de transformación, se utilizó la transformada de Fourier rápida usando $256 \cdot 2$ puntos de discretización en el dominio de la frecuencia, resultando 512 puntos en el dominio del tiempo con una duración total de 10.2 segundos.

Descripción general

En las figs 7.7 a 7.11 se presentan las historias de deflexión del talud, deflexión normal, esfuerzo normal, momento flexionante y esfuerzo cortante de la membrana en el punto a la mitad de la altura de la presa. Estos resultados corresponden a la presa con el talud 1:1.3 y ante un sismo con 0.3g de aceleración máxima.

En todas las figuras se observa un cierto grado de asimetría con respecto al eje del tiempo, lo cual indica que el movimiento hacia afuera de la cortina es más intenso. Las historias de la deflexión del talud y la normal (figs 7.7 y 7.8) son similares. Ellas muestran una amplia gama de frecuencia con pulsos muy irregulares, es decir, pulsos muy diferentes de los armónicos. Los valores máximos se presentan a los 4.5 seg. Después de ese instante y hasta el final de la historia, las deflexiones no muestran una clara tendencia de atenuación, implicando que la historia de deflexiones podría tener una duración mayor que la de la excitación, 10.2 seg. Analizando las fases de las historias, se puede confirmar que un punto de la membrana vibra casi en el sentido horizontal desde la parte de aguas arriba hacia la de aguas abajo o viceversa. Esto es totalmente entendible puesto que el movimiento de la membrana está gobernado por el de la cortina, que a su vez está sujeta predominantemente a fuerzas cortantes en el sentido horizontal.

La historia de esfuerzo normal es más regular comparada con las de deflexiones y además tiene claramente un período predominante de 0.8 seg aproximadamente (fig. 7.9). El valor máximo se presenta en el instante 5.0 seg, el cual no coincide con aquél en el que ocurre el valor máximo de las deflexiones (4.5 seg). Esto indica que hay un corrimiento en el tiempo entre los desplazamientos y los esfuerzos normales en la membrana. Al final de la historia, el esfuerzo normal decrece apreciablemente, aunque parece que la historia del esfuerzo normal tiene una duración más larga que 10.2 seg.

Al comparar las figs 7.10 y 7.11, se detecta que la forma de las historias de momento y de esfuerzo cortante son casi idénticas y al mismo tiempo apreciablemente diferentes de las demás historias. En las historias de momento flexionante y esfuerzo cortante se aprecia un período de vibración predominante de 0.3 seg que es muy inferior que el de esfuerzo normal (0.8 seg). Se distingue también un intervalo de tiempo, de 3 a 7 seg, en que los momentos y esfuerzos son mucho mayores que en el resto de la historia. Además, los momentos y esfuerzos cortantes se atenúan rápidamente con el tiempo y sus valores se vuelven prácticamente nulos a partir del instante 7 seg. Esto, no obstante, no se observa en las otras historias.

Las descripciones anteriores se refieren a las respuestas calculadas en el punto localizado a la mitad de la altura de la cortina, sobre la membrana. Para tener una visión de conjunto del comportamiento espacial de la membrana, se dibujan en las figs. 7.12 a 7.16 las historias de deflexión del talud, deflexión normal, esfuerzo normal, momento y esfuerzo cortante en toda la cara. En todas las figuras la distancia entre las dos curvas extremas (cerca a la cresta y a la base) es 140 m. En las figuras se observa casi el mismo número de picos en toda la membrana pero con tiempos de llegada ligeramente diferentes, hecho que representa la propagación de los movimientos en la dirección desde la base hasta la cresta.

Efecto de la severidad del sismo

Con el objeto de mostrar el efecto de la intensidad del sismo en la respuesta de la membrana, se tomaron los valores absolutos de las máximas respuestas a diferentes elevaciones y se dibujaron variaciones con la altura para diferentes sismos. En las figs. 7.17 y 7.18 se presentan las variaciones de las deflexiones máximas a lo largo de toda la membrana. Se observa que la forma de las curvas es muy similar. Las deflexiones son nulas en la base y se incrementan linealmente hasta una altura $0.1H$. Entre el intervalo de altura $0.1H$ y $0.6H$, las deflexiones se mantienen prácticamente constantes. A partir de la altura $0.6H$ las deflexiones de nueva cuenta se incrementan con la altura y tienden a un valor asintótico en la cresta.

En contraste con el caso estático en que la deflexión normal es el doble de la del talud, en el caso dinámico, la deflexión normal es casi igual o inclusive ligeramente menor que la del talud. Esto se debe a que los mecanismos de deformación de la cortina en ambos casos son diferentes. En el caso estático, la cara aguas arriba de la cortina, bajo carga hidrostática, tiene movimientos verticales y laterales; mientras que en el caso dinámico, la cortina se deforma casi en una sola dirección horizontal por lo que la descomposición de este movimiento puramente horizontal produce deflexiones de magnitud similar en ambas direcciones: del talud y normal.

Para el sismo 2 ($0.3g$) y la presa 1 (1:1.3), la deflexión dinámica máxima del talud aparece en la cresta y es 9 cm que es similar a la estática (7 cm). La deflexión normal máxima dinámica, que también ocurre en la cresta, es 8 cm la cual es similar a la estática en el mismo punto pero inferior que la máxima (12 cm), recordando que en el caso estático la deflexión normal máxima no ocurre en la cresta sino a una altura de $0.78 H$.

Los esfuerzos normales inducidos por el sismo se presentan en la fig. 7.19. Se observa que el nivel del esfuerzo es extremadamente alto en la zona cercana a la base. Los estudios que se reportan más adelante revelan que estos valores anormalmente altos se deben a la hipótesis de una cimentación rígida. Excepto en la zona muy cercana a la base, el esfuerzo varía en un rango muy limitado a lo largo de gran porción central de la membrana y tiende a ser nulo en la cresta; esto es diferente del caso estático en que la variación del esfuerzo con la altura es monótona y casi lineal. El nivel máximo del esfuerzo normal alcanzado en la parte central de la losa para el sismo 1, 2 y 3 es 2, 5 y 7 MPa, respectivamente.

Durante el transcurso de los análisis estáticos, notamos que la condición de contacto entre la losa y el material de soporte de la cortina es muy importante para obtener los esfuerzos normales realistas. Una condición de contacto deslizante es más apegada a la realidad que la de contacto adhesivo, o sea de soldadura. Sin embargo, estas conclusiones no son necesariamente ciertas para el caso dinámico. Bajo cargas transitorias, el comportamiento del contacto es muy complicado. Primero, las rigideces contra el movimiento relativo bajo cargas transitorias son mayores que las estáticas. Segundo, como la excitación sísmica es cíclica, se requiere que la excitación tenga cierta duración en una dirección para que el contacto se pudiera movilizar lo suficiente, y esto depende en gran medida de la característica de la historia de la excitación. Se espera que bajo cargas dinámicas el deslizamiento relativo en el contacto sea mucho menor que aquél ante cargas sostenidas. Por tanto, antes de que se obtengan las propiedades dinámicas realistas de la interfaz, la condición de soldadura para el contacto puede considerarse aceptable.

Los momentos flexionantes máximos varían gradualmente con la altura (fig. 7.20). El máximo valor (27 kN-m) aparece en la base y es el doble del valor máximo calculado para la condición de carga estática (12 kN-m), pero sigue siendo un valor muy pequeño.

En la fig. 7.21 se presenta la variación de esfuerzos cortantes máximos con la altura. Debe señalarse que el esfuerzo cortante máximo es extremadamente grande (no puede ser dibujado en la figura) y ocurre en el pie de la membrana. Para la presa 1 y sismo 2, el esfuerzo cortante alcanza un valor de 8500 kPa. Este valor no es representativo, ya que la membrana se considera fija al plinto, lo cual no modela adecuadamente la condición de frontera en este punto ya que según criterios de diseños actuales, siempre se coloca una junta que permite el movimiento relativo entre la membrana y el plinto. Más adelante se muestra cómo decrece el esfuerzo cortante al considerar esta condición. Excepto en este punto, el esfuerzo cortante se incrementa monótonamente desde la base hasta la cresta llegando a un valor asintótico. El valor máximo del esfuerzo para el sismo 2 y la presa 1 es igual a 50 kPa, que es 6 veces mayor que el del caso estático (7 kPa).

Efectos de taludes

En las figs. 7.22 a 7.26 se comparan los valores absolutos de las máximas respuestas a diferentes elevaciones para las tres secciones consideradas y el sismo 2 como excitación. Se observa que el cambio de taludes tiene poco efecto sobre la magnitud de deflexión del talud (fig. 7.22). En cambio, la deflexión normal se incrementa considerablemente con el incremento de la pendiente del talud, especialmente en la parte superior de la cortina (fig. 7.23). Los taludes casi no afectan a los esfuerzos normales (fig. 7.24). No obstante, la magnitud de los momentos flexionantes y esfuerzos cortantes está relacionada íntimamente con la pendiente del talud. Se observa (fig. 7.25 y 7.26) que, comparados con los valores del talud 1:1.3, los momentos y esfuerzos son casi nulos para los taludes de 1:1.6 y 1:1.9. Esto indica que existe una pendiente del talud que por efectos de interacción modifica drásticamente el comportamiento de la membrana. Este talud está entre 1:1.3 y 1:1.6 para las condiciones supuestas en este estudio.

Efectos del embalse y de la cimentación

En las figs. 7.27 a 7.31 se comparan los resultados que corresponden a dos casos. El primero es del embalse vacío y la cimentación rígida y el segundo, del embalse lleno y la cimentación flexible. Las propiedades de la cimentación son las mismas que las mencionadas en la sec. 6.4. Las condiciones ambientales de la cortina influyen en gran medida al comportamiento de la losa y sobre todo en la cercanía de la base.

Con el efecto de agua y cimentación, las deflexiones en ambas direcciones se incrementan hasta el doble cerca de la base (figs. 7.27 y 7.28) y se mantienen casi invariables en el resto de la membrana. Los esfuerzos normales (fig. 7.29) son mucho menores por la presencia de agua reduciéndose desde 17 MPa a 2 MPa en la zona cercana a la base, manteniéndose invariables en el resto de la membrana. Los momentos flexionantes (fig. 7.30) son insensibles al cambio de las condiciones ambientales. En cambio, los esfuerzos cortantes son los más afectados por el cambio de las condiciones del embalse y de la cimentación (fig. 7.31). En primer lugar, el esfuerzo cortante grande cerca de la base desaparece, pues el nuevo valor se reduce desde 8500 kPa a 1 kPa. Segundo, los esfuerzos en toda la membrana son diez veces menores que los obtenidos anteriormente.

7.3 Discusión

La formulación planteada en este trabajo nos permite evaluar el comportamiento de la membrana de manera realista porque los movimientos de la membrana están acoplados con los de la cortina y además, se pueden obtener directamente todos los elementos mecánicos de la membrana. En lo que sigue discutimos los resultados anteriormente expuestos sobre el comportamiento de la membrana, tanto estáticos como dinámicos.

Los cálculos teóricos indican que, durante el llenado, la membrana está sujeta esencialmente a tensión en el plano y también a flexión y a cortante pero de manera despreciable. Esto es congruente con las observaciones de campo. Notamos también que la hipótesis sobre las condiciones del contacto entre la losa y la cortina es fundamental para lograr una predicción realista sobre los esfuerzos normales en la losa. El contacto debe ser deslizante permitiendo cierto movimiento relativo entre la losa y la cortina. Los esfuerzos de tensión así calculados son pequeños y comparables con las mediciones de campo. En la presa Cethana con una altura de 100m y el talud de 1:1.3 (Fitzpatrick y otros, 1973), se registró una tensión de 2 MPa en la cercanía de la base, que es prácticamente la misma que la calculada.

Aunque existe una clara congruencia entre la medición y la estimación del esfuerzo de tensión en la zona cercana a la base, se detecta, sin embargo, que en la medición se observa que la parte central de la membrana generalmente está en compresión, lo cual es contrario a los resultados teóricos según los cuales toda la membrana está en tensión. Aunque los resultados teóricos están del lado conservador, con el fin de evaluar los resultados obtenidos es preciso preguntarse cuáles son los mecanismos físicos que contribuyen a la discrepancia.

Desde nuestro punto de vista, el modelo de materiales de enrocado que se utiliza tiene defectos y puede ser la principal fuente de la discrepancia. Esto había sido indicado en la sección 6.3 cuando analizamos los desplazamientos de la cortina. Allí detectamos que los valores calculados de los desplazamientos en la cara de aguas abajo durante el llenado son menores que los medidos y atribuimos la diferencia a que el modelo de materiales de enrocado no tomó en cuenta el cambio volumétrico inducido por los esfuerzos desviadores. Además, el agua de lluvia también atribuye en cierta medida la discrepancia. Lo que ocurre en la parte de aguas abajo está íntimamente relacionada con la de la membrana. En el cálculo se nota que durante el llenado, los desplazamientos en toda la cortina ocurren principalmente en la dirección horizontal. Esto no se observa, sin embargo, en la realidad porque se han reportado desplazamientos de magnitud similar en ambas direcciones. La estimación de que la parte central de la losa sufre tensiones se debe precisamente a que la cara de aguas arriba se mueve principalmente en la dirección horizontal. Si suponemos que la cara del talud se asienta en vez de que se mueva lateralmente, la membrana debe acortarse en vez de alargarse y los esfuerzos generados en el plano de la losa podrían ser de compresión. Situaciones de este tipo tienen lugar en la parte central de la losa. En la fig. 6.18 se presenta la distribución de la relación entre esfuerzos principales menores y los mayores para la presa 1 al final del llenado. Esta relación es un indicio del desarrollo de la distorsión del material. Los esfuerzos desviadores también causan cambios de volumen y hacen que la cara del talud tenga asentamientos. Por tanto, un mejoramiento de las estimaciones teóricas puede orientar en cómo incluir efectos de cambio de volumen inducido por esfuerzos cortantes.

Con base en los resultados del análisis dinámico, concluimos que el efecto de la cimentación y del embalse tienen influencias muy significativas sobre las respuestas de la membrana. Sin tomarlo en cuenta, los esfuerzos normales y cortantes son fuertemente sobrestimados, y especialmente en la zona cercana a la base.

Durante un evento sísmico se generan los esfuerzos normales de tensión a todo lo largo de la membrana. Los esfuerzos máximos calculados son del orden de 2, 5 y 7 MPa para sismos con 0.1, 0.3 y 0.6g de aceleración máxima del terreno, respectivamente. Comparando con la resistencia a la tensión del concreto que es 2 MPa (considerando que la resistencia dinámica es mayor que la estática), la membrana sin refuerzos podría estar libre de agrietamientos solamente para un sismo con una aceleración máxima menor que 0.1g. Esta conclusión se alcanzó sin considerar el estado de esfuerzos antes del sismo. En términos generales, la membrana está sometida a tensión sostenida en la parte cercana a la cresta y a la base y, en compresión en la parte central. En consecuencia, la parte superior e inferior de la membrana debe ser revisada críticamente en el diseño sísmico.

Cabe señalar que, igual al caso estático, la cara de concreto se comporta bajo excitaciones sísmicas como una membrana en que la flexión y la fuerza cortante no son importantes. Por tanto, aunque la cortina suele modelarse como una viga de cortante, la membrana no puede considerarse así. En el transcurso de este trabajo, notamos que la membrana y la cortina tienen un efecto de interacción, pero su acoplamiento no es significativo. Esto implica que el análisis puede simplificarse de la siguiente manera. Como primer paso, las respuestas de la cortina pueden analizarse sin considerar la presencia de la membrana; después, una vez obtenido el movimiento de la cara de aguas arriba de la cortina, se puede estudiar la membrana en forma separada. Como los movimientos de la membrana ya son conocidos, los elementos mecánicos pueden obtenerse directamente integrando las ecuaciones gobernantes de la viga. Esto podría economizar el análisis.

8. CONCLUSIONES

Uno de los objetivos de esta tesis es establecer e implementar un método de análisis de respuesta compleja con el que nos permite resolver una gran gama de problemas geodinámicos. En respecto a esto, se concluye lo siguiente.

1. El método de elementos de frontera (MEFr) es una herramienta analítica que permite resolver una amplia gama de problemas geotécnicos. El MEFr es especialmente eficiente si las solicitaciones son dinámicas y la extensión espacial del problema es muy grande. Dentro del contexto del MEFr, la discretización se efectúa sólo en las fronteras por lo que la preparación de datos es muy simple. Su implementación requiere tratamientos especiales en los cálculos de las integrales de soluciones fundamentales y con los elementos diagonales de las matrices de influencia. El mayor tiempo consumido en su ejecución se concentra en el cálculo de las soluciones fundamentales y sus integrales, así que si se establece un esquema numérico o preferiblemente analítico más simple para dicho cálculo, la eficiencia del método podría todavía elevarse significativamente.

2. La combinación del MEFr con el método de elementos finitos (MEF) ofrece un procedimiento numérico único de gran eficiencia y utilidad. Para un análisis dinámico de presas, el dominio de la cimentación y el embalse pueden tratarse con el MEFr porque su extensión es muy grande y sus propiedades son esencialmente lineales; por otro lado, el dominio de la cortina se discretiza con el MEF ya que éste tiene una enorme flexibilidad para analizar problemas no lineales. Aún más, tal esquema combinado puede superar dificultades asociadas con las fronteras truncadas que suelen encontrarse en los análisis bi- y tridimensionales del MEF; el patrón de ondas puede definirse de una manera más general y más realista y finalmente la formulación ofrece una alternativa para incluir excitaciones asíncronas de manera simple.

Con el procedimiento analítico establecido, se hizo una serie de estudios paramétricos para apreciar la influencia de las condiciones del embalse y de la cimentación de los cuales se descubre lo siguiente.

3. El embalse afecta las respuestas de la cortina y debe modelarse apropiadamente. El problema hidrodinámico es del tipo acoplado por lo que los modelos no acoplados deben usarse con cautela. Con el objeto de lograr una solución económica sin perder los aspectos esenciales del problema, el agua puede considerarse incompresible. El embalse ofrece efectos de masa y de amortiguamiento a la cortina. Por el efecto de masa, las frecuencias características de la cortina disminuyen y por el de amortiguamiento, las amplitudes decrecen, especialmente en el rango de altas frecuencias. Sin embargo, en la frecuencia natural las amplitudes se incrementan por la presencia del embalse. Un buen comportamiento de la presa con el embalse parcial no necesariamente implica las mismas cualidades cuando el embalse está lleno. El efecto hidrodinámico es despreciable para un embalse parcial con menos de 50% de la altura del agua. Un cambio de la geometría del paramento y del fondo del embalse tiene poco efecto sobre la respuesta de la cortina. El efecto hidrodinámico es más importante para las presas de concreto que las de tierra y enrocamiento.

4. La interacción entre la cimentación y la cortina-embalse es importante y debe incluirse en los análisis de presas. La cimentación ofrece efectos de masa, flexibilidad y amortiguamiento a las respuestas de la cortina. El efecto de masa y flexibilidad hace que la presa se comporte más flexiblemente, teniendo frecuencias características menores. La rigidez relativa de la cimentación, que se define como la relación del módulo de elasticidad de la cimentación sobre el de la cortina, es un buen índice del grado de influencia de la cimentación sobre el comportamiento de la cortina. Cuanto mayor sea la rigidez relativa, mayor será la influencia. Los efectos de amortiguamiento de la cimentación provienen del material y de la geometría. Los efectos de amortiguamiento hacen que las amplitudes de las respuestas disminuyan.

El tema central de la tesis es estudiar el comportamiento de presas de enrocamiento con cara de concreto (PECC). Las conclusiones principales se resumen en lo que sigue.

5. El comportamiento de la cortina de las PECC se puede analizar con el MEF incorporando efectos no lineales del tipo Kondner y simulando el proceso de construcción y del llenado. Comparadas con las presas de enrocamiento con corazón impermeable (PECI), las PECC tienen, además de mayor estabilidad, menos asentamientos, menos movimientos laterales y menos efectos de arqueado debido a la ausencia del corazón impermeable. Los materiales de enrocados compactados poseen cierta anisotropía: la rigidez horizontal es mayor que la vertical. La estimación teórica puede predecir con buena aproximación los movimientos y los módulos de deformación durante la construcción y los módulos en el llenado, pero desvía de la realidad en cuanto a los movimientos de la cortina durante el llenado. La discrepancia entre la teoría y la medición podría atribuirse al uso de los modelos no realistas de los materiales y a la ignorancia del efecto del agua de lluvia.

6. La cara de concreto se comporta como una membrana más que una losa ya que está sometida principalmente a la tensión en el plano durante el llenado. Los esfuerzos de tensión se concentran en la zona cercana a la base. Los cálculos pueden predecir bien las deflexiones normales. Las altas tensiones y deflexiones del talud estimadas no concuerdan con las medidas. Esto también podría deberse al inadecuado modelado de los materiales. La membrana interactúa con el cuerpo de la cortina pero puede analizarse en forma no acoplada.

7. El comportamiento dinámico de las PECC se puede estudiar mediante el método lineal equivalente. Comparando con las PECI, los módulos cortantes iniciales de las PECC son mayores y por consiguiente las frecuencias características son mayores y las

amplificaciones también lo son. En las PECC, se concentran altas aceleraciones en la parte superior de la cortina aún ante una excitación pequeña. Las instalaciones en la cresta tales como el muro parapeto pueden ser seriamente dañadas durante los sismos y es recomendable revisar su estabilidad sísmica. Las deformaciones permanentes son principalmente continuas y distribuidas en la parte aguas abajo. En el diseño tradicional, los materiales cercanos al talud de aguas abajo son de relativa pobre calidad, lo cual puede perjudicar el comportamiento dinámico global de la presa. Los bloques rígidos pueden movilizarse en la parte muy cercana a la cresta. Las condiciones ambientales de la cimentación y del embalse pueden reducir las amplificaciones de las respuestas y deben incluirse en el análisis.

8. Durante los sismos la cara de concreto sufre principalmente esfuerzos en el plano. Las tensiones máximas pueden llegar a ser mayores que la resistencia a la tensión del concreto si la aceleración máxima del terreno es mayor que 0.1g. El cambio de taludes influye poco en los esfuerzos de la membrana. Los efectos de la cimentación y del embalse influyen de manera significativa en la respuesta de la membrana, y si no se toman en cuenta, los esfuerzos pueden ser seriamente sobre-estimados.

En el transcurso de este estudio, se han visto varios aspectos que no están al alcance de esta tesis pero merecen investigaciones futuras y a continuación se mencionan dos de ellos.

9. Las deformaciones permanentes pueden ser continuas y discontinuas. En el pasado, los estudios se han centrado en el segundo tipo de deformaciones utilizando el método de Newmark, combinado con el modelo lineal equivalente o un análisis no lineal. En cambio, las deformaciones permanentes continuas han sido estimadas solamente siguiendo los modelos no lineales verdaderos, los cuales son sumamente costosos. Por tanto, es necesario desarrollar métodos no sofisticados y económicos para predecir las deformaciones continuas en las PECC.

10. El comportamiento dinámico de la interfaz entre la cara de concreto y el material de soporte así como la junta en la base de la cara es altamente no lineal. Es importante determinar los parámetros relacionados experimentales y estudiar el comportamiento de la cara en el dominio del tiempo. Esto puede reducir en gran medida incertidumbres sobre el comportamiento real de la cara de concreto que se prevalecen actualmente.

APENDICE A
 SOLUCION FUNDAMENTAL DEL PROBLEMA ELASTICO
 DINAMICO ESTACIONARIO PLANO

El objetivo de este apéndice es exponer las expresiones de la solución fundamental del problema de elasticidad dinámica estacionaria. Aunque la forma analítica de la solución fundamental puede encontrarse en muchos artículos y libros sobre el método de elementos de frontera, lo expuesto aquí no es repetitivo ya que proporciona un proceso de cálculo más eficiente respecto al encontrado en la literatura.

Como es sabido, las soluciones fundamentales para el problema considerado—plano y dinámico—son funciones de funciones de Bessel cuyo cálculo se puede efectuar sólo evaluando series cuyos términos son principios polinomiales. Por tanto, el cálculo de la solución fundamental consume el mayor tiempo en el método de elementos de frontera. Quizá avances para reducir el tiempo de cálculo de las soluciones fundamentales serán contribuciones más significativas para elevar la eficiencia del método de elementos de frontera. Con el fin de reducir el número de operaciones por cada cálculo de la solución fundamental, en lo que sigue, se hacen dos manipulaciones matemáticas especiales. Primero, se agrupan los términos adecuadamente a no repetir muchas operaciones; segundo, cuando el argumento se aproxima a cero, la solución dinámica se puede aproximar con una serie más sencilla cuyo número de términos es menor hasta con la solución estática. Estas dos características de la implementación reducen considerablemente el tiempo del cálculo.

Las soluciones fundamentales para un problema elástico dinámico estacionario de deformación plana están expresadas como

$$U_{ij} = \frac{1}{2\pi G} [A\delta_{ij} - Br_{,i}r_{,j}] \quad (B.1)$$

$$T_{ij} = \frac{1}{2\pi r} [Cr_{,n} \delta_{ij} + Dr_{,i}r_{,j,n} + Er_{,i}n_{,j} + Cr_{,j}n_{,i}] \quad (B.2)$$

donde

$$A = K_0\left(\frac{pr}{c_2}\right) + \frac{c_2}{pr} K_1\left(\frac{pr}{c_2}\right) - \frac{c_2^2}{c_1^2} \frac{c_1}{pr} K_1\left(\frac{pr}{c_1}\right) \quad (B.3)$$

$$B = K_2\left(\frac{pr}{c_2}\right) - \frac{c_2^2}{c_1^2} K_2\left(\frac{pr}{c_1}\right) \quad (B.4)$$

$$C = rA_{,r} - B \quad (B.5)$$

$$D = 2(2B - rB_{,r}) \quad (B.6)$$

$$E = \left(\frac{c_1^2}{c_2^2} - 2\right)(rA_{,r} - rB_{,r} - B) - 2B \quad (B.7)$$

y G es el módulo cortante, c_1 y c_2 son velocidad longitudinal y cortante respectivamente, r es la distancia entre el punto de campo y el de colocación; $p = i\omega$, $i = \sqrt{-1}$, ω la frecuencia circular; y $()_{,r} = \partial()/\partial r$, $()_{,n} = \partial()/\partial n$, y etc. K_0 , K_1 y K_2 son funciones modificadas de Bessel del primer, segundo y tercer orden, respectivamente.

Las expresiones de recurrencia de la función de Bessel que son útiles para el fin de este trabajo son

$$K_2(z) = K_0(z) + (2/z)K_1(z) \quad (B.8)$$

$$K_0'(z) = -K_1(z) \quad (B.9)$$

$$K_1'(z) = -K_0(z) - K_1(z)/z \quad (B.10)$$

$$K_2'(z) = -K_1(z) - (2/z)K_2(z) \quad (B.11)$$

donde $()' = \partial()/\partial z$. Utilizando (B.8) a (B.11), (B.5) a (B.7) se reescriben como

$$C = -\frac{pr}{c_2} K_1\left(\frac{pr}{c_2}\right) - 2K_1\left(\frac{pr}{c_2}\right) + 2\frac{c_2^2}{c_1^2} K_2\left(\frac{pr}{c_1}\right) \quad (B.12)$$

$$D = 8K_2\left(\frac{pr}{c_2}\right) - 8\frac{c_2^2}{c_1^2} K_2\left(\frac{pr}{c_1}\right) + 2\frac{pr}{c_2} K_1\left(\frac{pr}{c_2}\right) - 2\frac{c_2^2}{c_1^2} \frac{pr}{c_1} K_1\left(\frac{pr}{c_1}\right) \quad (B.13)$$

$$E = \left(2 \frac{c_2^2}{c_1^2} - 1\right) \frac{pr}{c_1} K_1\left(\frac{pr}{c_1}\right) - 2K_2\left(\frac{pr}{c_2}\right) + 2 \frac{c_2^2}{c_1^2} K_2\left(\frac{pr}{c_1}\right) \quad (\text{B.14})$$

El siguiente paso a seguir es desarrollar expresiones de las funciones K_0 , K_1 y K_2 . Para ellos, las fórmulas (9.6.10) a (9.6.13) listadas en el manual de Abramowitz y Stegun (1972) fueron recordadas. Combinando estas fórmulas, se tienen

$$K_0(z) = -[\ln(z/2) + \gamma] + \sum_{n=1}^{\infty} c_n(z) \frac{(z^2/4)^n}{(n!)^2} \quad (\text{B.15})$$

$$K_1(z) = 1/z + (z/4)[2\ln(z/2) - 1 + 2\gamma] + (z/4) \sum_{n=1}^{\infty} d_n(z) \frac{(z^2/4)^n}{(n!)^2} \quad (\text{B.16})$$

$$K_2(z) = 2/z^2 - 1/2 + \sum_{n=1}^{\infty} e_n(z) \frac{(z^2/4)^n}{(n!)^2} \quad (\text{B.17})$$

donde

$$a_n = \sum_{k=1}^n (1/k) \quad (\text{B.18})$$

$$b_n = \sum_{k=1}^{n-1} (1/k) - \sum_{k=1}^n (1/k) \quad (\text{B.19})$$

$$c_n(z) = a_n - \ln(z/2) - \gamma \quad (\text{B.20})$$

$$d_n(z) = 2\ln(z/2) - b_n \quad (\text{B.21})$$

$$e_n(z) = a_{n+1} - \gamma(n+1) - b_n/2 - n\ln(z/2) \quad (\text{B.22})$$

y $\gamma = 0.5772156649$ es la constante de Euler.

Sustituyendo (B.15) a (B.17) en (B.3), (B.4), (B.12) a (B.14) se tiene

$$\Theta = \Theta_{\text{EST}} + \Theta_0 + \sum_{n=1}^{\infty} \Theta_n \quad (\text{B.23})$$

y Θ representa uno de A, B, C, D y E. Además,

$$A_{\text{EST}} = -\frac{1}{2} \left(1 + \frac{c_2^2}{c_1^2}\right) \ln r \quad (\text{B.24})$$

$$A_0 = -\frac{1}{2} \ln\left(\frac{p}{2c_2}\right) - \frac{c_2^2}{c_1^2} \frac{1}{2} \ln\left(\frac{p}{2c_1}\right) - \gamma + \frac{1-2\gamma}{4} \left(\frac{c_1^2}{c_2^2} - 1\right) \quad (\text{B.25})$$

$$A_n = e_n(z_2) \frac{(z_2^2/4)^n}{(n!)^2} + \frac{1}{2} \frac{c_2^2}{c_1^2} d_n(z_1) \frac{(z_1^2/4)^n}{(n!)^2} \quad (\text{B.26})$$

$$B_{\text{EST}} = -\frac{1}{2} \left(1 - \frac{c_2^2}{c_1^2}\right) \quad (\text{B.27})$$

$$B_0 = 0 \quad (\text{B.28})$$

$$B_n = e_n(z_2) \frac{(z_2^2/4)^n}{(n!)^2} - e_n(z_1) \frac{(z_1^2/4)^n}{(n!)^2} \quad (\text{B.29})$$

$$C_{\text{EST}} = -\left(1 + \frac{c_2^2}{c_1^2}\right) \quad (\text{B.30})$$

$$C_0 = -z_2^2 \left[\frac{1}{2} \ln(z_2/2) + 1/4 - \gamma/2\right] - z_1^2 \left[\ln(z_2/2) - 1/2 + \gamma\right] \quad (\text{B.31})$$

$$C_n = -[z_2(z_2+2)/4] d_n(z_2) \frac{(z_2^2/4)^n}{(n!)^2} + 2 \frac{c_2^2}{c_1^2} e_n(z_1) \frac{(z_1^2/4)^n}{(n!)^2} \quad (\text{B.32})$$

$$D_{\text{EST}} = -2 \left(1 - \frac{c_2^2}{c_1^2}\right) \quad (\text{B.33})$$

$$D_0 = -z_2^2 (\ln z_2 - \ln z_1) \quad (\text{B.34})$$

$$D_n = [8e_n(z_2) + z_2^2 d_n(z_2)] \frac{(z_2^2/4)^n}{(n!)^2} - \frac{c_2^2}{c_1^2} [8e_n(z_1) + z_1^2 d_n(z_1)] \frac{(z_1^2/4)^n}{(n!)^2} \quad (\text{B.35})$$

$$E_{\text{EST}} = \frac{c_2^2}{c_1^2} \quad (\text{B.36})$$

$$E_0 = \left(2 \frac{c_2^2}{c_1^2} - 1\right) (z_1^2/4) [2 \ln(z_1/2) - 1 + 2\gamma] \quad (\text{B.37})$$

$$E_n = \left[\left(2 \frac{c_2^2}{c_1^2} - 1\right) (z_1^2/4) d_n(z_1) + 2 \frac{c_2^2}{c_1^2} e_n(z_1)\right] \frac{(z_1^2/4)^n}{(n!)^2} - 4e_n(z_2) \frac{(z_2^2/4)^n}{(n!)^2} \quad (\text{B.38})$$

$$z_1 = \frac{pr}{c_1} \quad (\text{B.39})$$

$$z_2 = \frac{pr}{c_2}$$

(B.40)

En (B.23), el primer término con subíndice EST corresponde al coeficiente del caso estático. Dependiendo del orden de magnitud de los términos z_1 y z_2 , los coeficientes de alto orden con subíndice n pueden ignorarse.

APENDICE B ELEMENTO VIGA (MARCO PLANO)

En este apéndice se exponen los aspectos principales de elementos de marco plano que se usan en la modelación numérica de la losa de concreto, la cual forma una parte importante de la estructura de presas de enrocamiento con cara de concreto. Debido a que estos elementos no son muy conocidos para ingenieros geotécnicos, a continuación se presentan primero con cierto detalle los elementos viga que son de carácter unidimensional y después se les reformula para el caso bidimensional en que los elementos viga se transforman en los de marco plano.

B.1 Elementos viga

Los elementos viga que se consideran aquí son isoparamétricos con dos nudos. Estos elementos son diferentes de aquellos normalmente utilizados para modelar las vigas en dos aspectos: (1) se pueden analizar efectos de deformación por cortante que son significantes cuando el peralte de la viga es relativamente grande comparado con su longitud; (2) las cargas externas, si son normales (laterales) y distribuidas, pueden discretizarse en el análisis como cargas nodales y no se requiere convertirlas en momentos nodales como se hace con los elementos viga convencionales. Esta última característica de los elementos viga isoparamétricos es especialmente atractiva para el fin de esta tesis porque su uso no solamente facilita la preparación de datos sino también hace que las cargas externas (como presiones de agua) sean consistentes tanto para elementos no estructurales (enrocados) como para los estructurales (cara de concreto). Las siguientes formulaciones siguen esencialmente las expuestas por Hinton y Owen (1977).

Hipótesis de trabajo

Según la teoría de vigas, en una viga deformada se presentan desplazamientos normales (deflexión normal) y axiales (deflexión axial) pero todos ellos en un solo

plano. Convencionalmente se considera que la normal al eje neutro se mantiene como una línea recta después de que la viga se deforme. Sin embargo esto ya no es cierto cuando el espesor de la viga es relativamente grande y la normal se desvía de la línea recta. Si la deformación es pequeña, el ángulo de rotación puede aproximarse como

$$\theta = \frac{\partial w}{\partial x} + \phi \quad (B.1)$$

donde $\frac{\partial w}{\partial x}$ es la pendiente de la normal al eje neutro y ϕ una rotación extra debida a efectos cortantes transversales, y w denota la deflexión normal. Nótese que el eje neutro coincide con el eje de coordenada x . Considerando que la viga también está sujeta a una carga axial que produce deformación axial denotada por u , la energía potencial total de la viga puede expresarse como

$$\begin{aligned} \pi = & \frac{1}{2} \int EI \left(\frac{\partial \theta}{\partial x} \right)^2 dx + \frac{1}{2} \int S \phi^2 dx + \frac{1}{2} \int EA \left(\frac{\partial u}{\partial x} \right)^2 dx \\ & - \int q w dx - \sum P u - \sum M \theta - \sum V w \end{aligned} \quad (B.2)$$

donde EI , S y EA son rigidez al momento flexionante, a la fuerza cortante y a la fuerza axial respectivamente. E es el módulo de elasticidad, I , el momento de inercia, A , el área de la sección transversal, y $S = GA/\alpha$, donde G es el módulo cortante y α el factor de forma que toma en cuenta el efecto de alabeo de la sección (warping). P , M y V son carga axial, momento flexionante y carga lateral respectivamente y todos ellos son de carácter externo y concentrado. Además q es la carga normal (lateral) distribuida externa. La sumatoria \sum es sobre todos los nudos del sistema. Con la expresión para la energía potencial (B.2) es muy fácil obtener las matrices de rigidez y el vector de carga siguiendo los pasos convencionales en el tratamiento con los elementos no estructurales y sin requerir ninguna manipulación matemática orientada especialmente a las vigas.

Formulación de elementos finitos

Primero, se supone que cada elemento tiene dos nudos, consecuentemente el vector de desplazamiento nodal, el de deformación y el de esfuerzo para cada elemento está definido respectivamente como

$$\{\delta\} = (u_1, w_1, \theta_1, u_2, w_2, \theta_2)^T \quad (B.3)$$

$$\{\epsilon\} = \left(\frac{\partial u}{\partial x}, \phi, \frac{\partial \theta}{\partial x} \right)^T \quad (B.4)$$

$$\text{y } \{\sigma\} = (P^{INT}, V^{INT}, M^{INT}) \quad (B.5)$$

donde P^{INT} , M^{INT} , V^{INT} son fuerza axial, momento flexionante y fuerza cortante respectivamente, y todos ellos son fuerzas internas o elementos mecánicos como suelen denominarse en la teoría de vigas. La deformación y el esfuerzo está relacionado por la siguiente ecuación constitutiva:

$$\{\sigma\} = [D] \{\epsilon\} \quad (B.6)$$

$$y \quad [D] = \begin{bmatrix} EA & 0 & 0 \\ 0 & S & 0 \\ 0 & 0 & EI \end{bmatrix} \quad (B.7)$$

Empleando el concepto de elementos isoparamétricos, u , ϕ y θ pueden expresarse como una función lineal en términos de sus correspondientes cantidades nodales:

$$u = \sum N_i u_i \quad (B.8)$$

$$\phi = \sum N_i \phi_i \quad (B.9)$$

$$\theta = \sum N_i \theta_i \quad (B.10)$$

donde N_i es la función de forma y la sumatoria \sum es sobre todos los nudos en un elemento. De tal manera que el vector de deformación $\{\epsilon\}$ puede correlacionar al vector de desplazamiento nodal $\{\delta\}$ mediante la matriz $[B]$ como

$$\{\epsilon\} = [B] \{\delta\} \quad (B.11)$$

donde

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{\partial N_1}{\partial x} & N_1 & 0 & -\frac{\partial N_2}{\partial x} & N_2 \\ 0 & 0 & \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial N_2}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (B.12)$$

y en su derivación de (B.12) han sido usado las ecs. (B.1), (B.3) y (B.4). Finalmente la ecuación de equilibrio es

$$[K] \{\delta\} = \{f\} \quad (B.13)$$

donde la matriz de rigidez $[K]$ está expresada como

$$[K] = \int [B]^T [D] [B] dx \quad (B.14)$$

que toma la forma estandar de la matriz de rigidez.

El vector de carga $\{f\}$ aparecido en la ec. (B.13) tiene la siguiente forma

$$\{f\} = \{ P_1, V_1, M_1, P_2, V_2, M_2 \}^T \quad (B.15)$$

donde P_1 , M_1 y V_1 son cargas o momentos concentrados en el nudo 1. Si se presenta una carga distribuída q , se la transforma a la carga concentrada mediante

$$V_1 = \int N_1 q \, dx, \quad i = 1, 2 \quad (B.16)$$

Tal tratamiento con la carga distribuída es distinto de lo convencional ya que en éste la carga distribuída tiene que convertirse en momentos nodales en el lugar de cargas nodales.

Después de obtener la solución de la ecuación de equilibrio ensamblada globalmente, o bien el vector de desplazamientos nodales $\{\delta\}$ se calcula, para cada elemento, el vector de deformación $\{\epsilon\}$ con la ec. (B.11) y luego el vector de esfuerzo $\{\sigma\}$ con

$$\{\sigma\} = [K] [B] \{\delta\} \quad (B.17)$$

de la cual se obtienen directamente los elementos mecánicos de la viga que son esenciales para el fin de diseño.

Integración de Gauss reducida

En el cálculo de la matriz de rigidez (B.14) se requiere efectuar la integración mediante el esquema de integración de Gauss. Para elementos estructurales como vigas y placas, es importante emplear un esquema de integración reducida con el fin de eliminar un efecto llamado "locking" por el cual el elemento tiene una rigidez irracionalmente grande. Por ejemplo, para un elemento lineal, se utiliza un punto de integración en lugar de dos que son normalmente utilizados para los elementos no estructurales. Existen dos tipos de integración reducida, uniforme y selectiva. En la primera, se evalúan todas las componentes de la matriz de rigidez reduciendo un orden de integración y en la segunda, la reducción se efectúa solamente para aquellas componentes asociadas con la deformación por cortante. Cálculos numéricos indican que es muy importante seleccionar un óptimo esquema de integración reducida para lograr resultados buenos.

B.2 Elementos marco plano

Cuando el eje neutro de la viga ya no coincide con uno de los ejes del sistema de coordenada de referencia, los elementos de viga se convierten en los de marco plano. Los resultados obtenidos arriba con los elementos de viga pueden utilizarse directamente para los elementos marco plano con sólo realizar una transformación de coordenada, que transforma las cantidades en el sistema local a las del sistema global.

Se define la matriz de transformación $[T]$ como

$$[T] = \begin{bmatrix} [\lambda] & [0] \\ [0] & [\lambda] \end{bmatrix} \quad (B.18)$$

donde $[0]$ define una matriz nula de 3×3 y $[\lambda]$ está expresada como

$$[\lambda] = \begin{bmatrix} \cos \beta & \sin \beta & 0 \\ -\sin \beta & \cos \beta & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (B.19)$$

donde β es el ángulo que forma el eje neutro y el eje de coordenada x . Nótese que el

eje neutro también tiene dirección: el eje toma dirección positiva cuando va desde el punto nodal local 1 hacia el punto 2. Una característica importante de la matriz de transformación es que

$$[T]^T [T] = [I] \quad (B.20)$$

donde [I] es la matriz unidad de 6x6.

Consecuentemente la matriz de rigidez global $[\bar{K}]$ puede calcularse como

$$[\bar{K}] = [T]^T [K] [T] \quad (B.21)$$

y el vector de carga global $\{\bar{f}\}$ como

$$\{\bar{f}\} = [T] \{f\} \quad (B.22)$$

Si las cargas se suministran al problema en el sistema de coordenada global, la solución del problema también proporciona como resultado el vector de desplazamientos global $\{\bar{\delta}\}$ y éste puede transformarse al sistema local como

$$\{\delta\} = [T] \{\bar{\delta}\} \quad (B.23)$$

Con este vector de desplazamiento nodal en el sistema local se pueden emplear directamente las ecs. (B.11) y (B.17) para obtener deformaciones y esfuerzos en el sistema local que son de interés para el diseño.

REFERENCIAS

Abramowitz M. y Stegun, I. A. (Editores) (1972), "Handbook of Mathematical Functions," Dover Publications, Inc., New York

Ahmad, S. y Banerjee, P. K. (1988), "Multi-domain BEM for two-dimensional problems of elastodynamics," International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.26, 891-911

Ahmad, S., Israil, A. S. M. y Chen, K. (1988), "Comparison of dynamic stiffness of rigid square and rectangular foundations by DBEM and IBEM," International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.12, 657-678

Apsel, R. J. y Luco J. E. (1983a), "On the Green's functions for a layered half-space, part I," Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.73, 909-929

Apsel, R. J. y Luco J. E. (1983b), "On the Green's functions for a layered half-space, part II," Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.73, 931-951

Arrau, L., Ibarra, I. y Noguera, G. (1985), "Performance of Cogoti dam under seismic loading," Proc. of the Symposium Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance, ASCE, Detroit, 1-14

Balas, J., Sladek, J. y Sladek, V. (1989), "Stress Analysis by Boundary Element Methods", Elsevier, Amsterdam

Banerjee, P. K. y Butterfield R. (1981), Boundary Element Methods in Engineering Science, McGraw-Hill, London

Bayo, E. y Wilson, E. L. (1983), "Numerical techniques for the evaluation of soil-structure interaction effects in the time domain," Reporte UCB/EERC-83/04, Universidad de California, Berkeley, California

Belytschko, T., Chang, H. S. y Lu, Y. Y. (1989), "A variationally coupled finite element-boundary element method," Computers & Structures, Vol.33, 17-20

Belytschko, T. y Lu, Y. Y. (1991), "Singular integration in variationally coupled FE-BE method," Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol. 117, No.4, 820-835

Brebbia, C. A. (1978), "The Boundary Element Method for Engineers," Pentech Press, London

Brebbia, C. A., Telles, J. C. F. y Wrobel, L. C. (1984), "Boundary Element Techniques," Springer-Verlag, Berlin

Bureau, G., Volpe, R. L., Roth, W. H. y Udaka, T. (1985) "Seismic analysis of concrete face rockfill dams," Proc. of the Symposium Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance, ASCE, Detroit, 479-508

Casinader, R. (1987), Discussion, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, 1231-1234

Chakrabarti, P y Chopra, A. K. (1973), "Earthquake analysis of gravity dams including hydrodynamic interaction," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.2, 143-160

Chopra, A. K. (1967), "Hydrodynamic pressures on dams during earthquakes," Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 93, SM2, 65-81

Chopra, A. K., Chakrabarti y Gupta S. (1980), "Earthquake response of concrete gravity dams including hydrodynamic and foundation interaction effects," Reporte UCB/EERC-80/01, Universidad de California, Berkeley, California

Christian, J. T., Roesset, J. M., y Desai, C. S. (1977), "Two- and three-dimensional dynamic analyses," en Numerical Methods in Geotechnical Engineering, editado por C. S. Desai y J. T. Christian, McGraw-Hill, New York

Clayton, R. y Engquist, B. (1977), "Absorbing boundary conditions for acoustic and elastic wave equations", Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 67, 1529-1540

Clough, R. W. y Woodward, R. J. (1967), "Analysis of embankment stresses and deformations," Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE Vol. 93, SM4, 529-549

Clough, R. W. y Penzien, J. (1975), "Dynamics of Structures", McGraw-Hill, New York

Clough, R. W., Chang K.-T, Chen H.-Q y Ghannat Y. (1985), "Dynamic interaction effects in arch dams," Reporte UCB/EERC-85/11, Universidad de California, Berkeley, California

Cooke, J. B. (1984), "Progress in rockfill dams, 18th Terzaghi lecture," Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 110, 1381-1414

Cooke, J. B. y Sherard, J. L. (1987), "Concrete-face rockfill dam: II. Design," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 113, 1113-1132

Cooke, J. B. (1991), "The concrete-faced rockfill dam", *Water Power & Dam Construction*, Enero, 11-15

Cruse, T. A. (1988), "Boundary Element Analysis in Computational Fracture Mechanics," Kluwer Academic Publishers, Dordrecht

Dafalias, Y. F. y Herrmann, L. R. (1982) "Bounding surface formulation of soil 'plasticity'," *Soil Mechanics—Transient and Cyclic Loads*, Capítulo 10, eds. G. N. Pande y O. C. Zienkiewicz, Wiley, 253-283

Darbe, G. R. (1990), "Seismic Analysis of non-linearly based-isolated soil-structure interaction reactor building by way of the hybrid frequency-time-domain procedure," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.19, 725-738

DDF (1987), "Normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto," México D. F.

Desai, C. S. y Abel, J. F. (1972), "Introduction to the Finite Element Method", Van Nostrand Reinhold, New York

Duncan, J. M. y Chang, C. Y. (1970), "Nonlinear analysis of stress and strain in soils," *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 96, 1629-1653

El-Aidi, B. y Hall, J. F. (1989), "Non-linear earthquake response of concrete gravity dams part 1: modelling," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.18, 837-852

Elgamal, A.-W., M., Scott, R. F., Succariek, M. F. y Yan, L. (1990), "La Villita dam response during five earthquakes including permanent deformation," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 116, 1443-1462

Fenves, G. L. y Chopra, A. K. (1983), "Effects of reservoir bottom absorption on earthquake response of concrete gravity dams," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.11, 809-829

Fenves, G. L. y Vargas-Loli, L. M. (1988), "Nonlinear dynamic analysis of fluid-structure systems," *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 114, EM2, 219-240

Fenves, G. L., Mojtahedi, S. y Reimer, R. B. (1989), "ADAP-88, a computer program for nonlinear earthquake analysis of concrete arch dams," *Reporte UCB/EERC-89/12*, Universidad de California, Berkeley, California

Finn, W. D. L. (1977), "An effective stress model for liquefaction," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 103, GT6, 517-533

Finn, W. D. L. y Yogendrakumar, M. (1989), "Comparative assesment of methods for dynamic effective stress analysis," *Proc. III Int. Symp. on Numerical Models in Geomechanics*, 330-339, Niagara Falls

Fitzpatrick, M. D., Liggins, T. B., Lack, L. J. y Knoop, B. P. (1973), "Instrumentation and performance of Cethana dam," Q.42, R.9, XI Congreso

Internacional de Grandes Presas, Madrid

Fitzpatrick, M. D., Cole, B. A., Kinstler, F. L. y Knoop, B. P. (1985), "Design of concrete-faced rockfill dams," Proc. of the Symposium Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance, ASCE, Detroit, 410-434

Fung, Y. C. (1969), "A First Course in Continuum Mechanics," Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N. J.

Ghaboussi, J. y Hendro, Jr., A. J. (1984), "Seismic hydrodynamic forces on rock slopes," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 110, 1042-1058

Gazetas, G. y J. M. Roesset (1979), "Vertical vibrations of machine foundation," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 105, 1435-1454

Gazetas, G. y Dakoulas, P. (1991), "Aspects of seismic analysis and design of rockfill dams (state of the art paper)," Proc. of II Int. Conf. on Recent Advances in Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. II, 1851-1888

Givoli, D. y Keller, J. B. (1989), "A finite element method for large domains," Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol.76, 41-66

Hacelas, J. E., Ramirez, C. A. y Regalado, G. (1985), "Construction and performance of Salvajina dam," Proc. of the Symposium Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance, ASCE, Detroit, 286-315

Hacelas, J. E. y Ramirez C. A. (1986), "Salvajina: a concrete-faced dam on a difficult foundation," Water Power & Dam Construction, Junio, 18-24

Hall, J. F. y Chopra, A. K. (1982), "Hydrodynamic effects in the response of concrete gravity dams," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, 333-345

Hall, J. F. y Chopra, A. K. (1983), "Dynamic analysis of arch dams including hydrodynamic effects," Journal of Engineering Mechanics, ASCE, Vol.109, 149-167

Hall, J. F. (1988), "The dynamic and earthquake behaviour of concrete dams: review of experimental behaviour and observational evidence," Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol.7, 58-121

Han, G., X. Kong y J. Li (1988), "Dynamic experiments and numerical simulations of model concrete-face rockfill dams," Proc. IX World Conf. on Earthquake Engineering, Vol. VI., Tokyo-Kyoto

Harder, Jr., L. F. (1991), "Performance of earth dams during the Loma Prieta earthquake," Proc. of II Int. Conf. on Recent Advances in Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. II, 1613-1630

Hashiguchi, K. (1989), "Theoretical assessments on basic structures of elastoplastic constitutive models," Constitutive Equations for Granular Non-Cohesive Soils, Eds. A. Saada y G. Bianchini, Balkema

Hinton, E. y Owen, D. R. J. (1977), "Finite Element Programming," Academic Press, London

- Hryniewixz, Z. (1981), "Dynamic response of a rigid strip on an elastic half-space," *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol.25, 355-364
- Hughes, T. J. (1987), "The Finite Element Method, Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis," Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J.
- Humar, J. L. y Jablonski, A. M. (1988), "Boundary element reservoir model for seismic analysis of gravity dams," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.16, 1129-1156
- Idriss, I. M. y Seed, H. B. (1968), "Seismic response of horizontal soil layers," *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE vo. 94, SM4, 1003-1031
- Idriss, I. M., Lysmer, J., Hwang, R. y Seed, H. B. (1973), "QUAD4: A computer program for evaluating the seismic response of soil structures by variable damping finite element procedures," *Reporte UCB/EERC-73/16*, Universidad de California, Berkeley, California
- Idriss, I. M., Dobry, R. y Singh, R. D. (1978), "Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 104, GT12, 1427-1447
- Imalzumi, H. y Sardinha, A. (1985), "A study of deformations in concrete faced rockfill dams," *Proc. of the Symposium Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance*, ASCE, Detroit, 528-540
- Jablonski, A. M. y Humar, J. L. (1990), "Three-dimensional boundary element reservoir model for seismic analysis of arch and gravity dams," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.19, 359-376
- Jirousek, J. y Guex, L. (1986), "The hybrid-Trefftz finite element model and its application to plate bending," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol.23, 651-693
- Kagawa, T., Mejía, L., Seed, H. B. y Lysmer, J. (1981), "TLUSH: A computer program for the three-dimensional dynamic analysis of earth dams," *Reporte UCB/EERC-81/14*, Universidad de California, Berkeley, California
- Kausel, E. (1988), "Local transmitting boundaries," *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 114, 1011-1027
- Kausel, E. y Peek, R. (1982), "Dynamic loads in the interior of a layered stratum: An explicit solution," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.72, 1459-1481
- Kawase, H. (1988), "Time-domain response of a semi-circular canyon for incident SV, P, and Rayleigh waves calculated by the discrete wave number boundary element method," *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.78, 1415-1437
- Khalid, S., Singh, B., Nayak, G. C. y Jain, O. P. (1990), "Nonlinear analysis of concrete face rockfill dam," *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.116, 822-837
- Kondner, R. L. (1963), "Hyperbolic stress-strain response: Cohesive soils," *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, ASCE, Vol. 89, 115-143

- Kulhawy, F. H. y Duncan, J. M. (1972), "Stresses and movements on Oroville Dam," *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 98, 653-665
- Kutter, B. L. (1984), "Earthquake deformation of centrifuge model banks," *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 110, 1697-1714
- Kutter, B.L. y James, R. G. (1989), "Dynamic centrifuge model tests on clay embankments," *Geotechnique*, Vol. 39, 91-106
- Lacy, S. J. y Prevost, J. H. (1988), "Numerical analysis of the nonlinear earthquake response of an earth dam," *Numerical Methods in Geomechanics (Innsbruck)*, vol. 3, ed. por G. Swoboda, Balkema, Rotterdam, 1791-1798
- Liao, Z. P. y Wong, H. L. (1984), "A transmitting boundary for the numerical simulation of elastic wave propagation," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 3, 174-183
- Lotfi, V. (1985), "Analysis of the response of dams to earthquakes," Tesis Doctoral, Universidad de Texas, Austin
- Lotfi, V., Roesset, J. M. y Tassoulas, J. L. (1987), "A technique for the analysis of the response of dams to earthquakes," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 15, 463-490
- Luco, J. E. y Westmann, R. A. (1968) "Dynamic response of a rigid footing bonded to an elastic halfspace," *Journal of Applied Mechanics, ASME*, Vol. 35, 697-705
- Lysmer, J. y Kuhlemeyer, R. L. (1969), "Finite dynamic model for infinite media," *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, Vol. 95, 859-877
- Lysmer, J, Udaka, T, Seed, H. B. y Hwang, R. (1974), "LUSH: A computer program for complex response analysis of soil structure systems," Reporte UCB/EERC-74/04, Universidad de California, Berkeley, California
- Lysmer, J, Udaka, T, Tsai, C.-F. y Seed, H. B. (1975), "FLUSH: A computer program for approximate 3-D analysis of soil-structure interaction problems," Reporte UCB/EERC-75/30, Universidad de California, Berkeley, California
- Manolis, G. D. y Beskos, D. E. (1981), "Dynamic stress concentration studies by boundary integrals and Laplace transform," *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol.17, 573-599
- Martin, P. P. y Seed H. B. (1978), "MASH, a computer program for the non-linear analysis of vertical propagating shear waves in horizontally layered deposits," Reporte UCB/EERC-78/23, Universidad de California, Berkeley, California
- Martin, P. P. y Seed H. B. (1982), "One-dimensional dynamic ground response analyses," *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, Vol. 108, 935-952
- Millet, J. C., Louis, F. y Robert, F. (1985), "Design, construction and performance of Fades dam", *Proc. of the Symposium Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance, ASCE, Detroit*, 27-39

Montañez, L. E. (1991), "Estudios para la junta perimetral," Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, CFE, 31-46

Mroz, Z. Norris, V. A. y Zienkiewicz, O. C. (1978), "An anisotropic hardening model for soils and its application to cyclic loading," *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 2, 203-221

Newmark, N. M. (1965), "Effects of earthquakes on dams and embankments," *Geotechnique*, Vol. 5, 139-160

Newmark, N. M. y Rosenblueth, E. (1971), "Fundamentals of Earthquake Engineering", Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs

Nowak, P. S. y Hall, J. F. (1990), "Arch dam response to nonuniform seismic input," *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 116, 125-139

Olson, L. G. y Bathe, K.-J. (1985), "Analysis of fluid-structure interactions, a direct symmetric coupled formulation based on the fluid velocity potential," *Computers & Structures*, Vol.21, 21-32

Omachi, T. y Aral, Y. (1988), "Dynamic failure of rockfill models simulated by the distinct element method," *Numerical Methods in Geomechanics (Innsbruck)*, vol. 3, ed. por G. Swoboda, Balkema, Rotterdam, 1855-1860

Pande, G. N., Beer, G. y Williams, J. R. (1990), "Numerical Methods in Rock Mechanics," John Wiley & Sons Ltd, Chichester

Pastor, M, Zienkiewicz, O. C. y Chan, A. H. C. (1990), "Generalized plasticity and the modelling of soil behaviour," *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 14, 151-190

Pinto, N. L. de S., Fihlo, P. L. M. y Maurer, E. (1985), "Foz de Areia—Design, construction and behaviour," *Proc. of the Symposium Concrete Face Rockfill Dams—Design, Construction, and Performance*, ASCE, Detroit, 173-191

Prevost, J.-H. (1978), "Plasticity theory for soil stress-strain behavior," *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE, Vol. 104, 1611-1620

Regalado, G, Materon, B, Ortega, J. W. y Vargas, J. (1982), "Alto Anchicaya concrete face rockfill dam behavior of the concrete membrane," Q.55, R.30, XIV Congreso Internacional de Grandes Presas, Rio de Janeiro

Reséndiz, D. N. y Romo, M. P. (1972), "Analysis of embankment deformations," *Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, ASCE, Vol. 1, parte 1, 817-836

Reséndiz, D. N. (1983), "Criterios de diseño," capítulo 4, *Presas de Tierra y Enrocamiento*, eds. por R. J. Marsal y D. Reséndiz, Limusa, México

Roesset, J. M., Whitman, R. V. y Dobry, R. (1973), "Modal analysis for structures with foundation interaction", *Journal of Structural Division*, ASCE, Vol.99, No.ST3, Marzo

Romo, M. P., Chen, J. H., Lysmer, J. y Seed, H. B. (1977), "PLUSH: A computer program for probabilistic finite element analysis of seismic soil-structure interaction," *Reporte UCB/EERC-77/01*, Universidad de California, Berkeley, California

Romo, M. P., Ayala, G., Reséndiz, D. y Díaz, C. (1980), "Respuesta dinámica de las presas El Infiernillo y La Villita," Comportamiento de las Presas El Infiernillo y La Villita, Incluido el Sismo de Marzo 14, 1979, CFE, México

Romo, M. P. (1983), "Relaciones entre factor de seguridad y deformación de terraplén," capítulo 14, Presas de Tierra y Enrocamiento, eds. por R. J. Marsal y D. Reséndiz, Limusa, México

Romo, M. P. y Villarraga, M. R. (1989), "Modelo teórico del comportamiento sísmico de presas, El Infiernillo," Serie del Instituto de Ingeniería, No. 518, Mexico

Romo, M. P. (1990), Comunicación personal.

Romo, M. P. (1991), "Análisis sísmico de la presa," Proyecto Hidroeléctrico Aguamilpa, CFE, México, 17-30

Ruge, P. (1989), "The complete Trefftz method," Acta Mechanica, Vol.78, 235-242

SRH, CFE y II, UNAM (1976), "Comportamiento de Presas Construidas en México," Contribución al XI Congreso Internacional de Grandes Presas, México

Saini, S. S., Bettis, P. y Zienkiewicz, O. C. (1978), "Coupled hydrodynamic response of concrete gravity dams using finite and infinite elements," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 6, 363-374

Seed, H. B. e Idriss, I. M. (1970), "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses," Reporte UCB/EERC-70/10, Universidad de California, Berkeley, California

Seed, H. B. y Makdisi, F. I. (1978), "Simplified procedure for estimating dam and embankment earthquake-induced deformations," Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 104, 849-867

Seed, H. B. (1979), "Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams," Geotechnique, Vol. 29, 215-263

Seed, H. B., Seed, R. B., Lai, S. S. y Khamenehpour, B. (1985), "Seismic design of concrete faced rockfill dams," Proc. of the Symposium Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance, ASCE, Detroit, 459-478

Seed, H. B., Wong, R. T., Idriss, I. M. y Tokimatsu, K. (1986), "Moduli and damping factors for dynamic analyses of cohesionless soils," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 122, 1016-1031

Sharan, S. K. (1987), "A non-reflecting boundary in fluid-structure interaction," Computers & Structures, Vol.26, 841-846

Sherard, J. L. (1984), "Trends and debatable aspects in embankment dam engineering," Water Power & Dam Construction, Diciembre, 26-32

Sherard, J. L. (1985), "The upstream zone in concrete-face rockfill dams," Proc. of the Symposium Concrete Face Rockfill Dams-Design, Construction, and Performance, ASCE, Detroit, 618-641

Sherard, J. L. (1987), Discussion, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, 1252-1254

Sherard, J. L. y Cooke, J. B. (1987), "Concrete-face rockfill dam: I. Assesment," Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 113, 1096-1112

Smith, W. D. (1974), "A non-reflecting plane boundary for wave propagation problems," Journal of Computational Physics, Vol. 15, 492-503

Tassoulas, J. L. (1989), "Dynamic soil-structure interaction," en Boundary Element Methods in Structural Analysis, editado por D. E. Beskos, ASCE

Taylor, K. V. (1977), "Design of rockfill dams," capítulo 7 de Handbook of Dam Engineering, ed. por A. R. Golze, Van Nostrand Reinhold Co.

Tsai, C-S. y Lee, G. C. (1987), "Arch dam-fluid interactions: by FEM-BEM and substructure concept," International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.24, 2367-2388

Vallarino, E. (1991), "Tratado Básico de Presas," Paraninfo, S. A.

Waas, G. (1972), "Analysis method for vibrations through layered media," Reporte S-71-14, U. S. Army Engineer Waterways Experimental Station

Wearing, J. L. y Sheikh, M. A. (1988), "A regular indirect boundary element method for thermal analysis," International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.25, 495-515

Wepf, D. H., Wolf, J. P. y Bachmann, H. (1988), "Hydrodynamic-stiffness matrix based on boundary elements for time-domain dam-reservoir-soil analysis," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 16, 417-432

Westergaard, H. W. (1933), "Water pressures on dams during earthquakes," Transaction, ASCE, Vol.98, 418-413

Williams, J. R. (1988), "Discrete element analysis of granular material under dynamic loading," Numerical Methods in Geomechanics (Innsbruck), vol. 3, ed. por G. Swoboda, Balkema, Rotterdam, 1799-1803

Wolf, J. P. (1985), "Dynamic Soil-Structure Interaction," Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N. J.

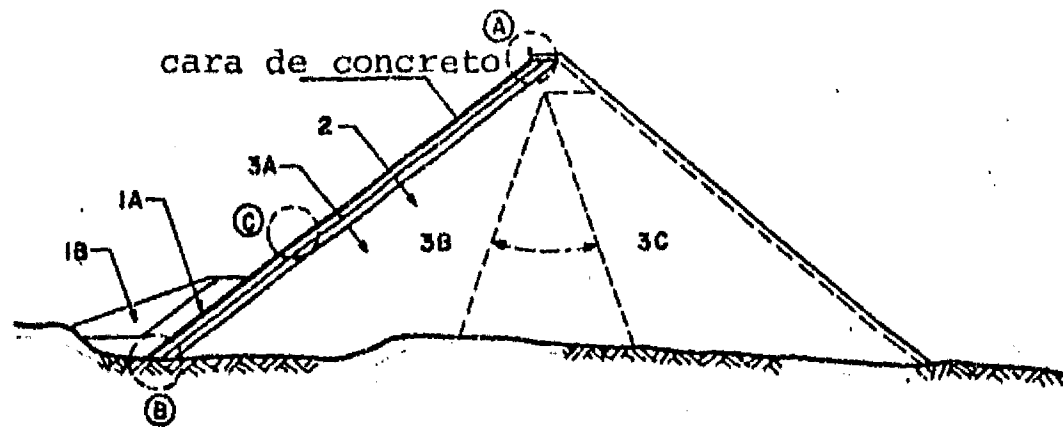
Zielinski, A. P. y Herrera, I. (1987), "Trefftz method: fitting boundary conditions," International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol.24, 871-891

Zienkiewicz, O. C. (1977), "The Finite Element Method", Tercera edición, McGraw-Hill, London

Zienkiewicz, O. C. (1985), "Numerical modelling and geomechanics (Soil-Rock-Concrete)", Capítulo 21, Mechanics of Geomaterials, Ed. por Bazant, Z. P., Wiley Interscience, New York

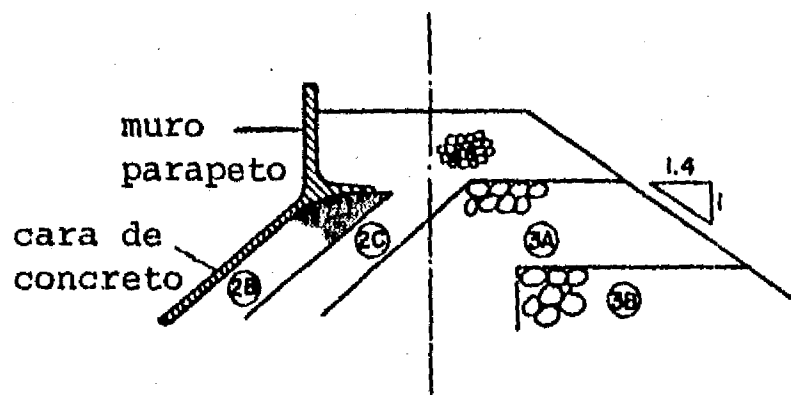
Zienkiewicz, O. C., Paul, D. K. y Hinton, E. (1983), "Cavitation in fluid-structure response (with particular reference to dams under earthquake loading)," Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, 463-481

FIGURAS

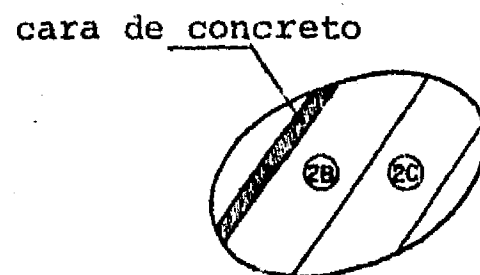


- 1A Suelo impermeable
- 1B Material cualquier
- 2 Grava procesada
- 3A Enrocamiento compactado en estratos delgados

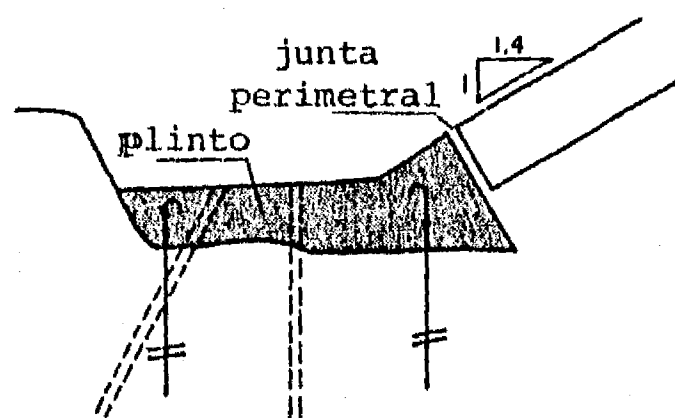
- 3B Enrocamiento de espesor de 1 m
- 3C Enrocamiento de espesor de 1.5 a 2 m



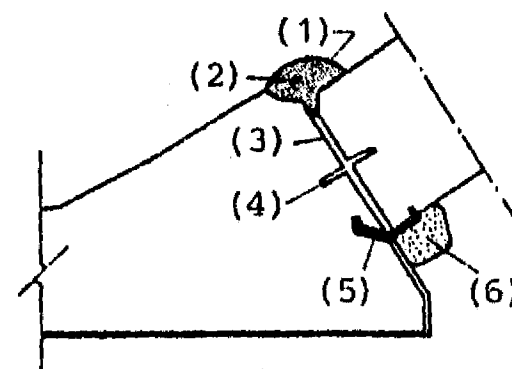
DETALLE A



DETALLE C



DETALLE B



- (1) Banda PVC
- (2) Mastique
- (3) Relleno
- (4) Sello de PVC
- (5) Sello d cobre
- (6) Asfalto con arena

DETALLE DE JUNTA PERIMETRAL

Fig. 2.1 Típica sección de presa de enrocamiento con cara de concreto

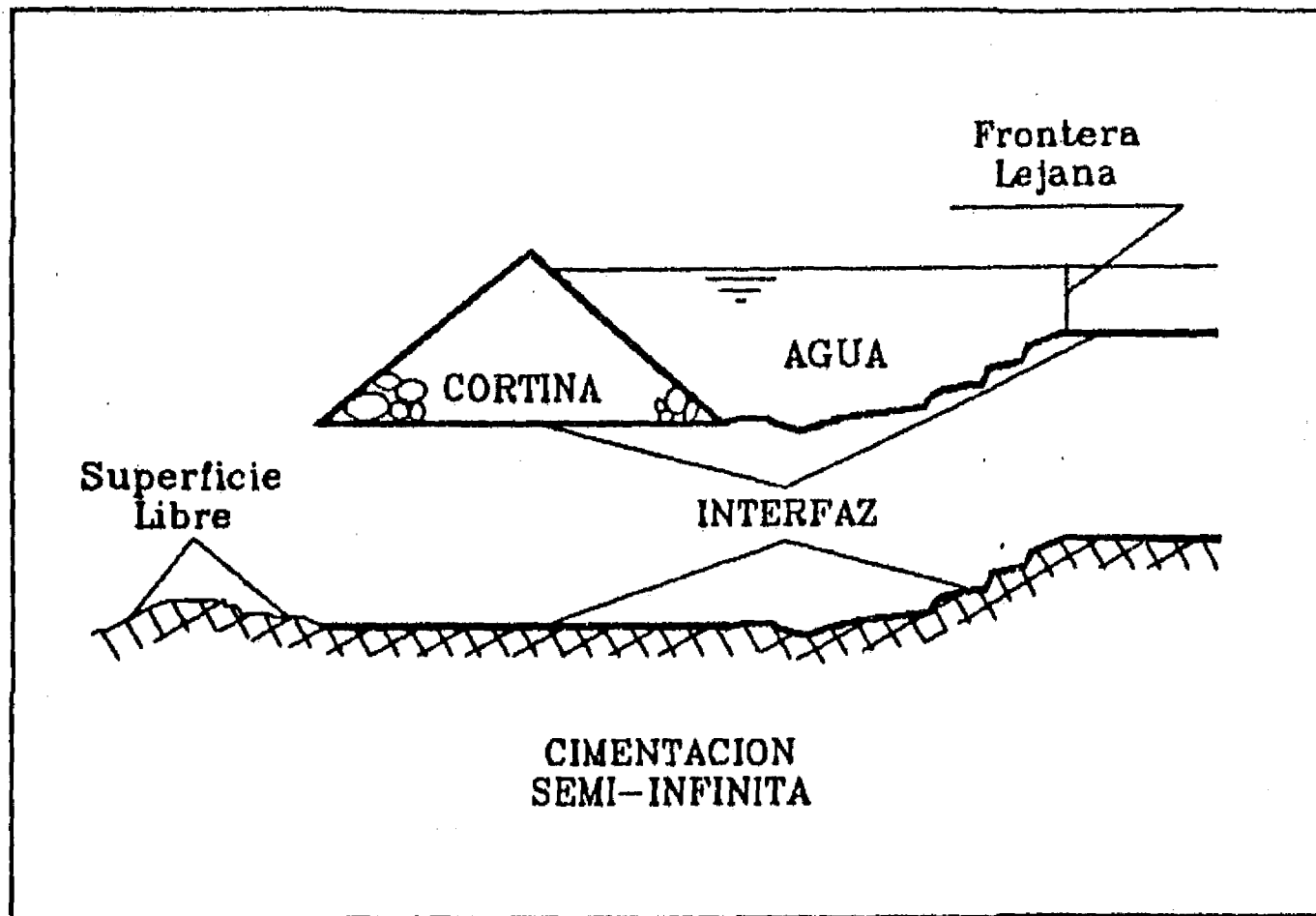
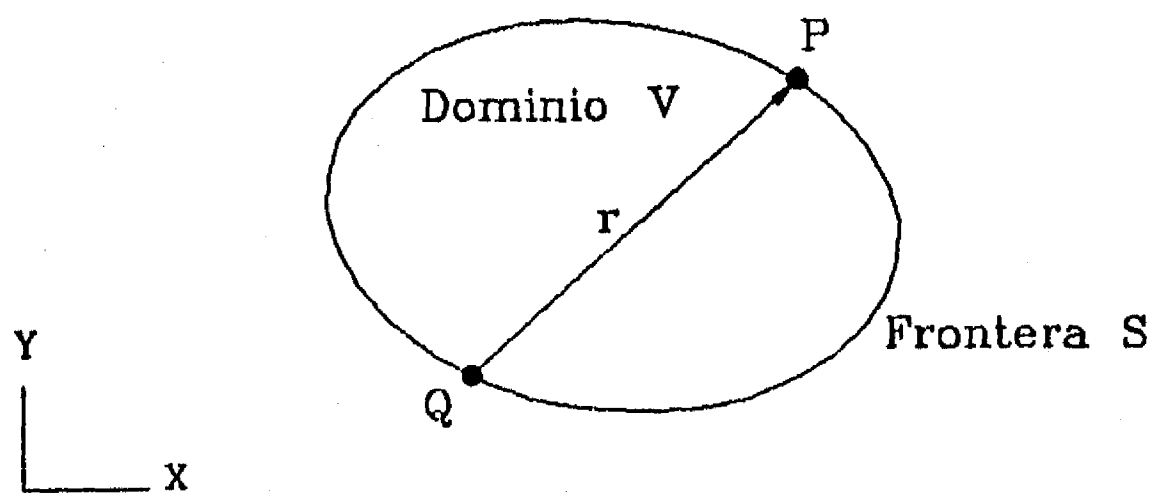
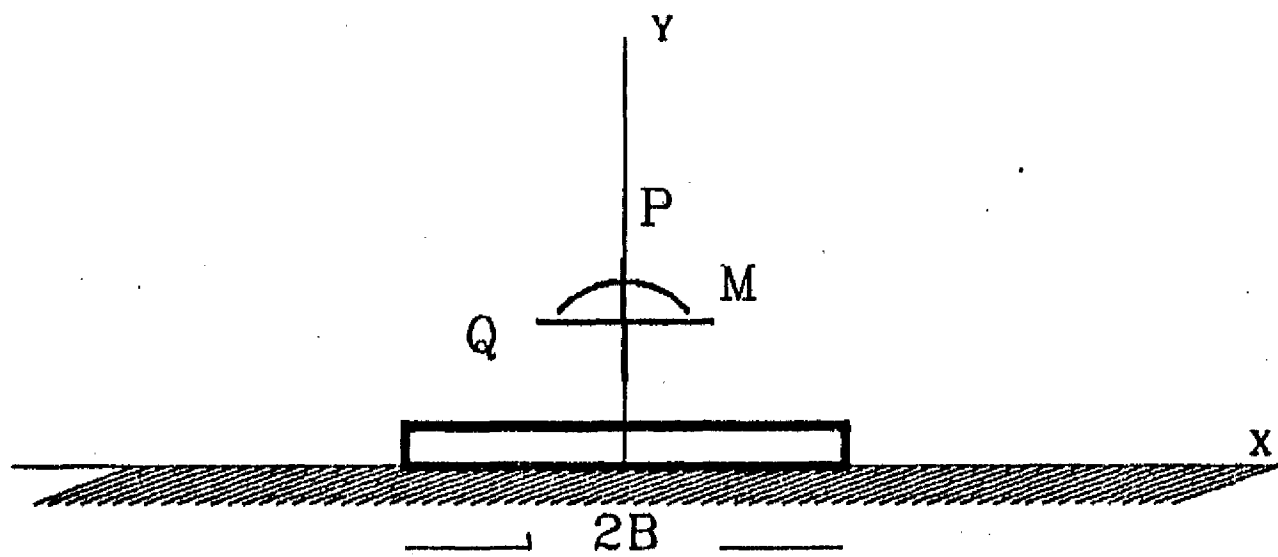


Fig. 3.1 Esquema ilustrativo del sistema cortina-embalse-cimentación



Q punto de campo
 P punto de colocacion
 r distancia

Fig. 3.2 Esquema explicativo del método de elementos de frontera



Semiespacio elastico lineal

Fig. 3.3 Problema de flexibilidad dinámica de zapatas corridas

VIBRACION VERTICAL

PARTE REAL

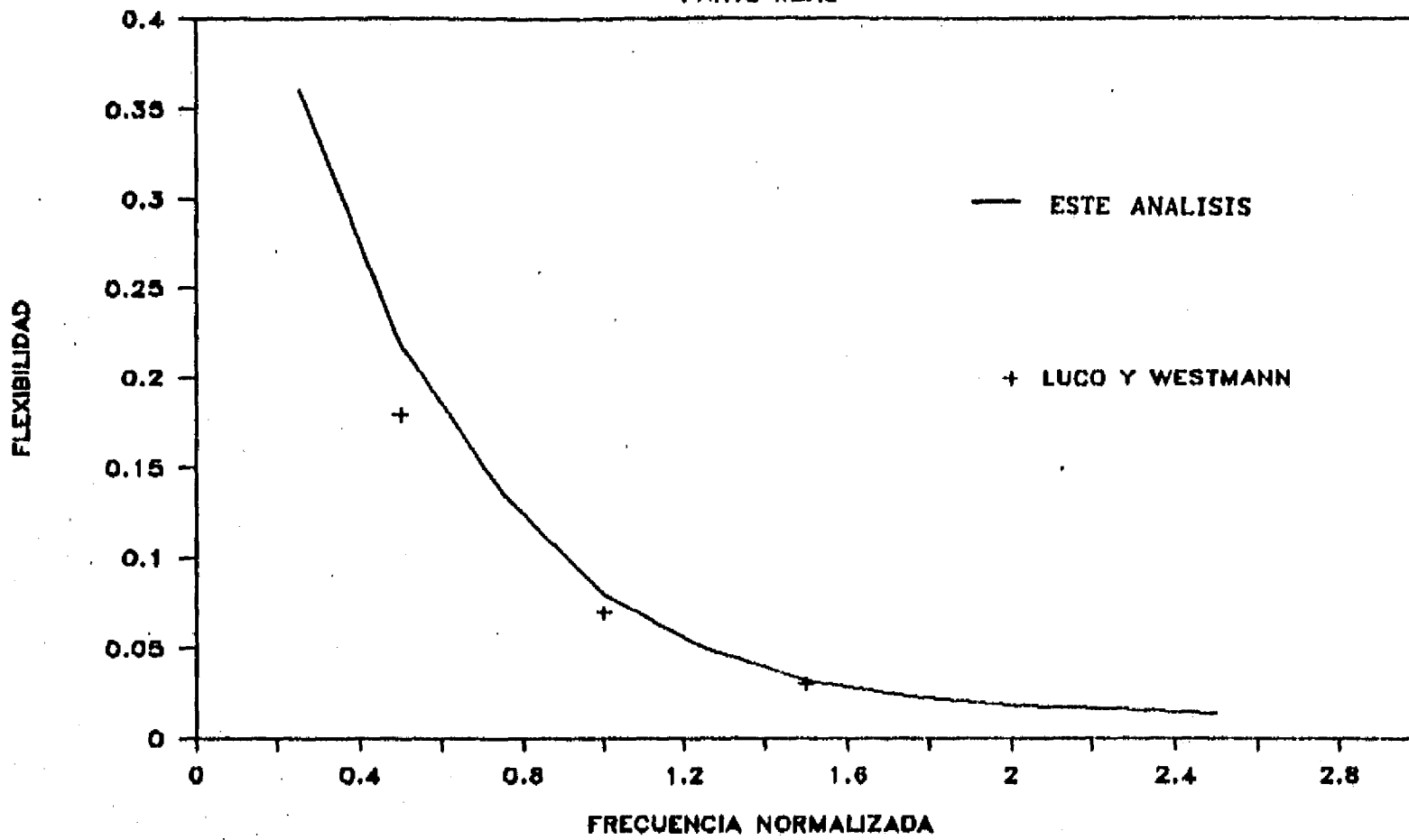


Fig. 3.4 Flexibilidad (parte real) de una zapata bajo vibración vertical

VIBRACION VERTICAL

PARTE IMAGINARIA

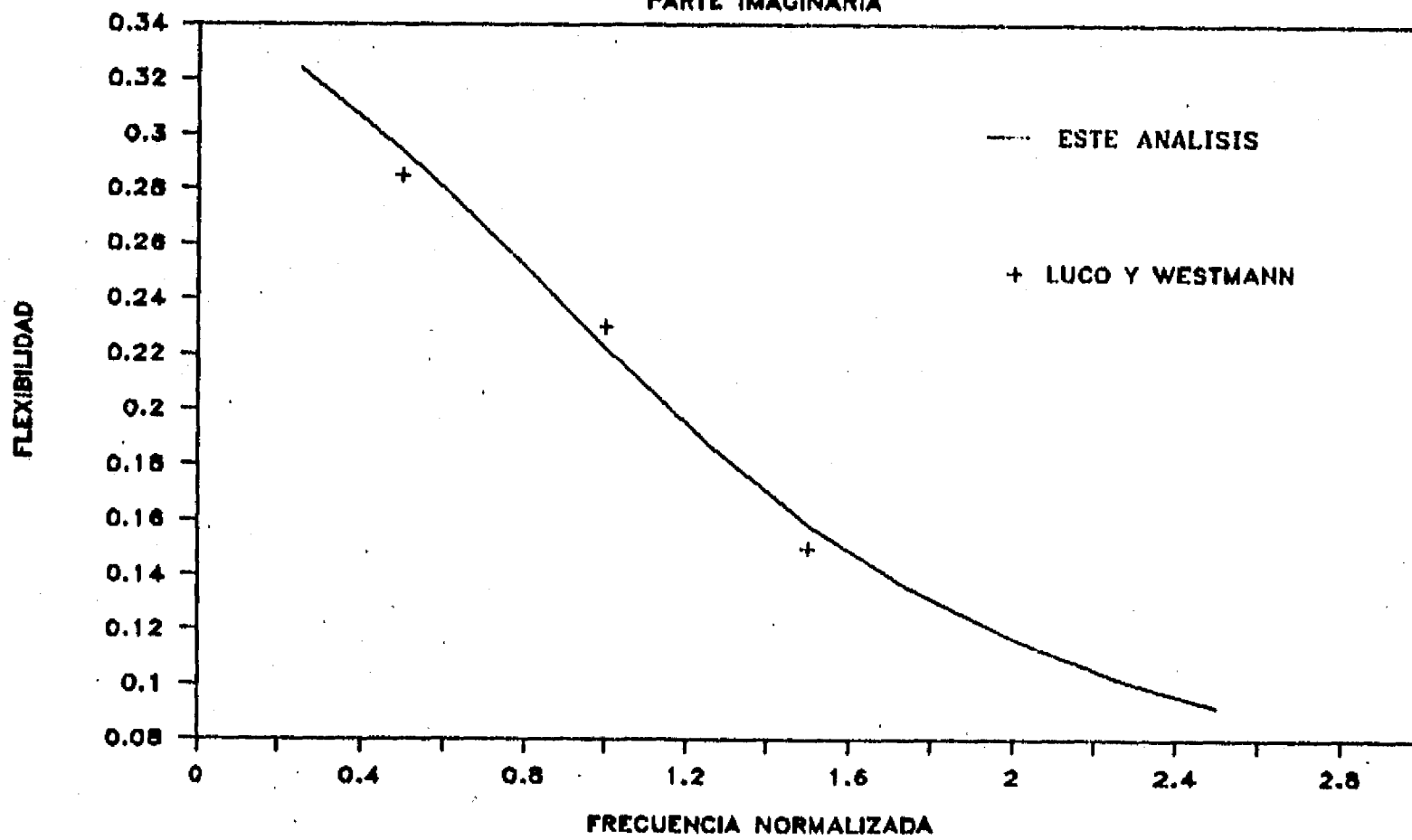


Fig. 3.5 Flexibilidad (parte imaginaria) de una zapata bajo vibración vertical

VIBRACION HORIZONTAL

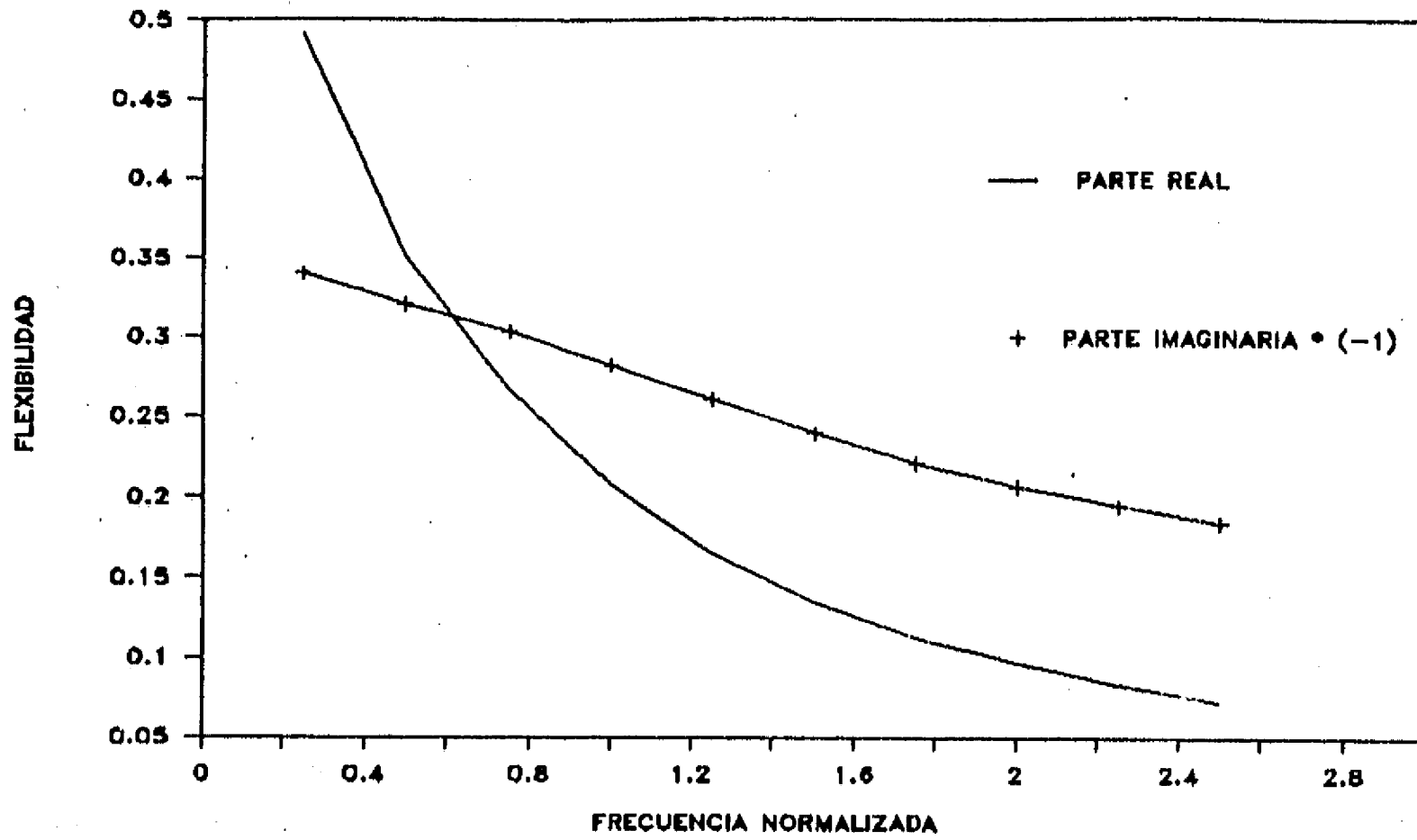


Fig. 3.6 Flexibilidad de una zapata bajo vibración horizontal

VIBRACION ROTACIONAL

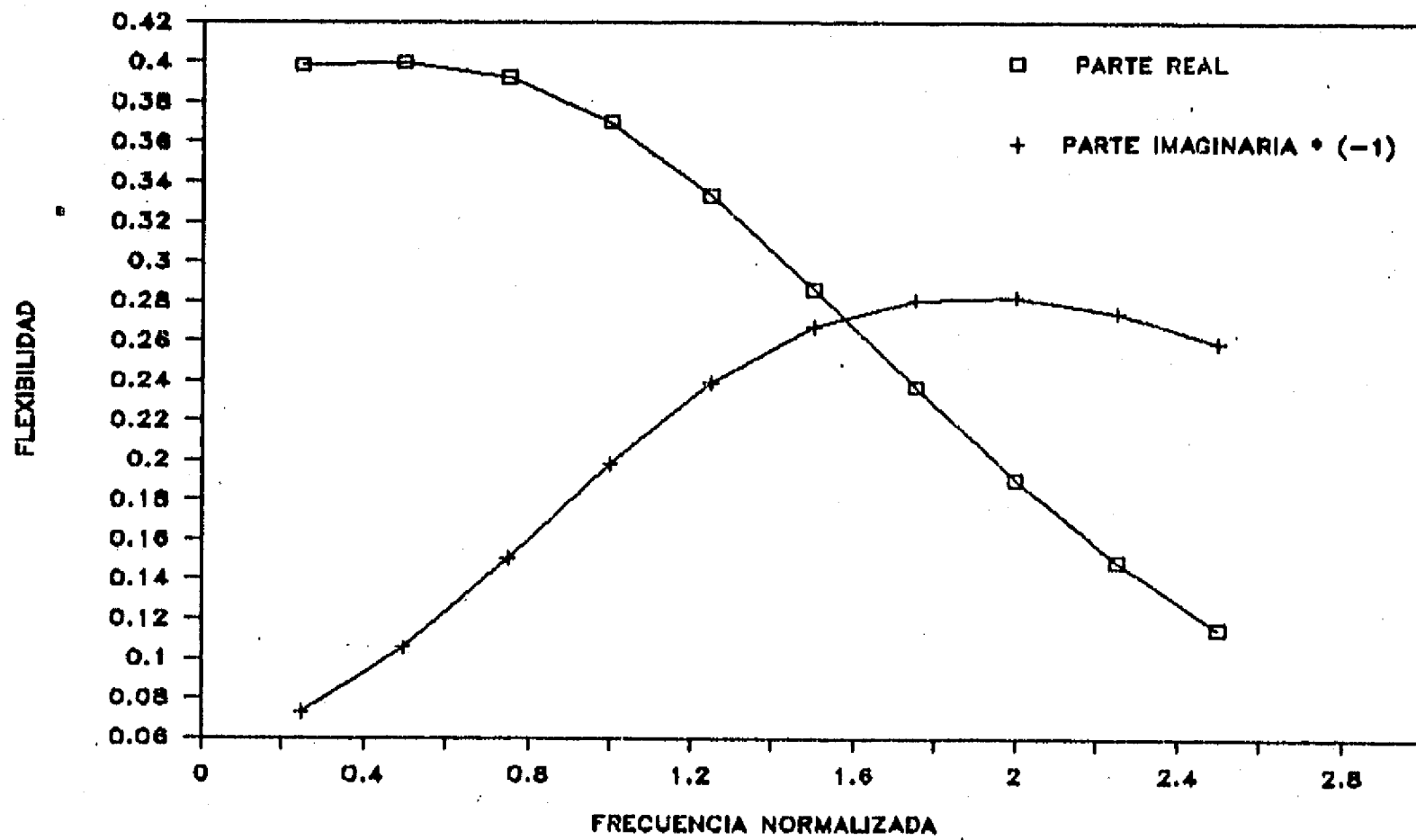
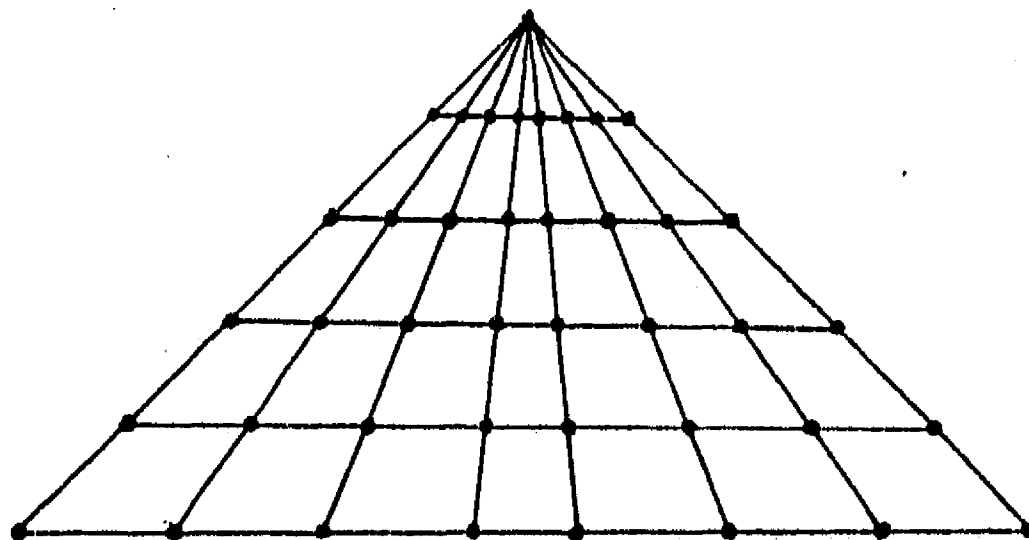
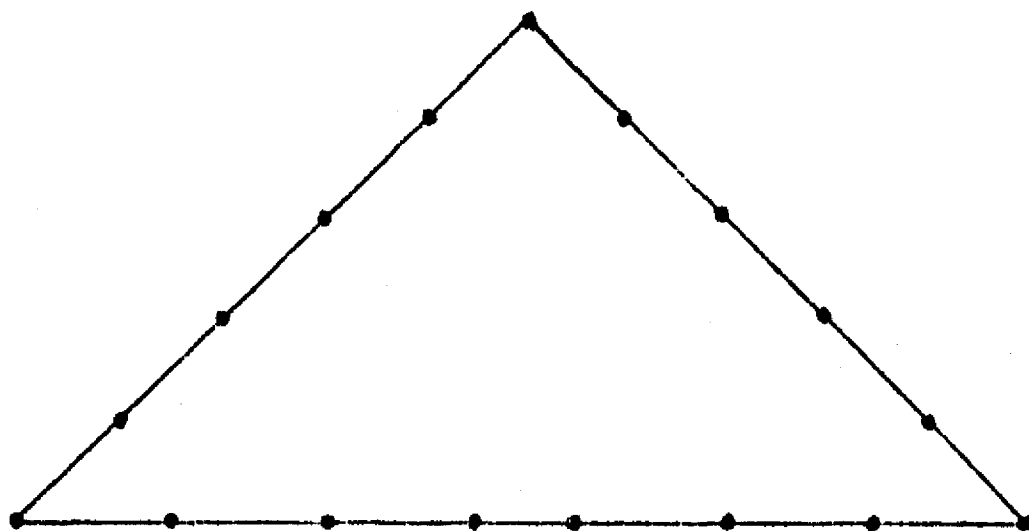


Fig. 3.7 Flexibilidad de una zapata bajo vibración rotacional



MALLA DE ELEMENTOS FINITOS



MALLA DE ELEMENTOS DE FRONTERA

Fig. 3.8 Discretización de una cortina por medio del MEF y MEFr

MEF VS. MEFr VS. MEF-MEFr
EXCITACION X, COMPONENTE X

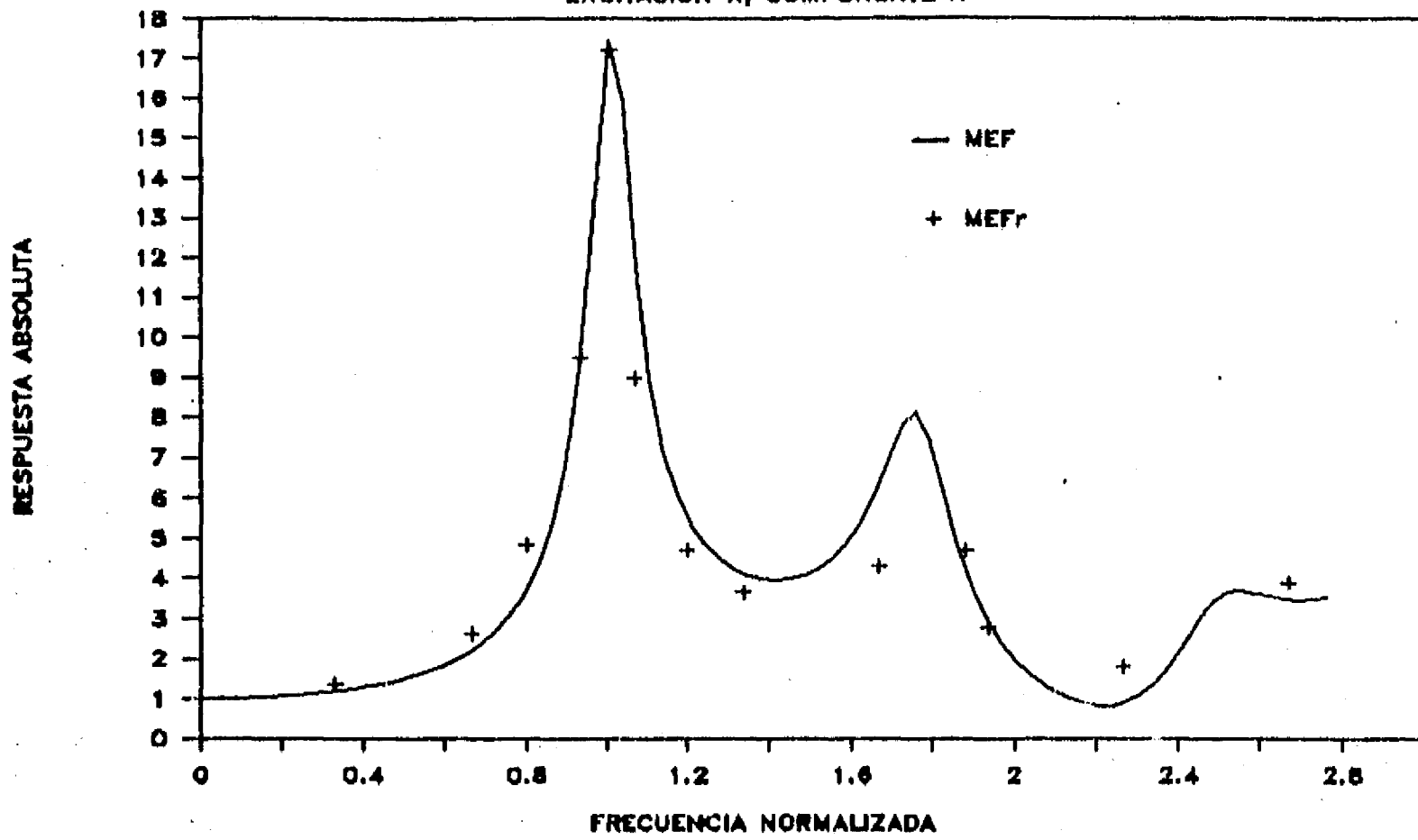


Fig. 3.9 Comparación de respuestas obtenidas con el MEF el MEFr

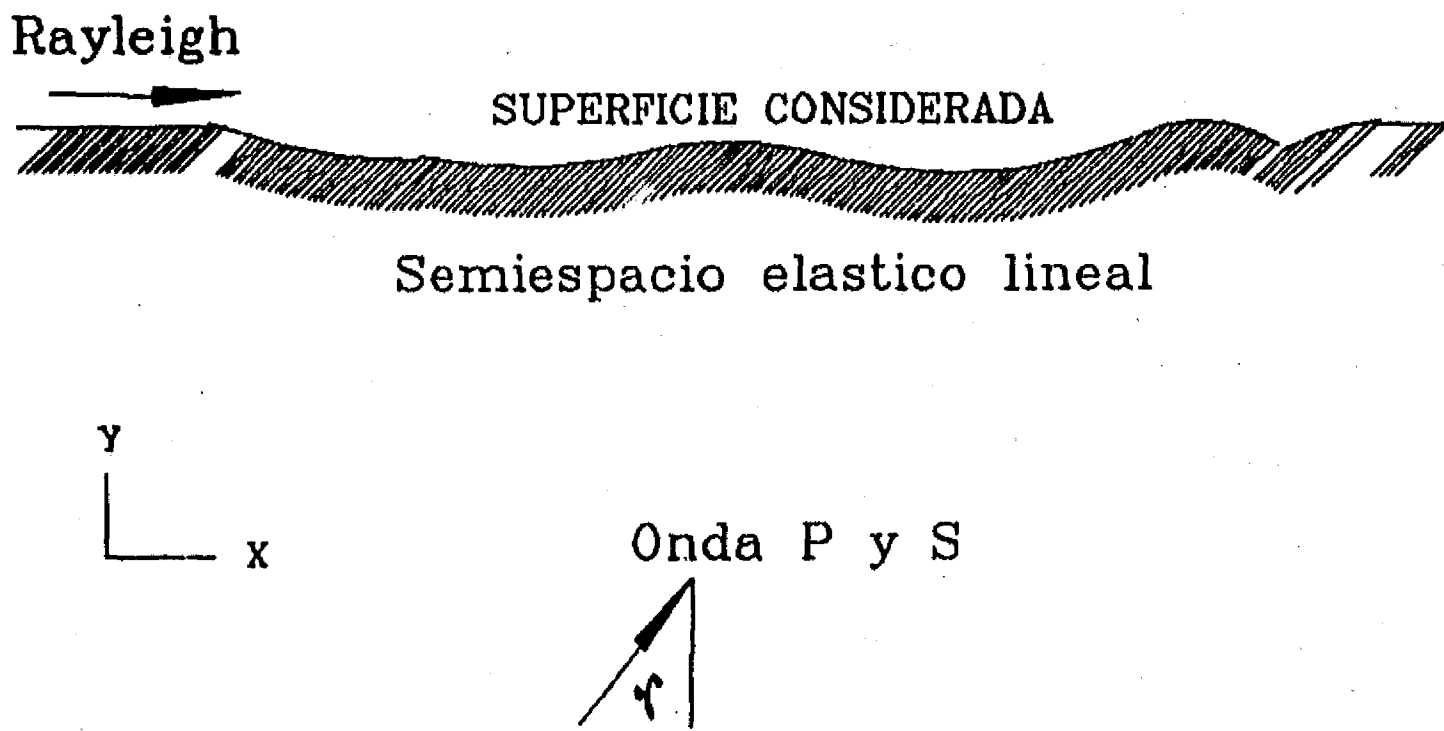


Fig. 3.10 Ilustración del problema de patrón de ondas

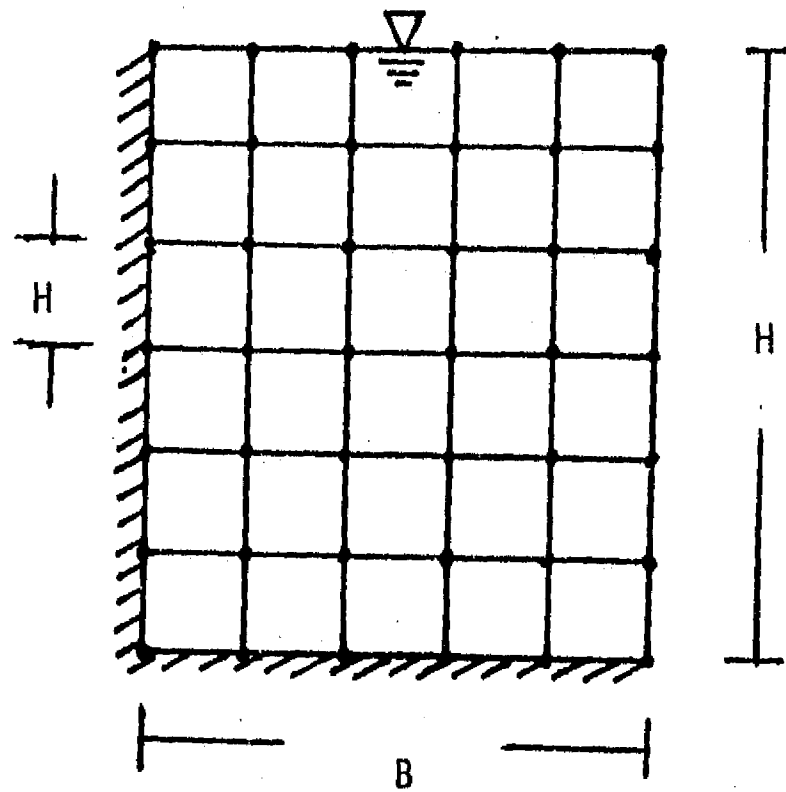


Fig. 4.1 Malla utilizada para verificar el modelo de MEF

ANALITICA VS. NUMERICA

EXCITACION X, PARTE REAL

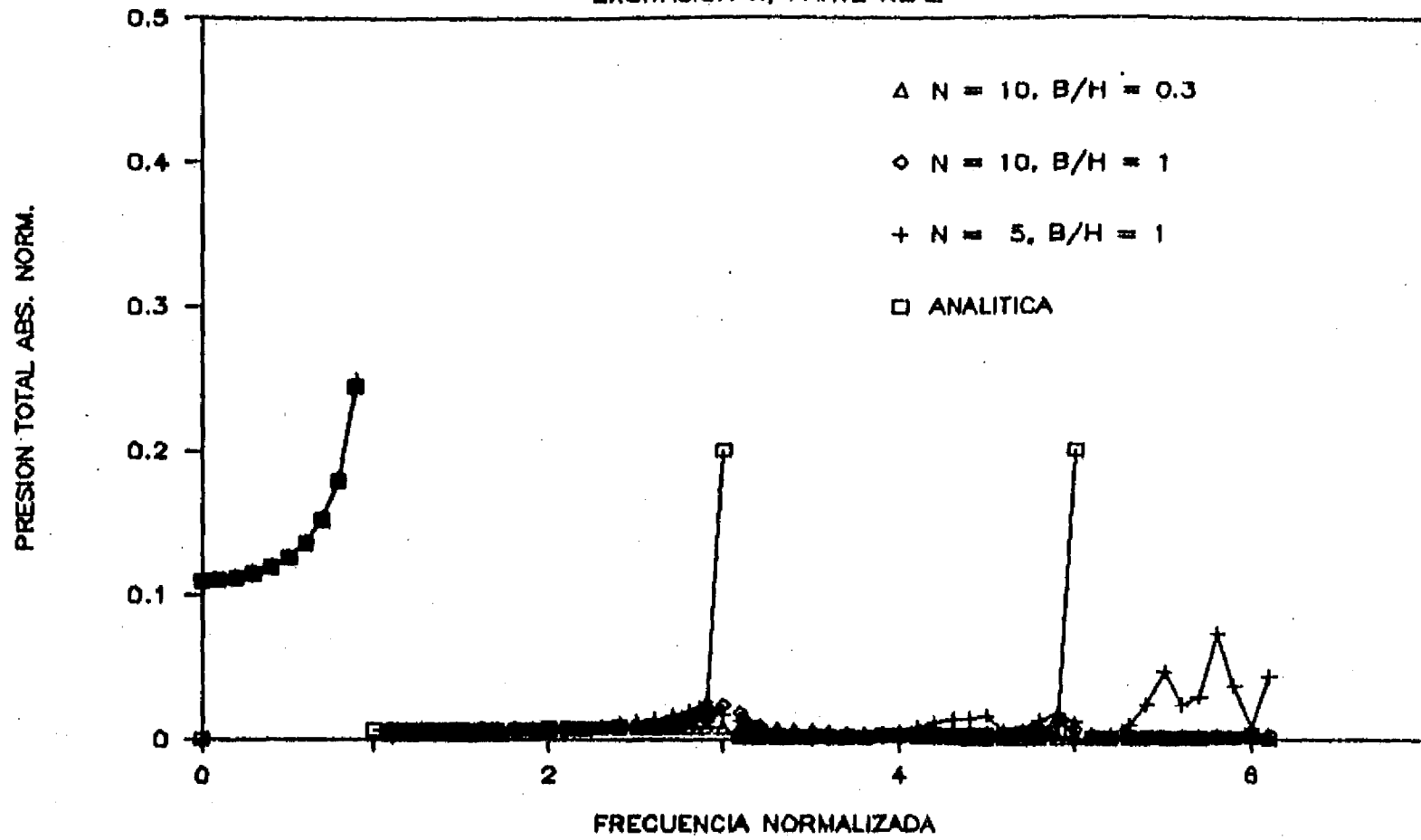


Fig. 4.2 Presiones hidrodinámicas totales (parte real) sobre una presa rígida ante una excitación horizontal

ANALITICA VS. NUMERICA

EXCITACION X, PARTE IMAGINARIA

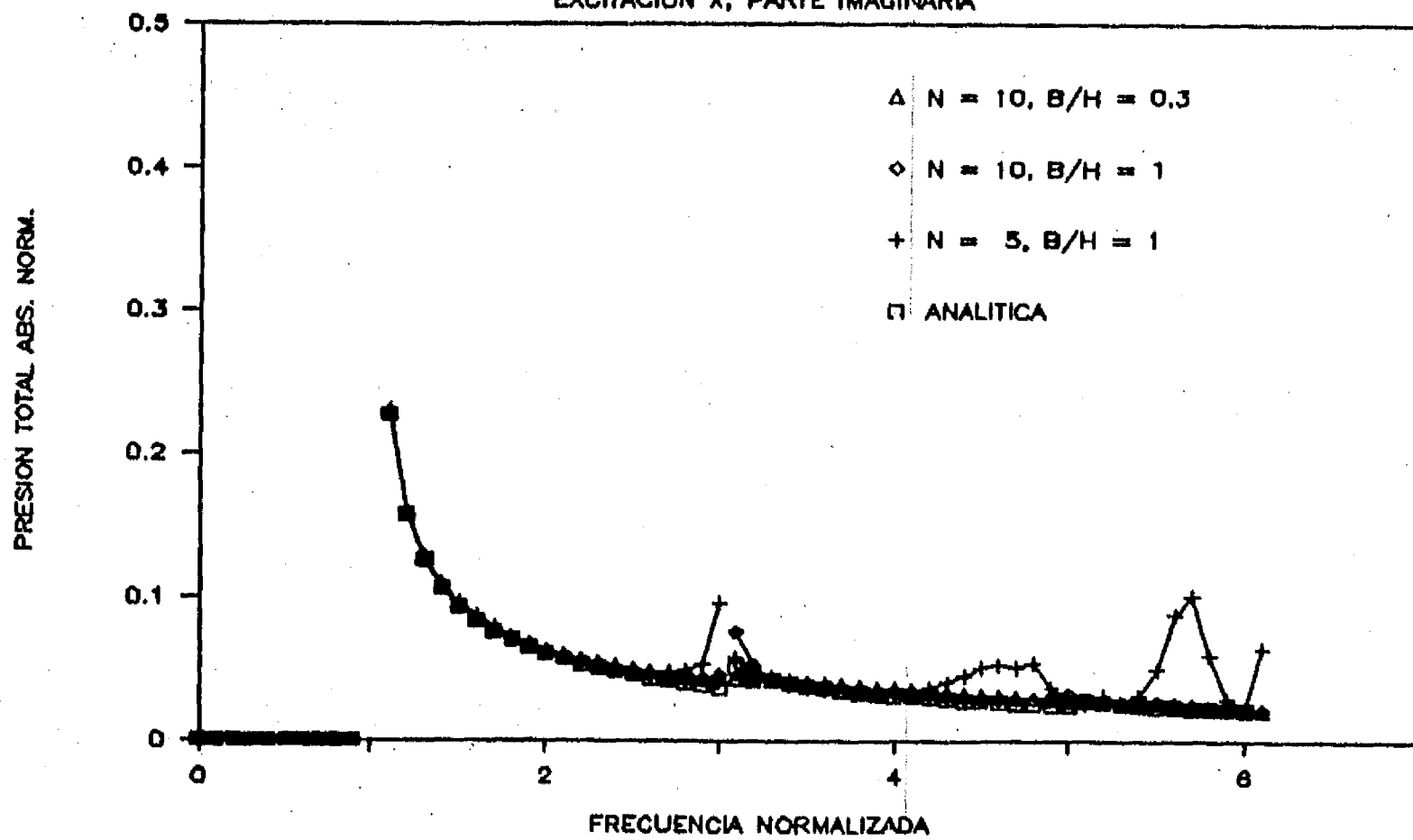


Fig. 4.3 Presiones hidrodinámicas totales (parte imaginaria) sobre una presa rígida ante una excitación horizontal

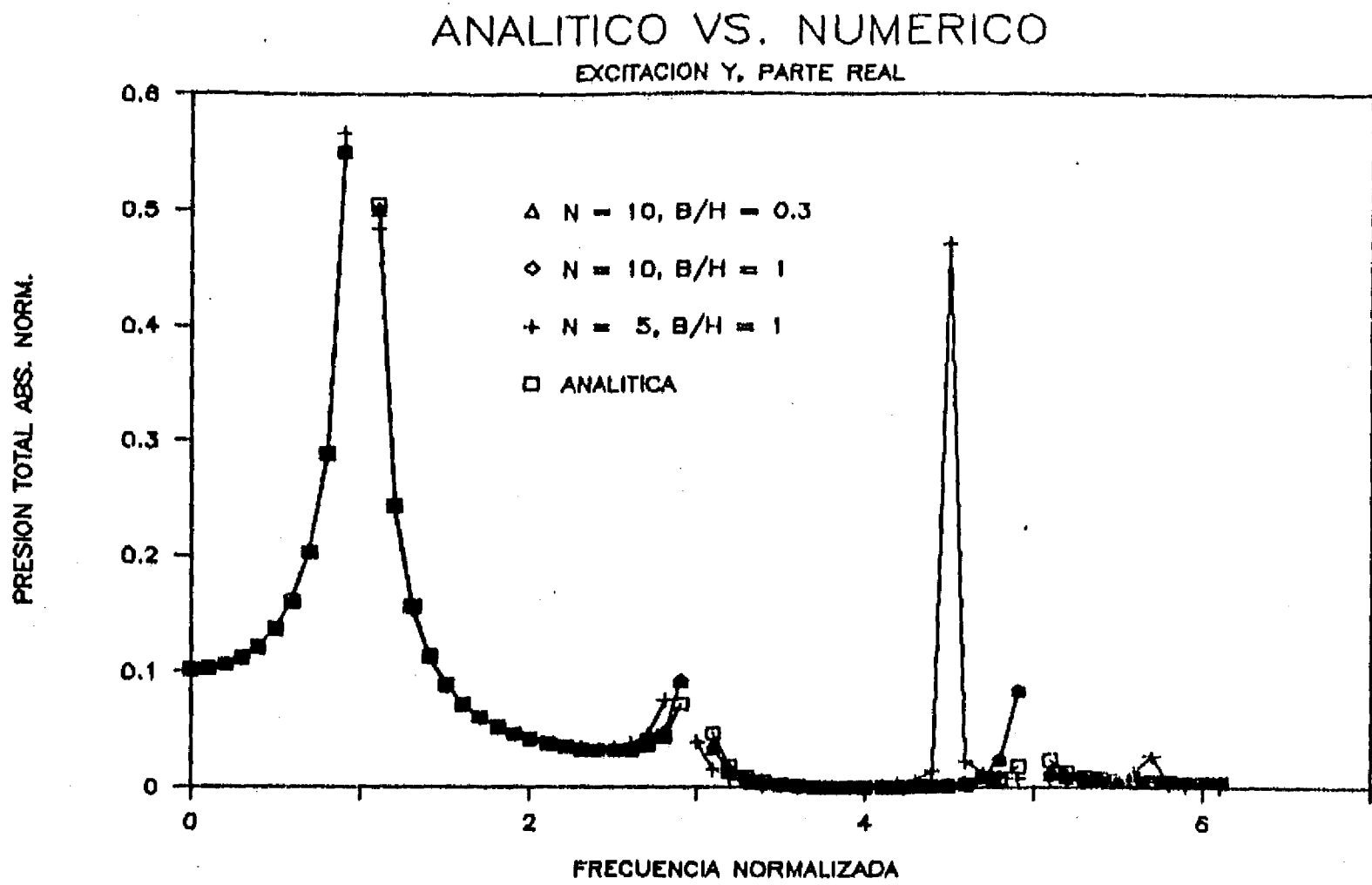


Fig. 4.4 Presiones hidrodinámicas totales (parte real) sobre una presa rígida ante una excitación vertical

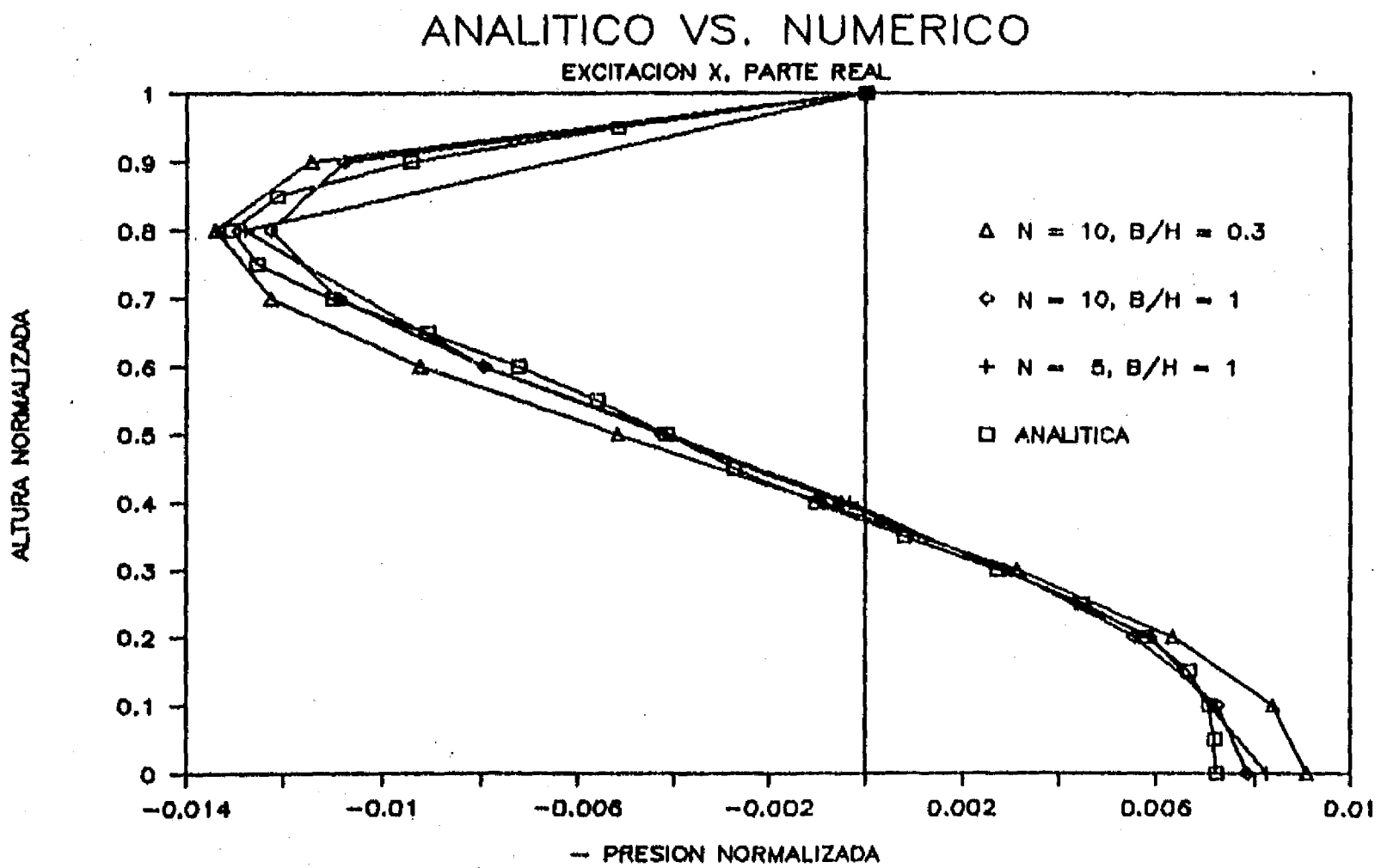


Fig. 4.5 Distribución de presiones hidrodinámicas (parte real) sobre una presa rígida ante una excitación horizontal

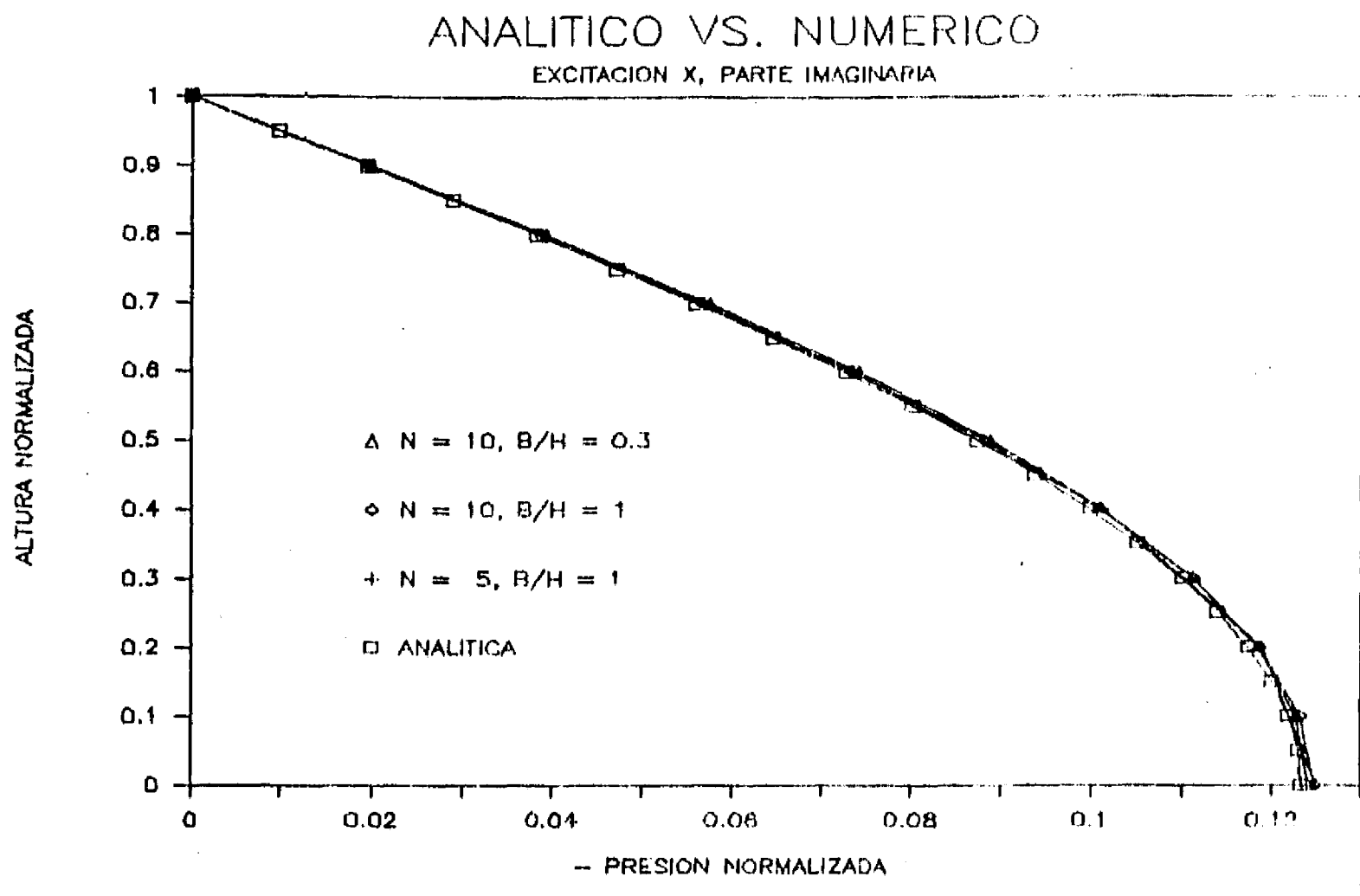


Fig. 4.6 Distribución de presiones hidrodinámicas (parte imaginaria) sobre una presa rígida ante una excitación horizontal

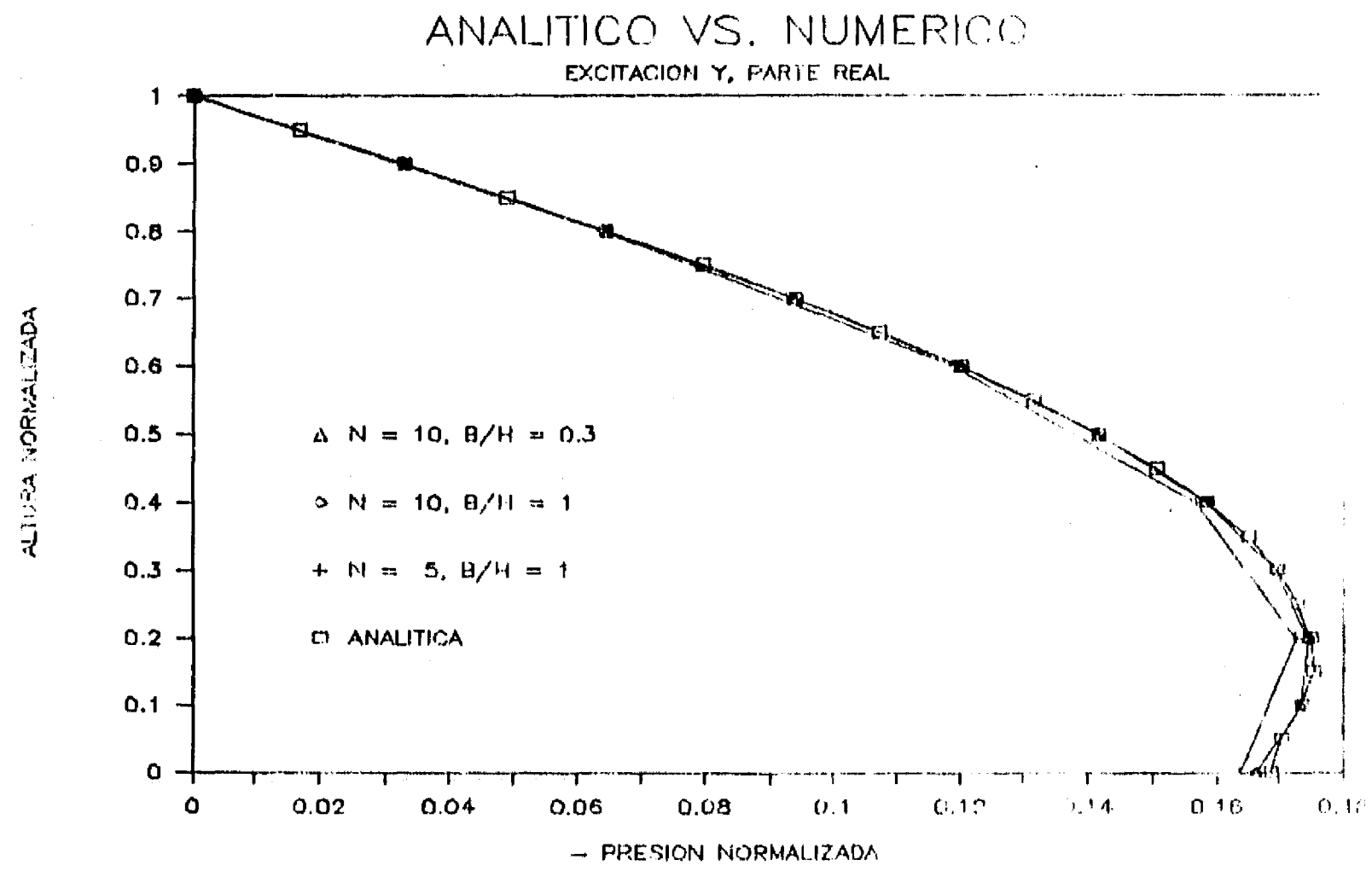


Fig. 4.7 Distribución de presiones hidrodinámicas (parte real) sobre una presa rígida ante una excitación vertical

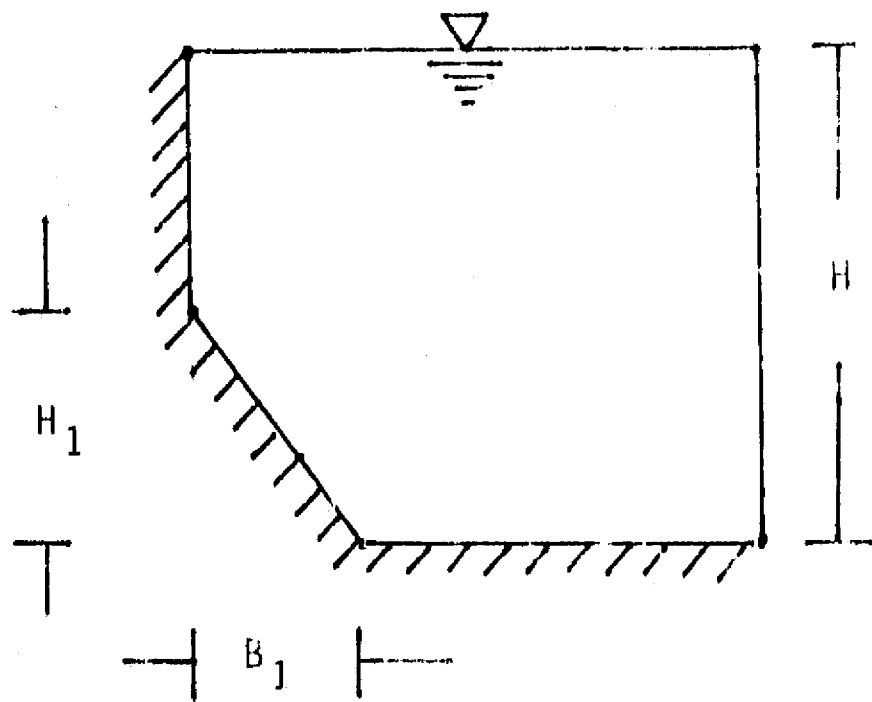


Fig. 4.8 Configuración de parámetros

EFFECTO DEL PARAMENTO

EXCITACION X, PARTE REAL

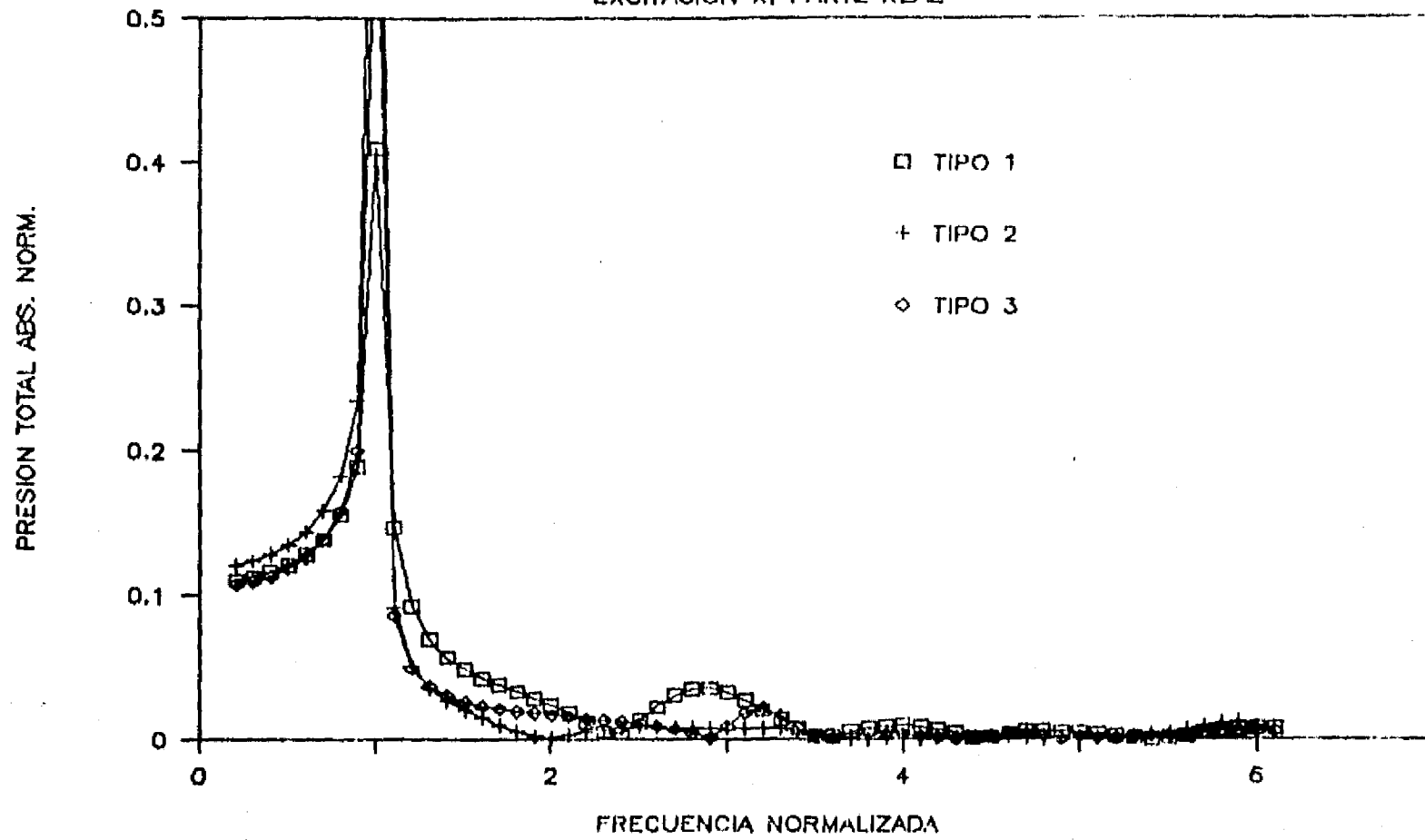


Fig. 4.9 Presiones hidrodinámicas (parte real) sobre una presa rígida ante una excitación horizontal con diferentes paramentos

EFFECTO DEL PARAMENTO

EXCITACION X, PARTE IMAGINARIA

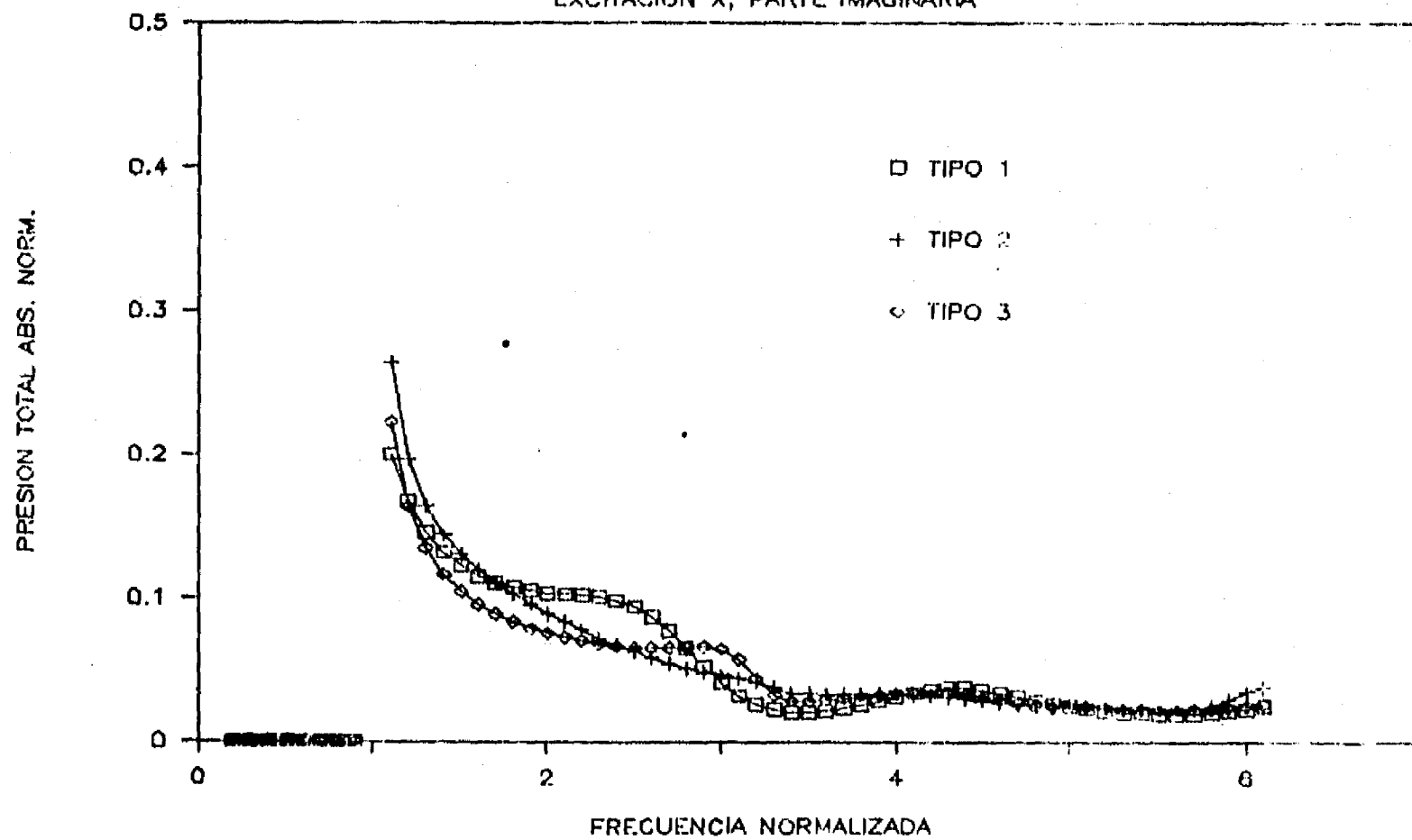


Fig. 4.10 Presiones hidrodinámicas (parte imaginaria) sobre una presa rígida ante una excitación horizontal con diferentes paramentos

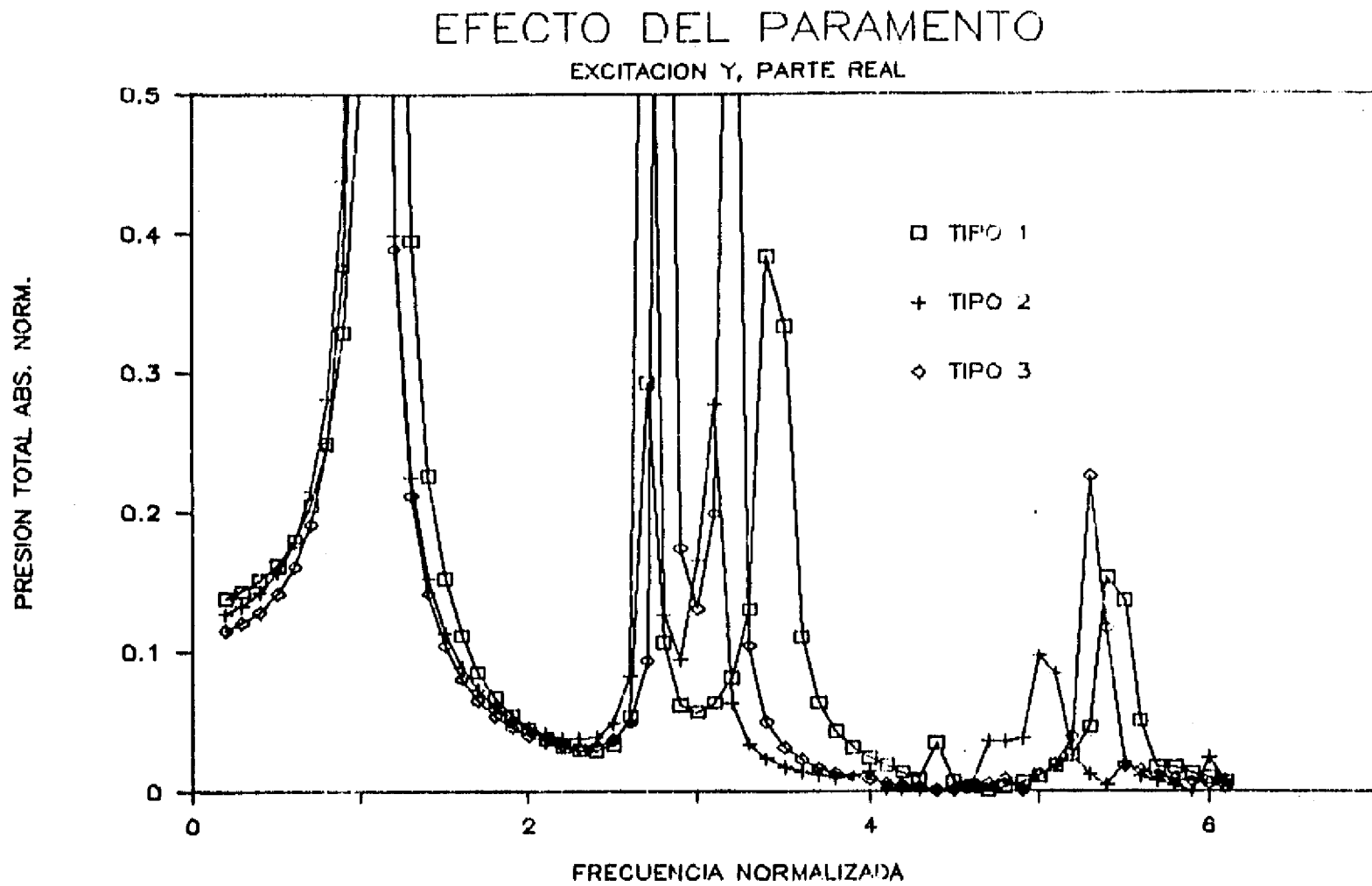


Fig. 4.11 Presiones hidrodinámicas (parte real) sobre una presa rígida ante una excitación vertical con diferentes paramentos

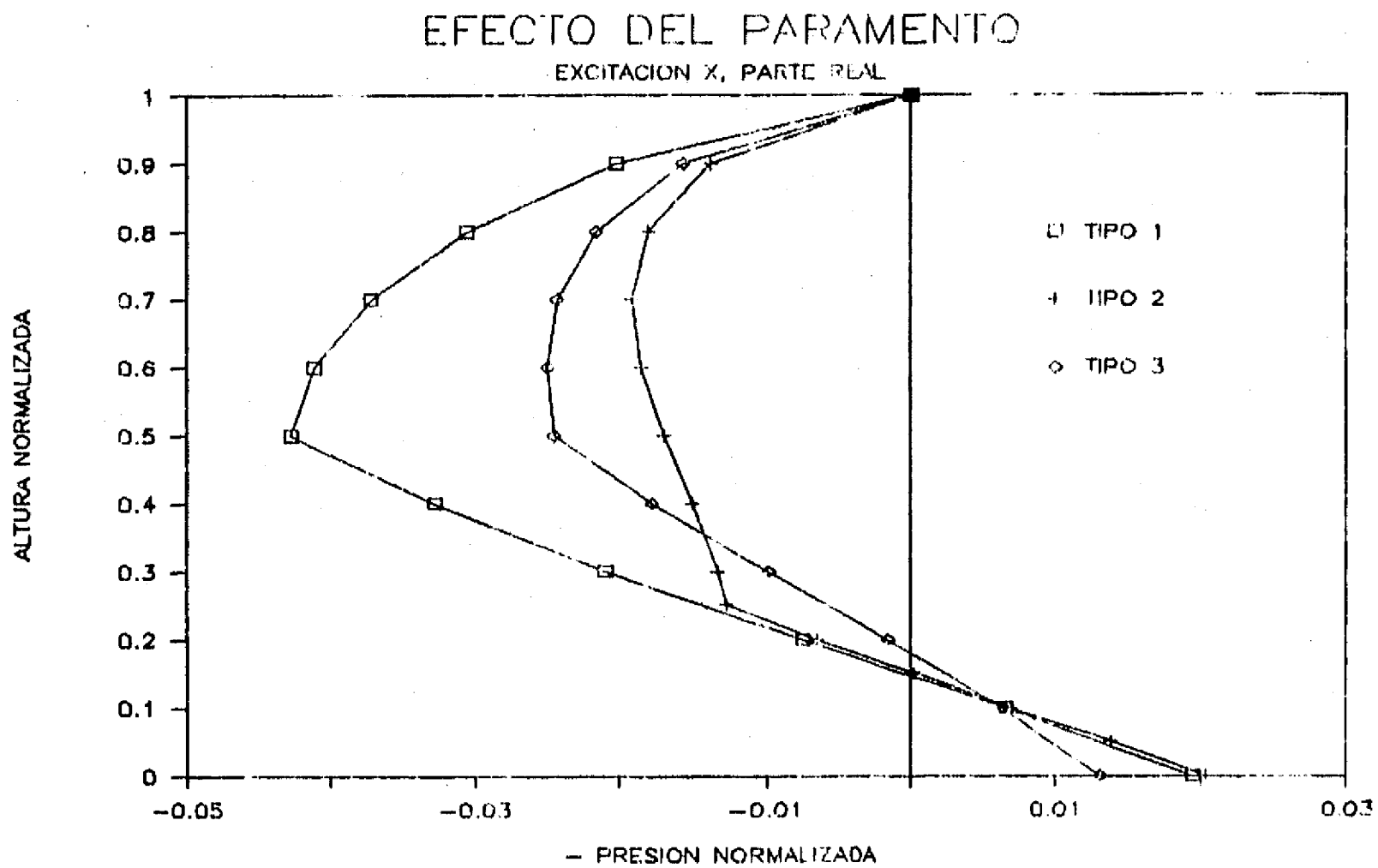


Fig. 4.12 Distribución de presiones hidrodinámicas (parte real) sobre una presa rígida ante una excitación horizontal con diferentes paramentos

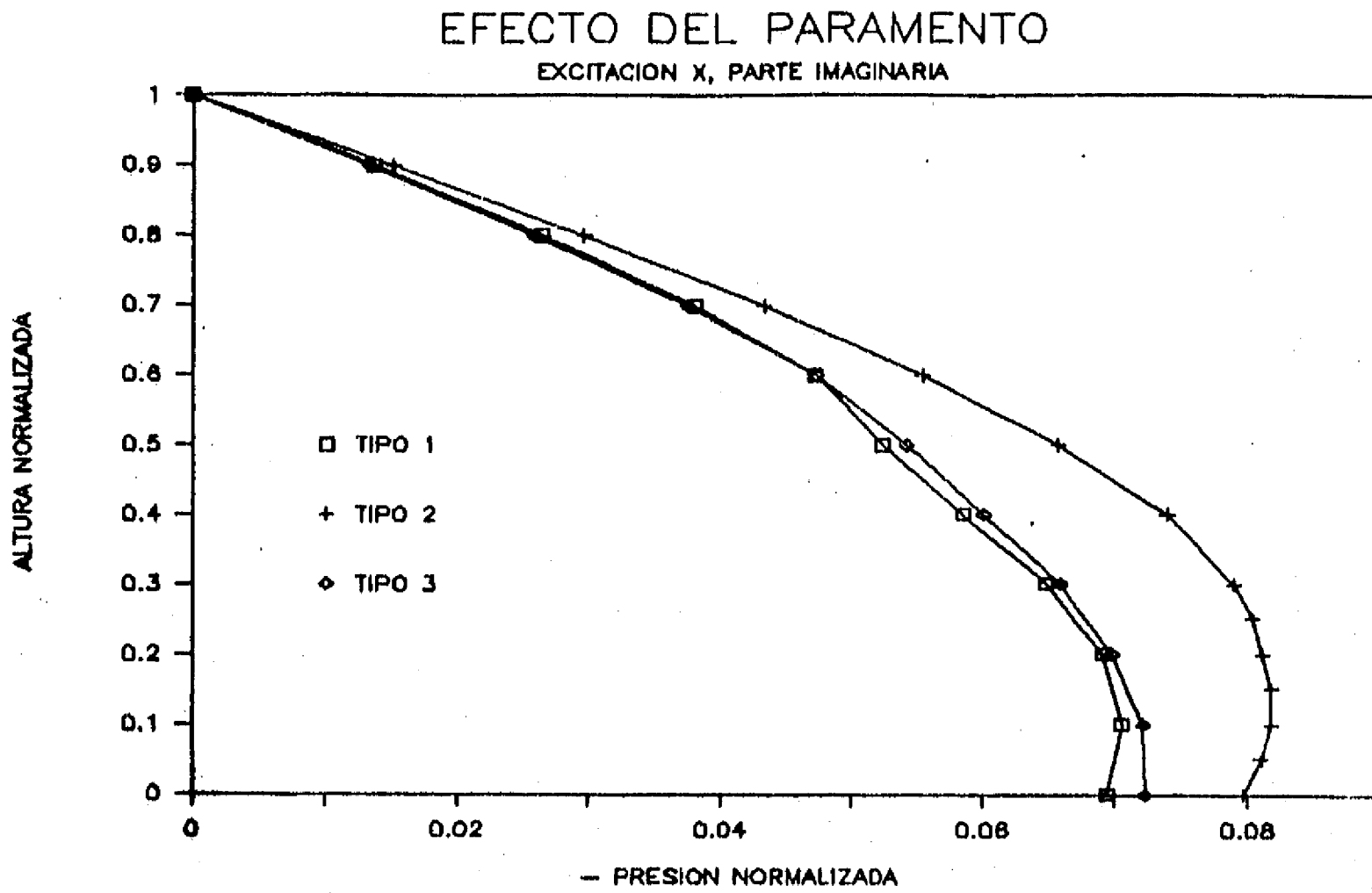


Fig. 4.13 Distribución de presiones hidrodinámicas (parte imaginaria) sobre una presa rígida ante una excitación horizontal con diferentes paramentos

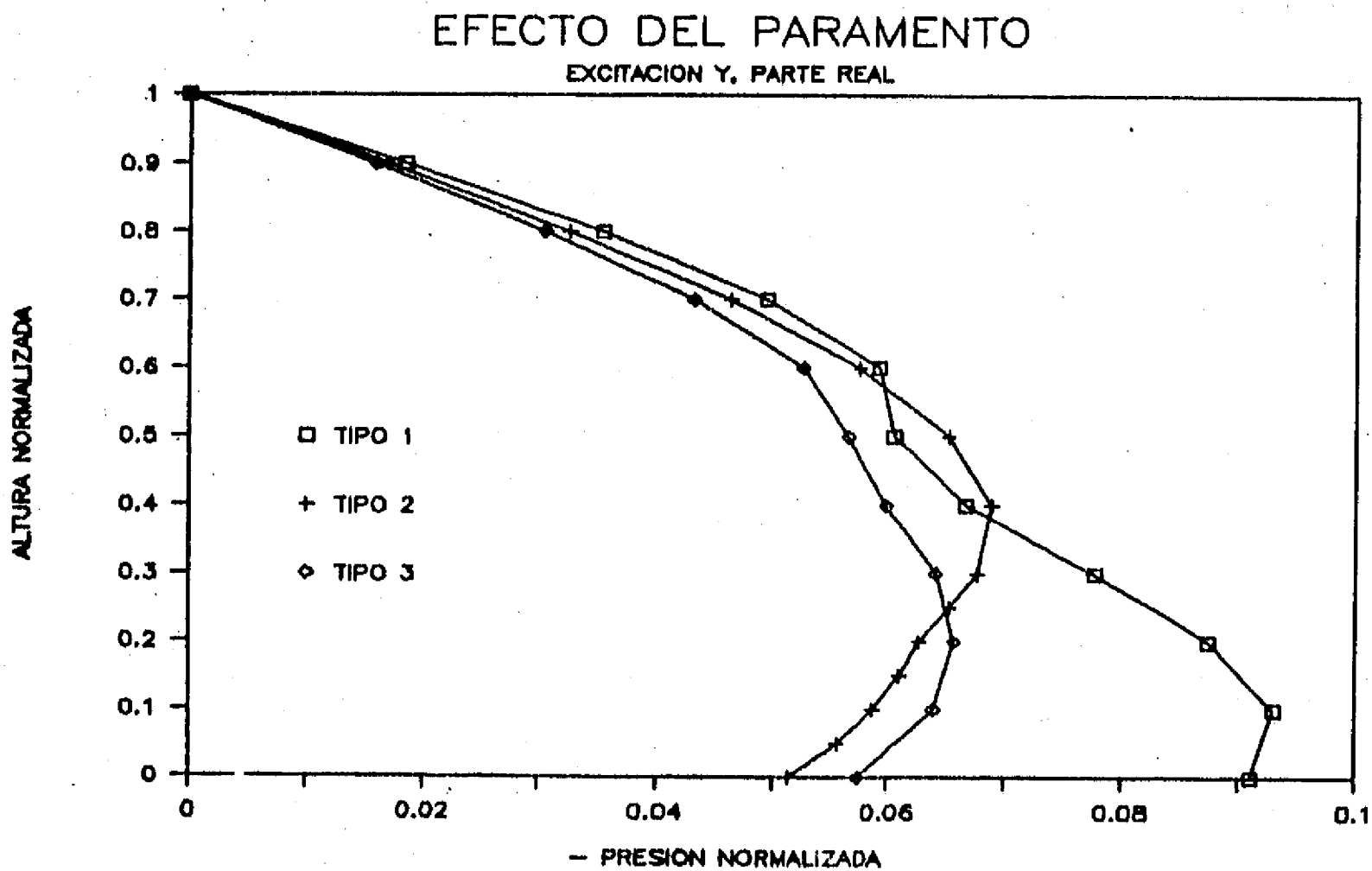


Fig. 4.14 Distribución de presiones hidrodinámicas (parte real) sobre una presa rígida ante una excitación vertical con diferentes paramentos

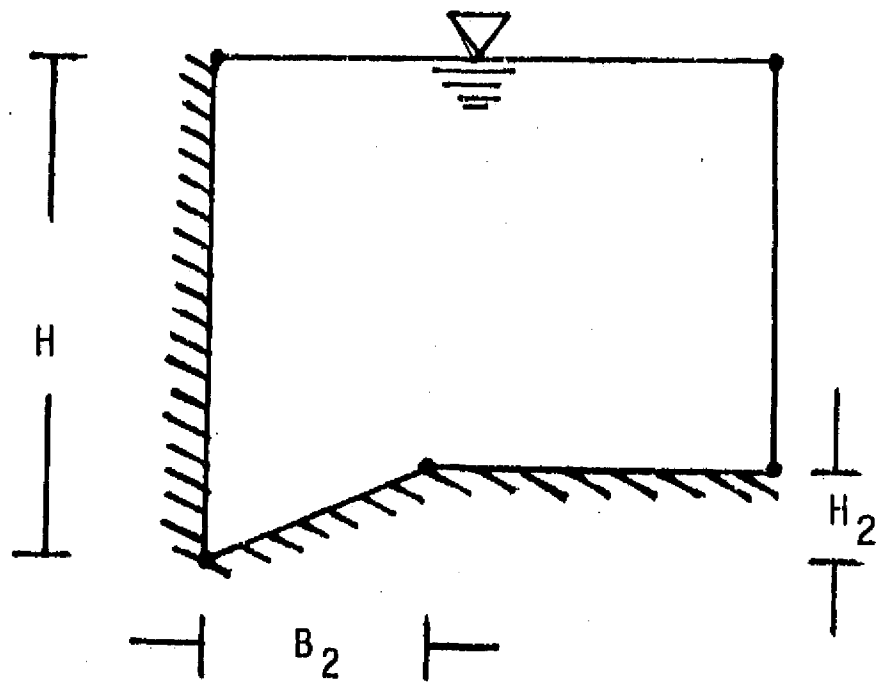


Fig. 4.15 Configuración de fondos del embalse

EFEECTO DEL FONDO

EXCITACION X, PARTE REAL

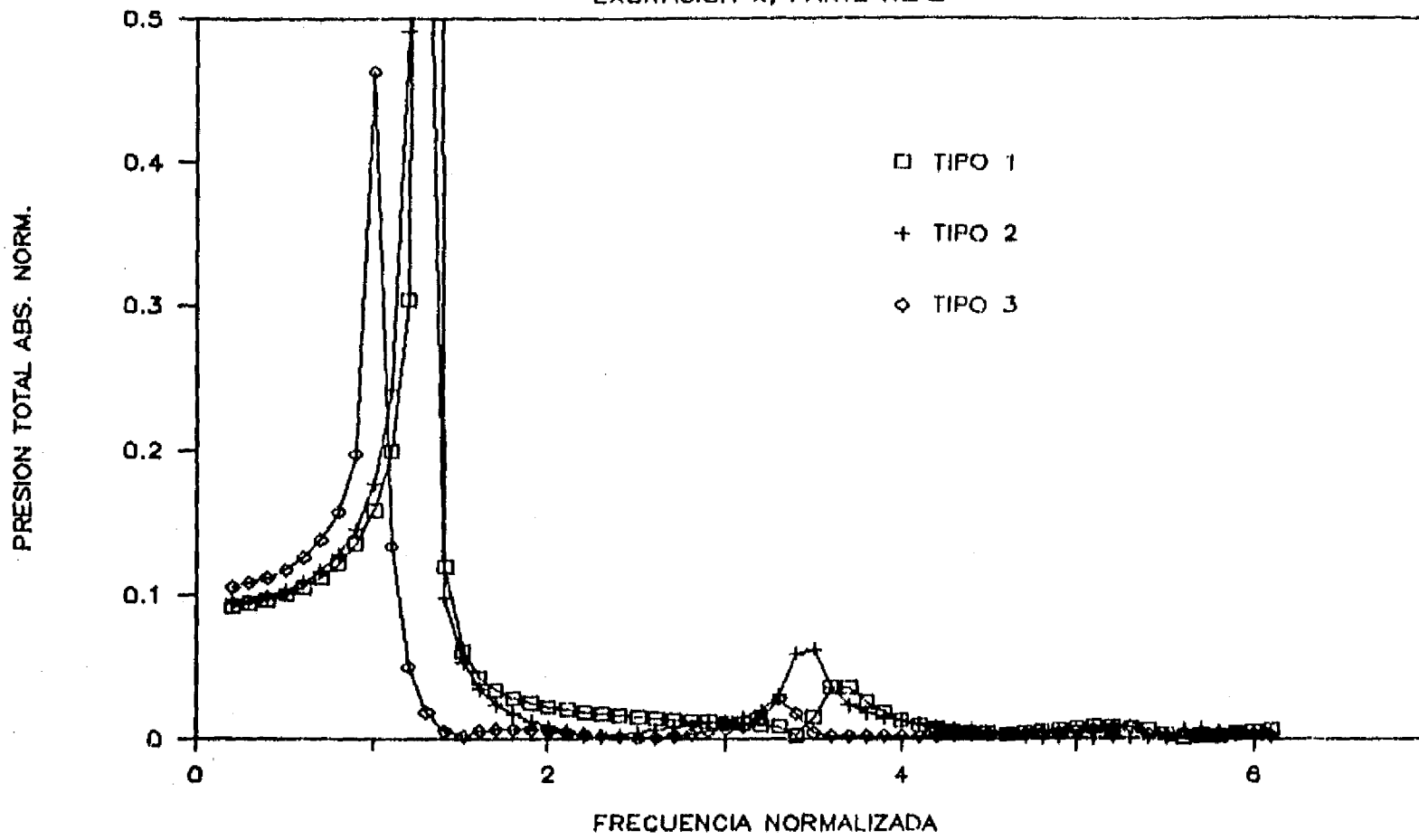


Fig. 4.16 Prestones hidrodinámicas (parte real) sobre una presa rígida ante una excitación horizontal con diferentes fondos

EFEECTO DEL FONDO

EXCITACION X, PARTE IMAGINARIA

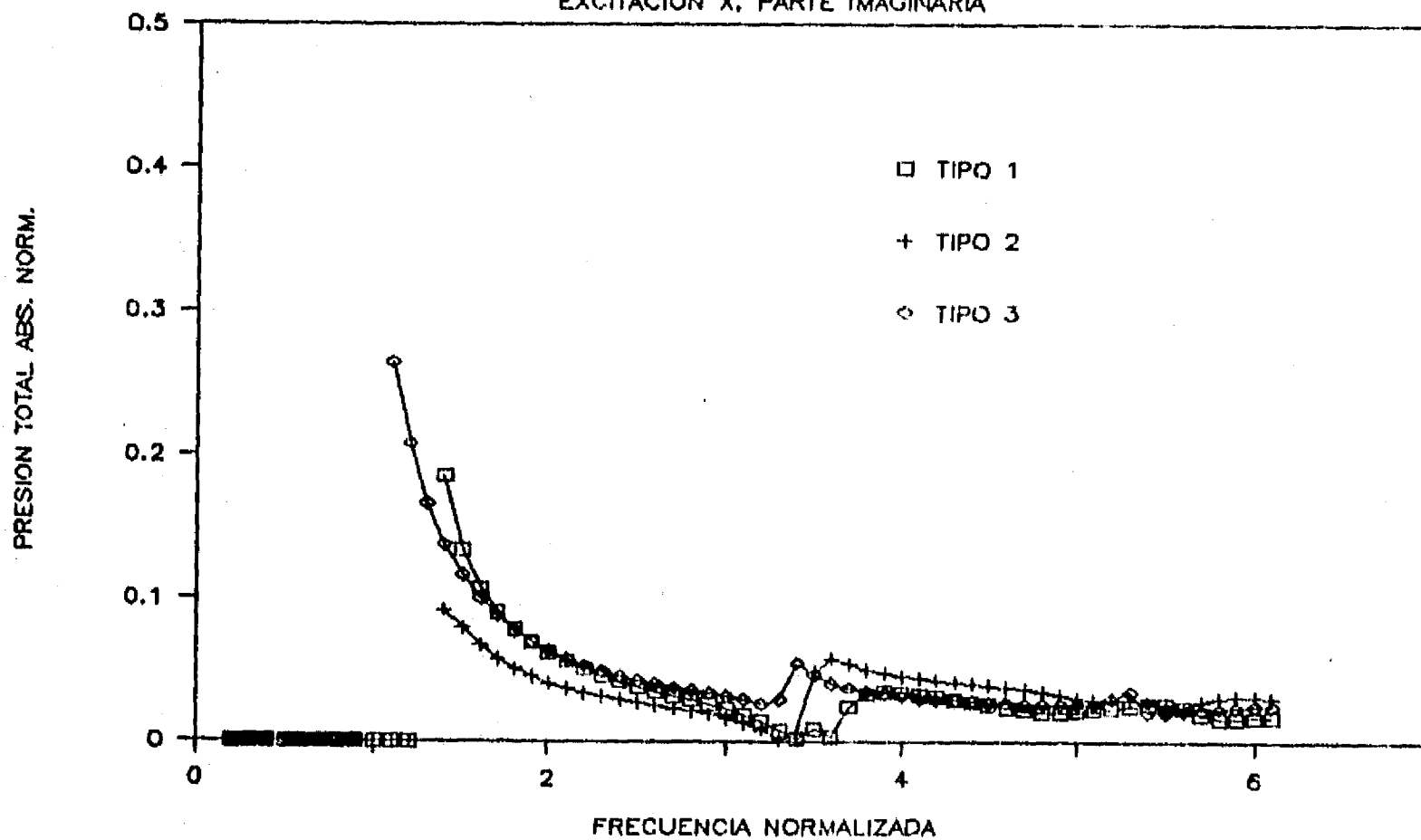


Fig. 4.17 Prestones hidrodinámicas (parte imaginaria) sobre una presa rígida ante una excitación horizontal con diferentes fondos

EFEECTO DEL FONDO

EXCITACION Y, PARTE REAL

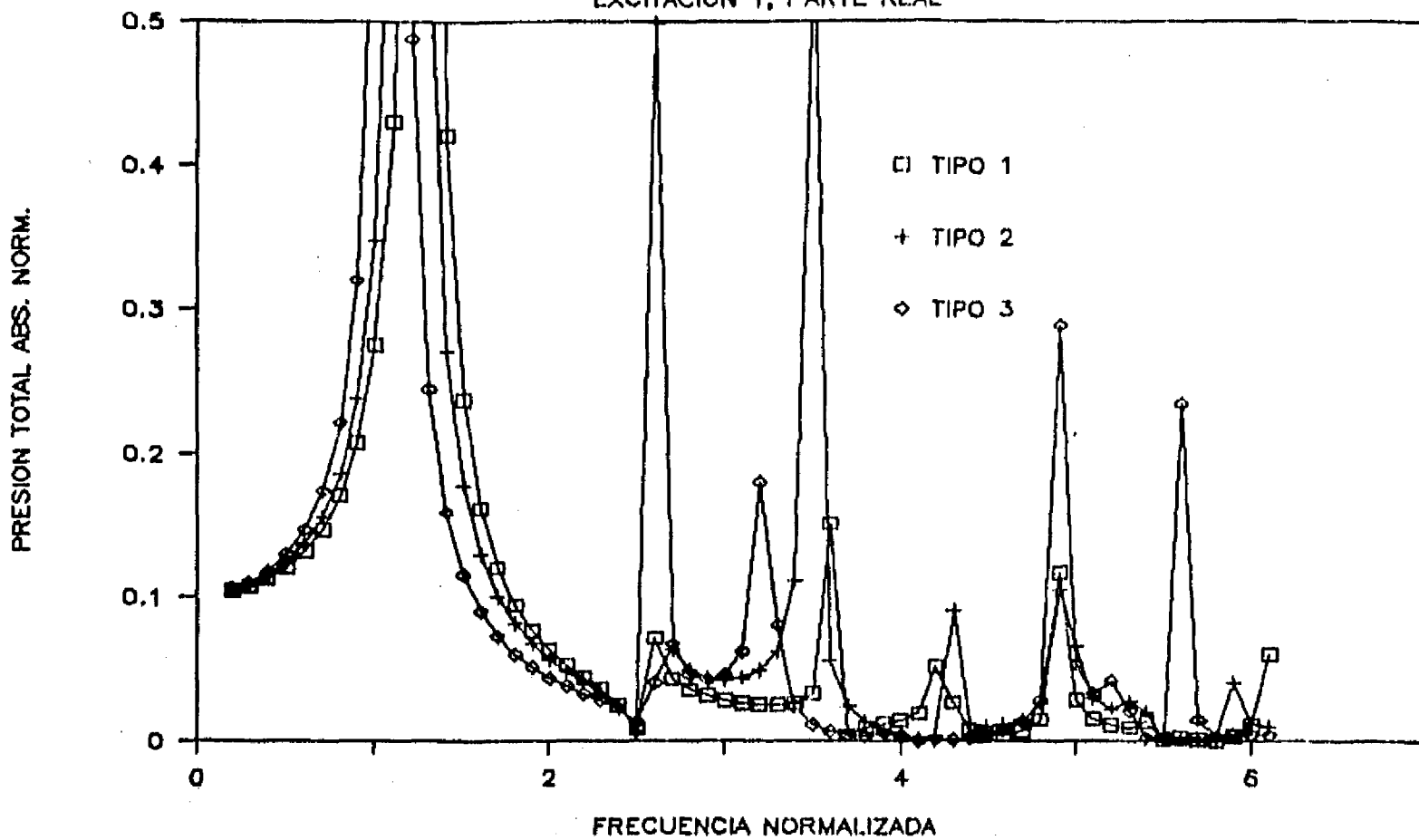


Fig. 4.18 Presiones hidrodinámicas (parte real) sobre una presa rígida ante una excitación vertical con diferentes fondos

EFEECTO DEL FONDO

EXCITACION X, PARTE REAL

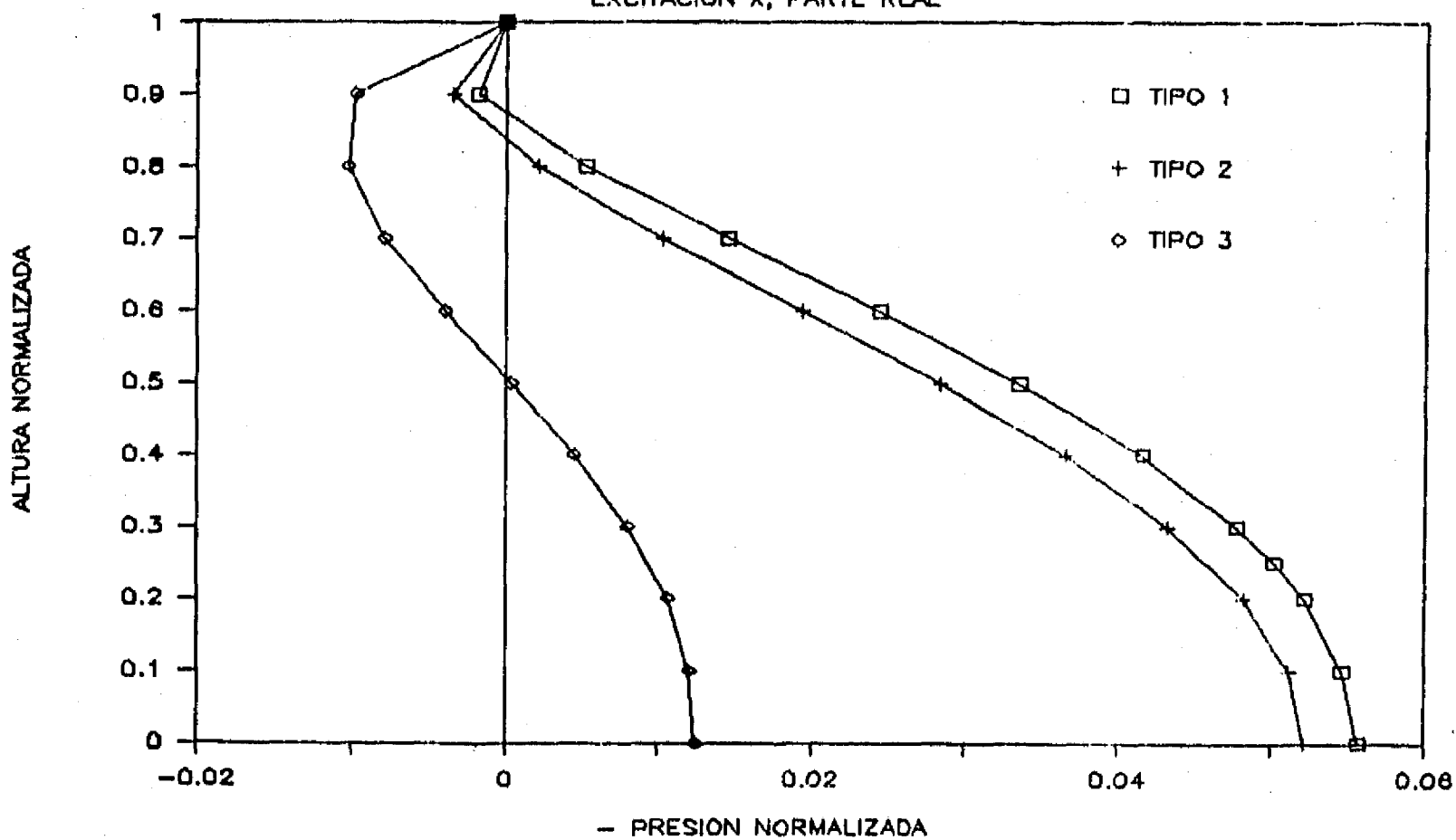


Fig. 4.19 Distribución de presiones hidrodinámicas (parte real) sobre una presa rígida ante una excitación horizontal con diferentes fondos

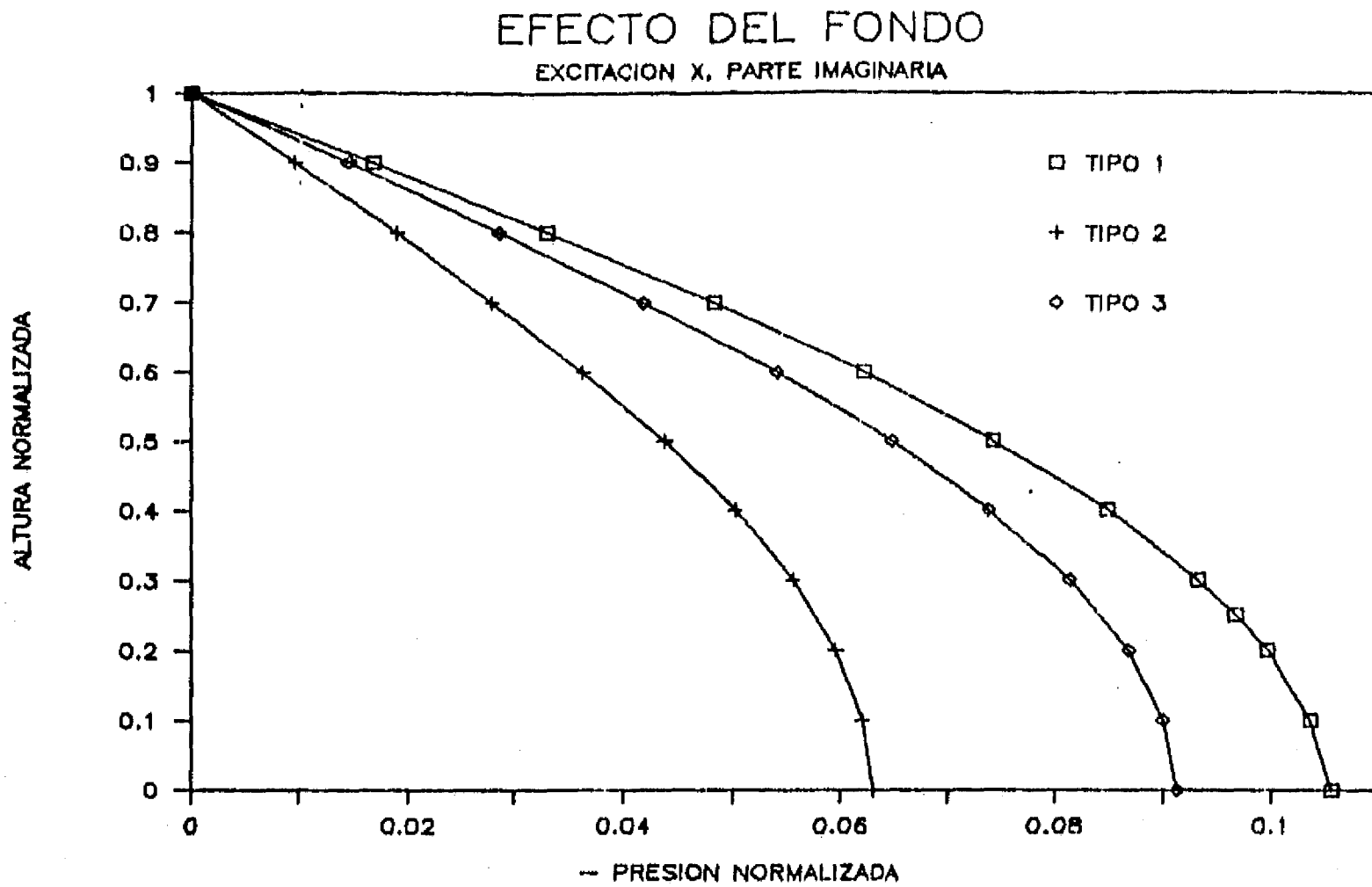


Fig. 4.20 Distribución de presiones hidrodinámicas (parte imaginaria) sobre una presa rígida ante una excitación horizontal con diferentes fondos

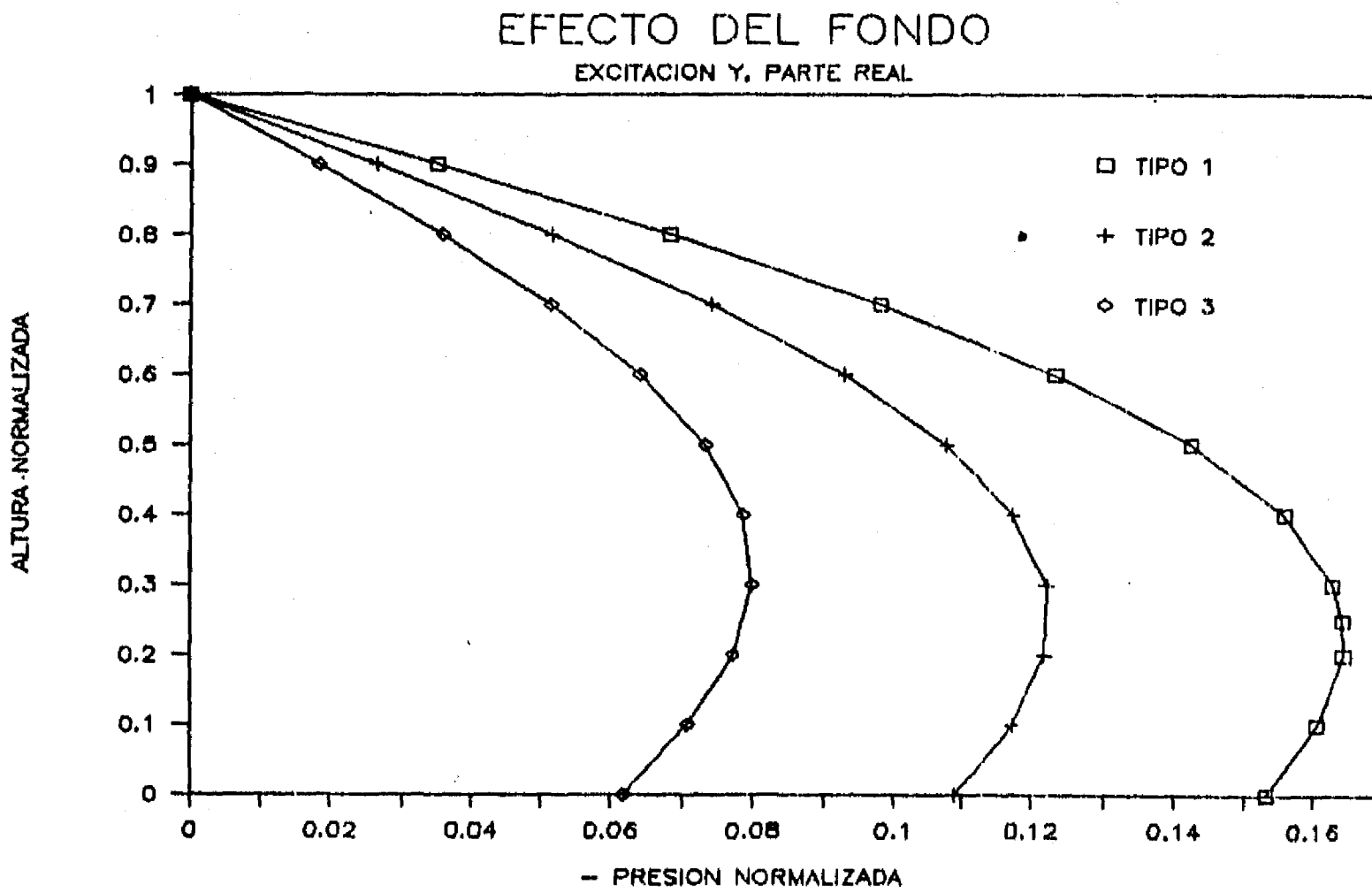


Fig. 4.21 Distribución de presiones hidrodinámicas (parte real) sobre una presa rígida ante una excitación vertical con diferentes fondos

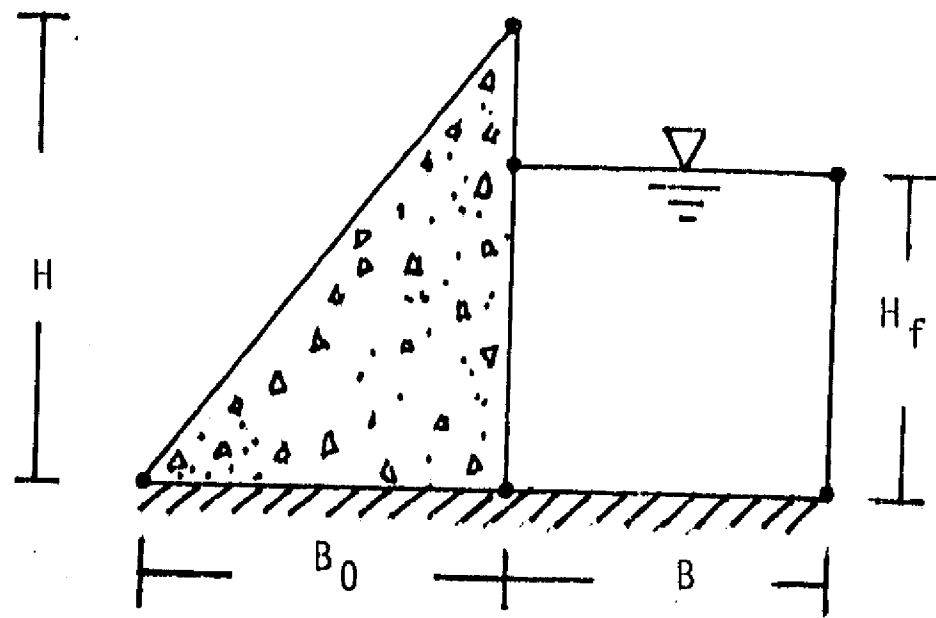


Fig. 4.22 Geometría de una presa flexible

INFLUENCIA DEL TIRANTE DEL AGUA

EXCITACION X, COMPONENTE X

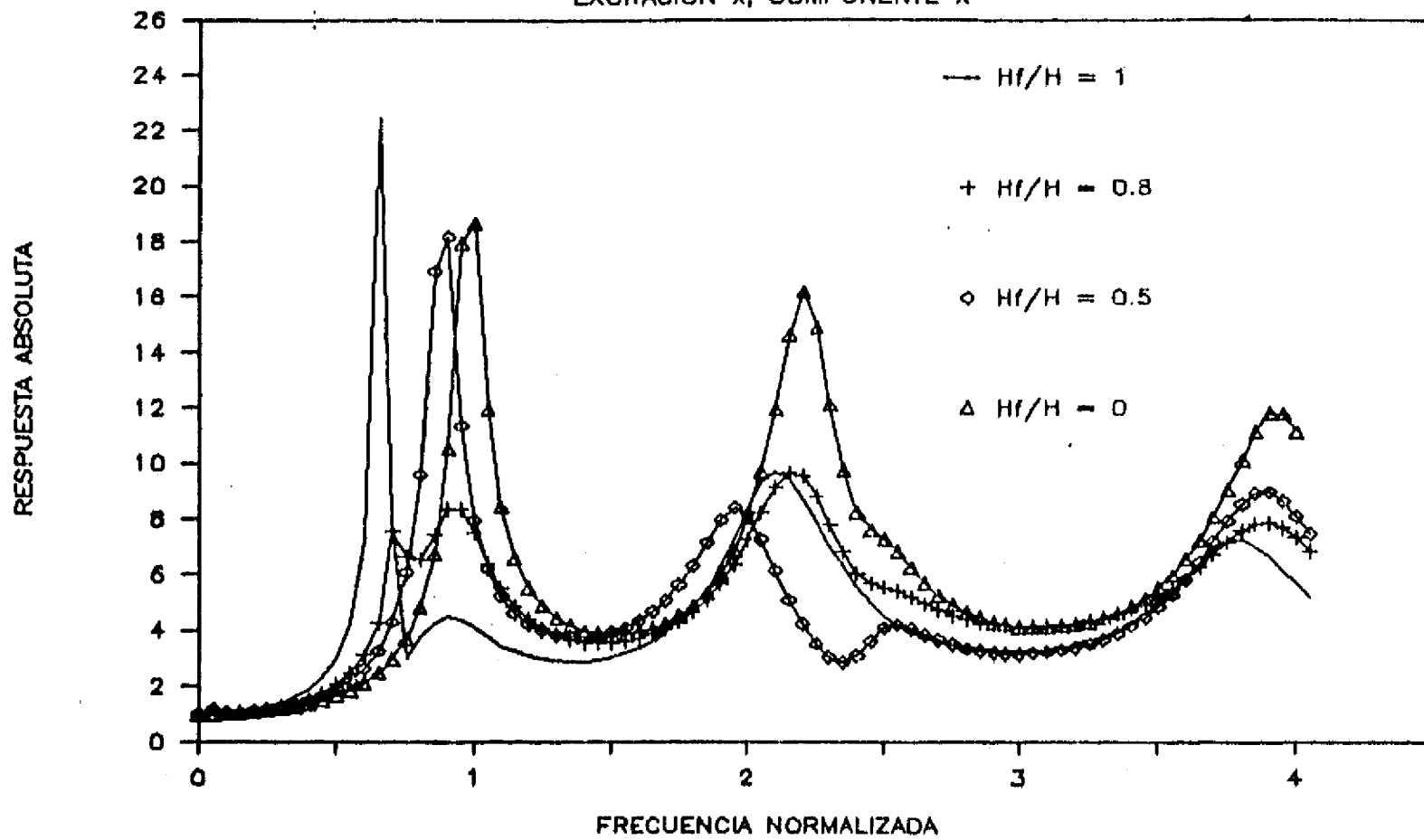


Fig. 4.23 Respuestas absolutas horizontales en la cresta ante una excitación horizontal con diferentes tirantes de agua

INFLUENCIA DEL TIRANTE DEL AGUA

EXCITACION X, COMPONENTE Y

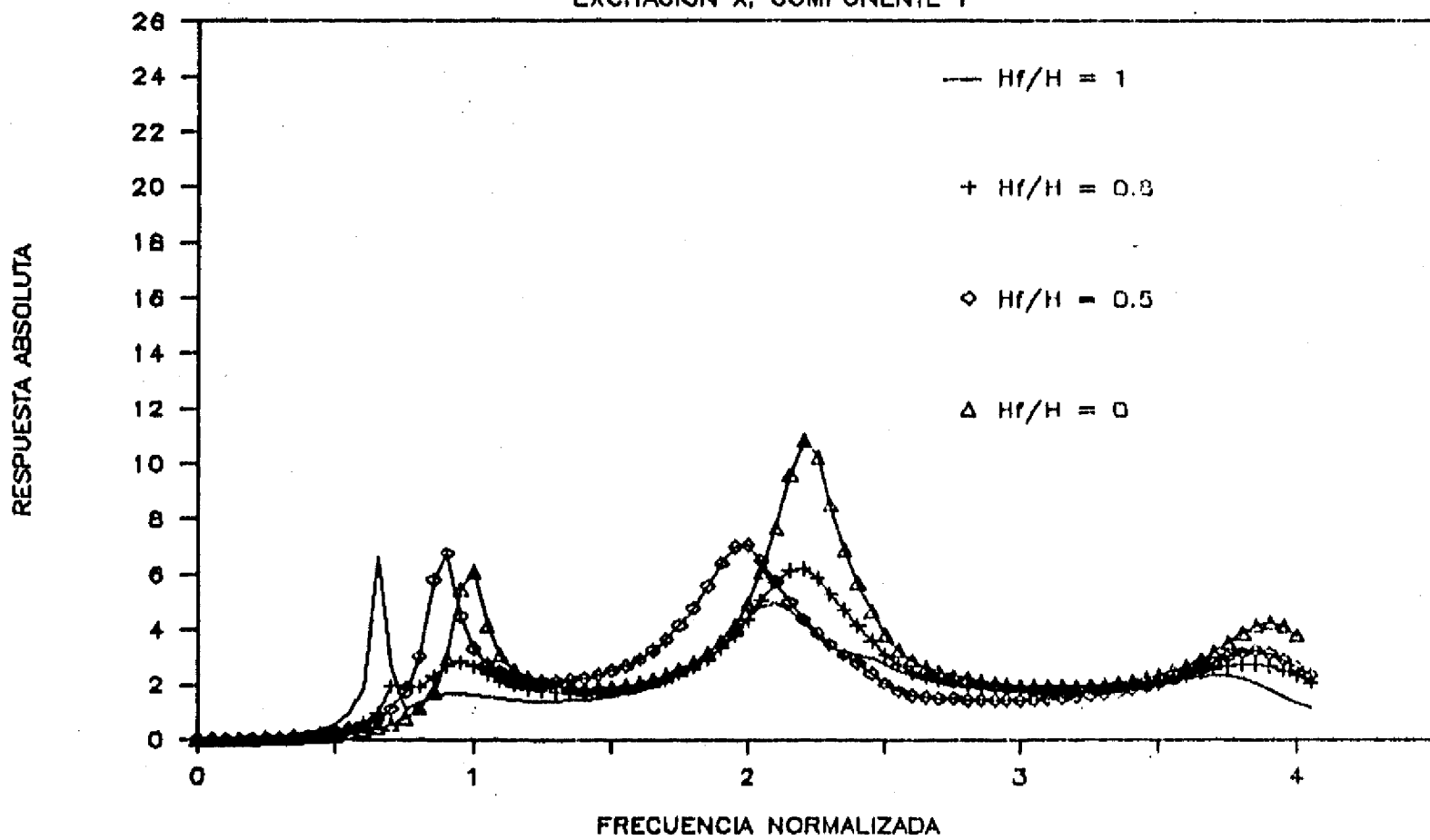


Fig. 4.24 Respuestas absolutas verticales en la cresta ante una excitación horizontal con diferentes tirantes de agua

INFLUENCIA DEL TIRANTE DEL AGUA

EXCITACION Y, COMPONENTE X

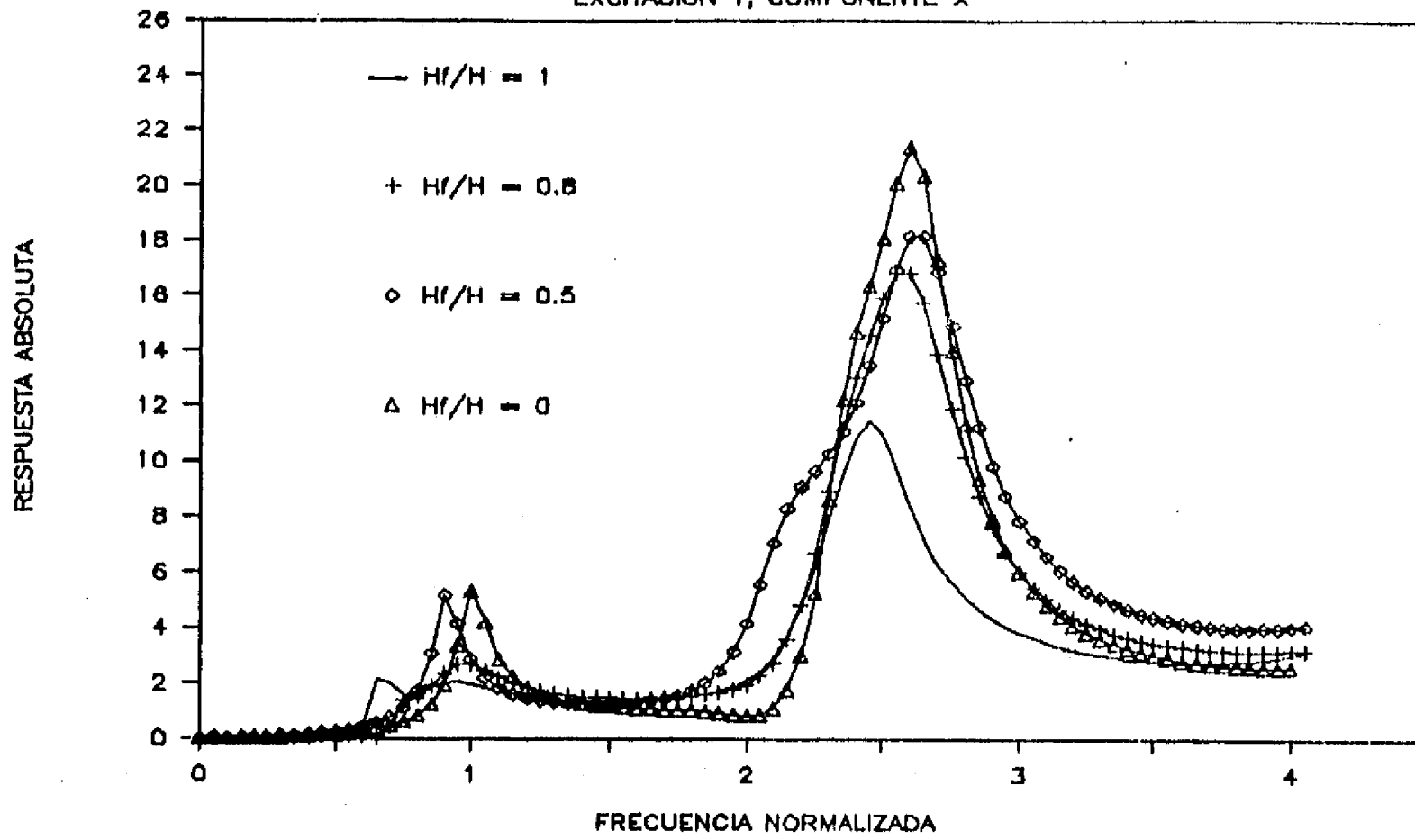


Fig. 4.25 Respuestas absolutas horizontales en la cresta ante una excitación vertical con diferentes tirantes de agua

INFLUENCIA DEL TIRANTE DEL AGUA

EXCITACION Y, COMPONENTE Y

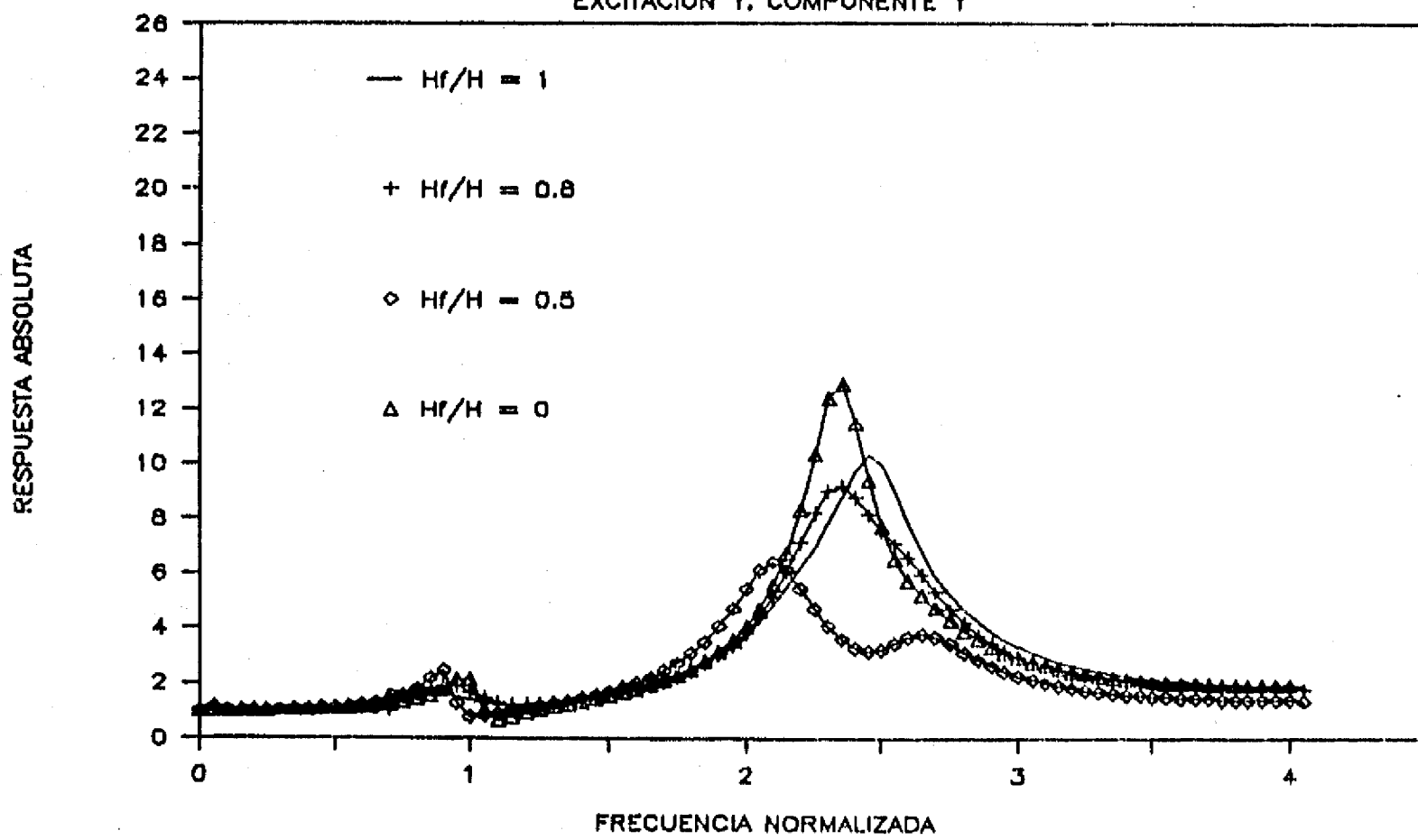


Fig. 4.26 Respuestas absolutas verticales en la cresta ante una excitación vertical con diferentes tirantes de agua

ACOPLAMIENTO VS. NO ACOPLAMIENTO

EXCITACION X, COMPONENTE X

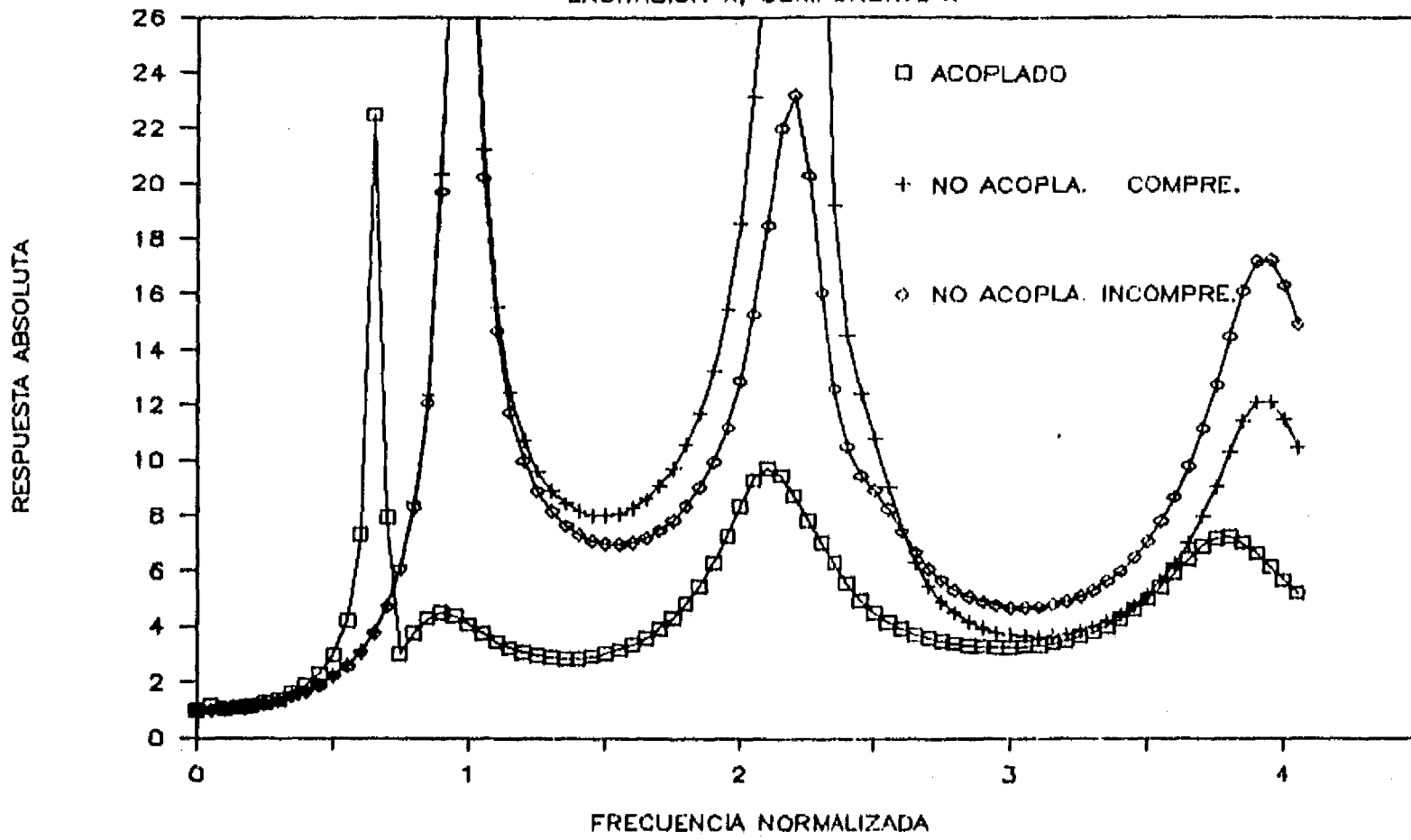


Fig. 4.27 Respuestas absolutas horizontales en la cresta ante una excitación horizontal con/sin acoplamiento

ACOPLAMIENTO VS. NO ACOPLAMIENTO

EXCITACION X, COMPONENTE Y

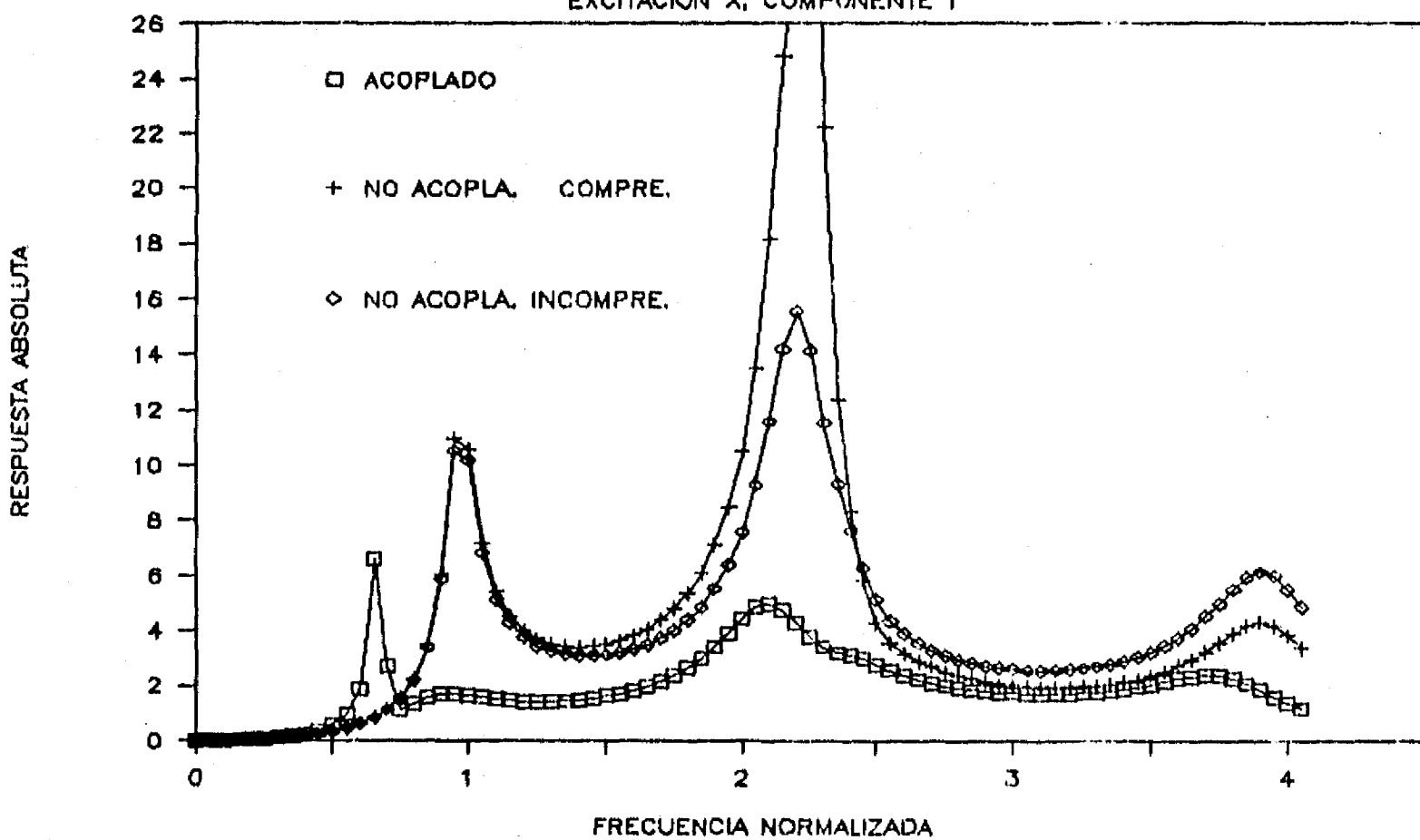


Fig. 4.28 Respuestas absolutas verticales en la cresta ante una excitación horizontal con/sin acoplamiento

ACOPLAMIENTO VS. NO ACOPLAMIENTO

EXCITACION Y, COMPONENTE X

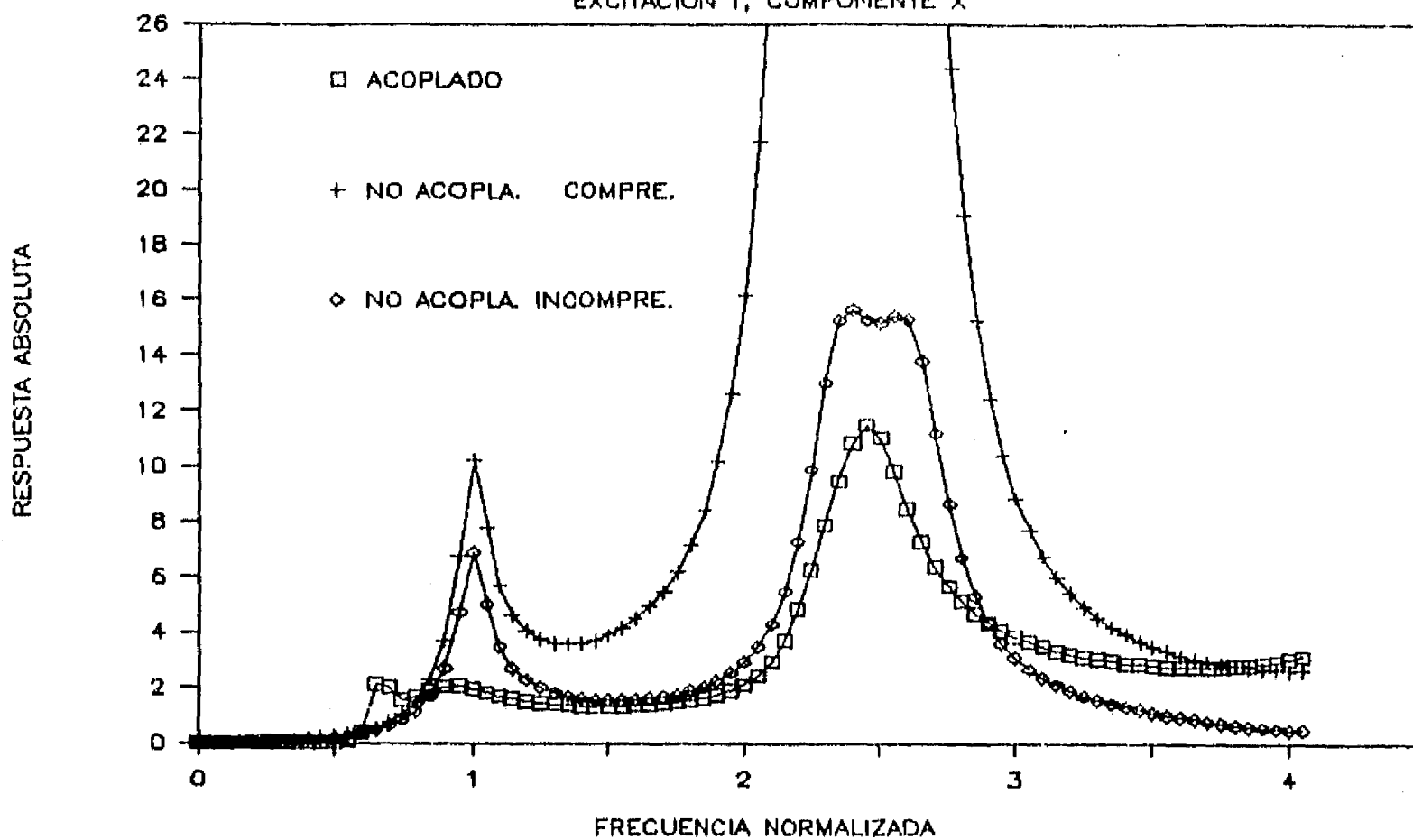


Fig. 4.29 Respuestas absolutas horizontales en la cresta ante una excitación vertical con/sin acoplamiento

ACOPLAMIENTO VS. NO ACOPLAMIENTO

EXCITACION Y, COMPONENTE Y

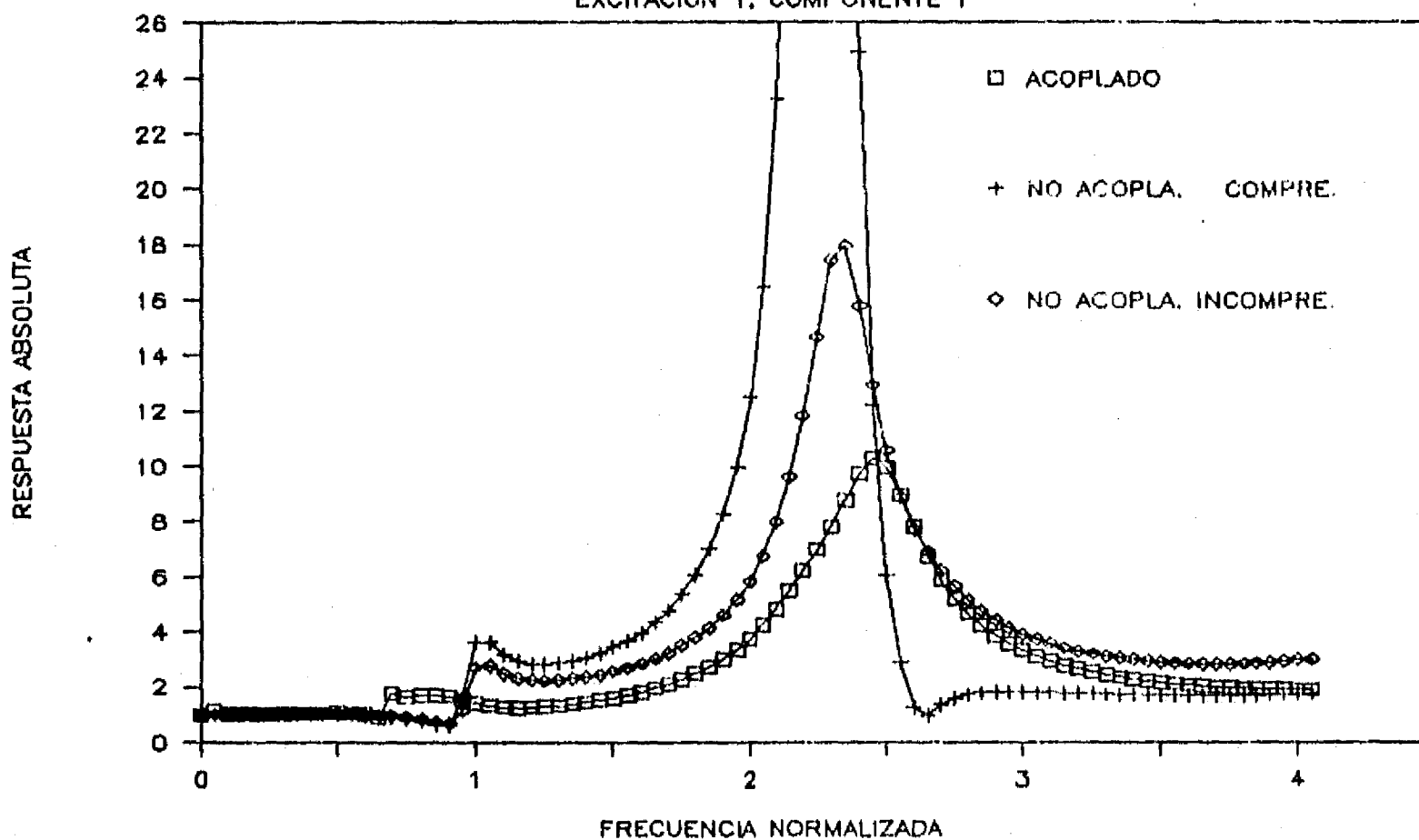


Fig. 4.30 Respuestas absolutas verticales en la cresta ante una excitación vertical con/sin acoplamiento

COMPRESIBILIDAD VS INCOMPRESIBILIDAD
EXCITACION X, COMPONENTE X

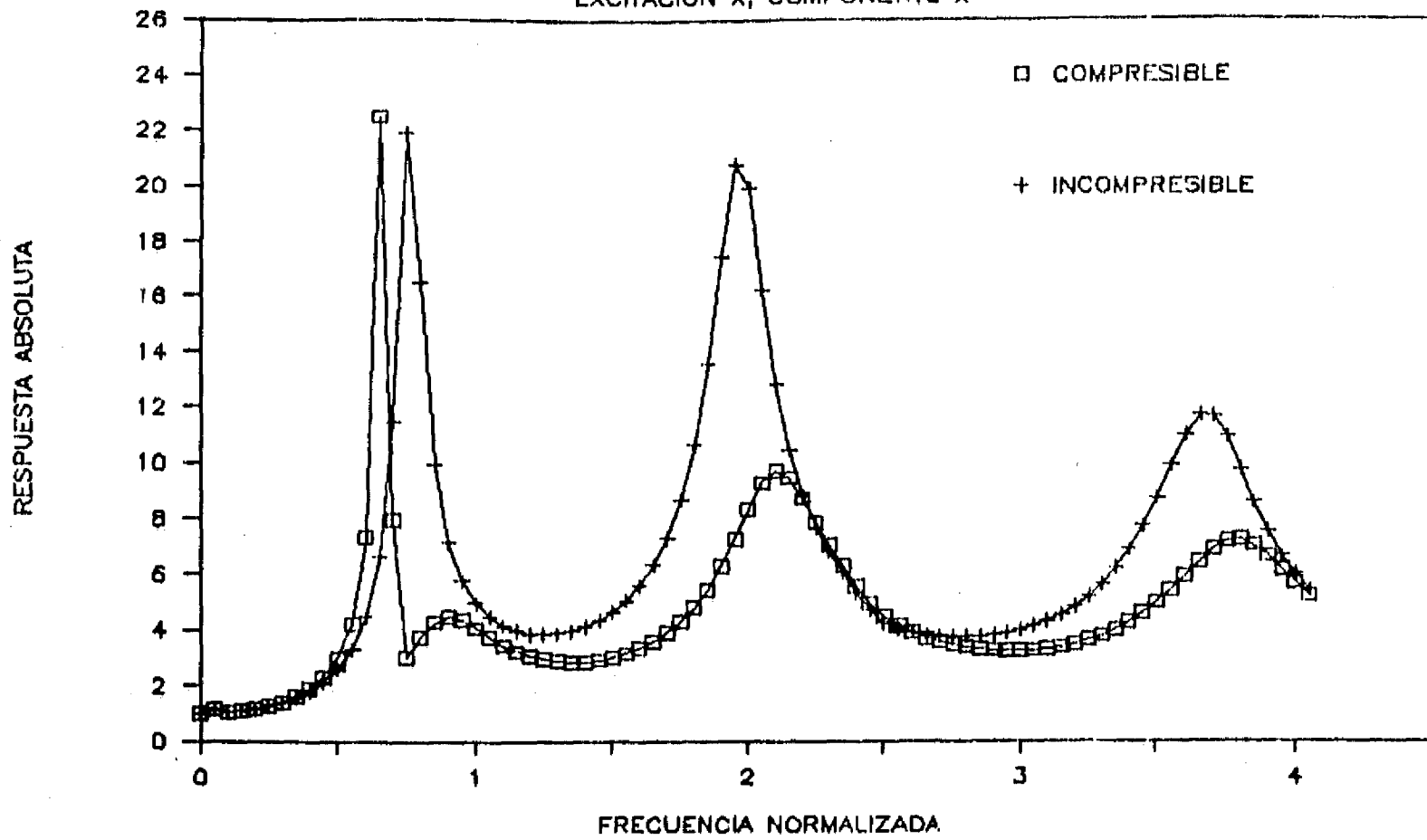


Fig. 4.31 Respuestas absolutas horizontales en la cresta ante una excitación horizontal con/sin compresibilidad de agua

COMPRESIBILIDAD VS INCOMPRESIBILIDAD
EXCITACION X, COMPONENTE Y

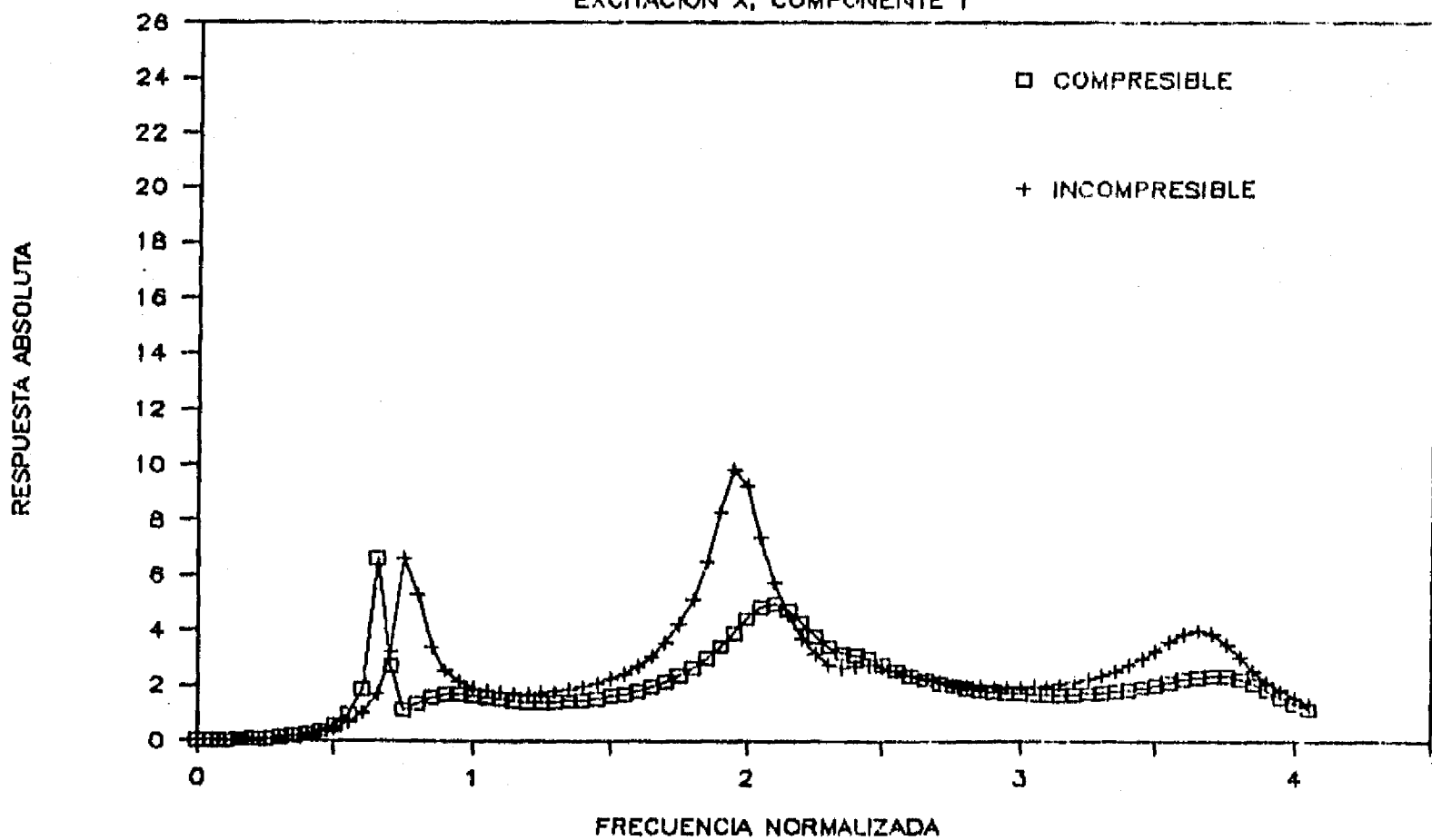


Fig. 4.32 Respuestas absolutas verticales en la cresta ante una excitación horizontal con/sin compresibilidad de agua

COMPRESIBILIDAD VS INCOMPRESIBILIDAD

EXCITACION Y, COMPONENTE X

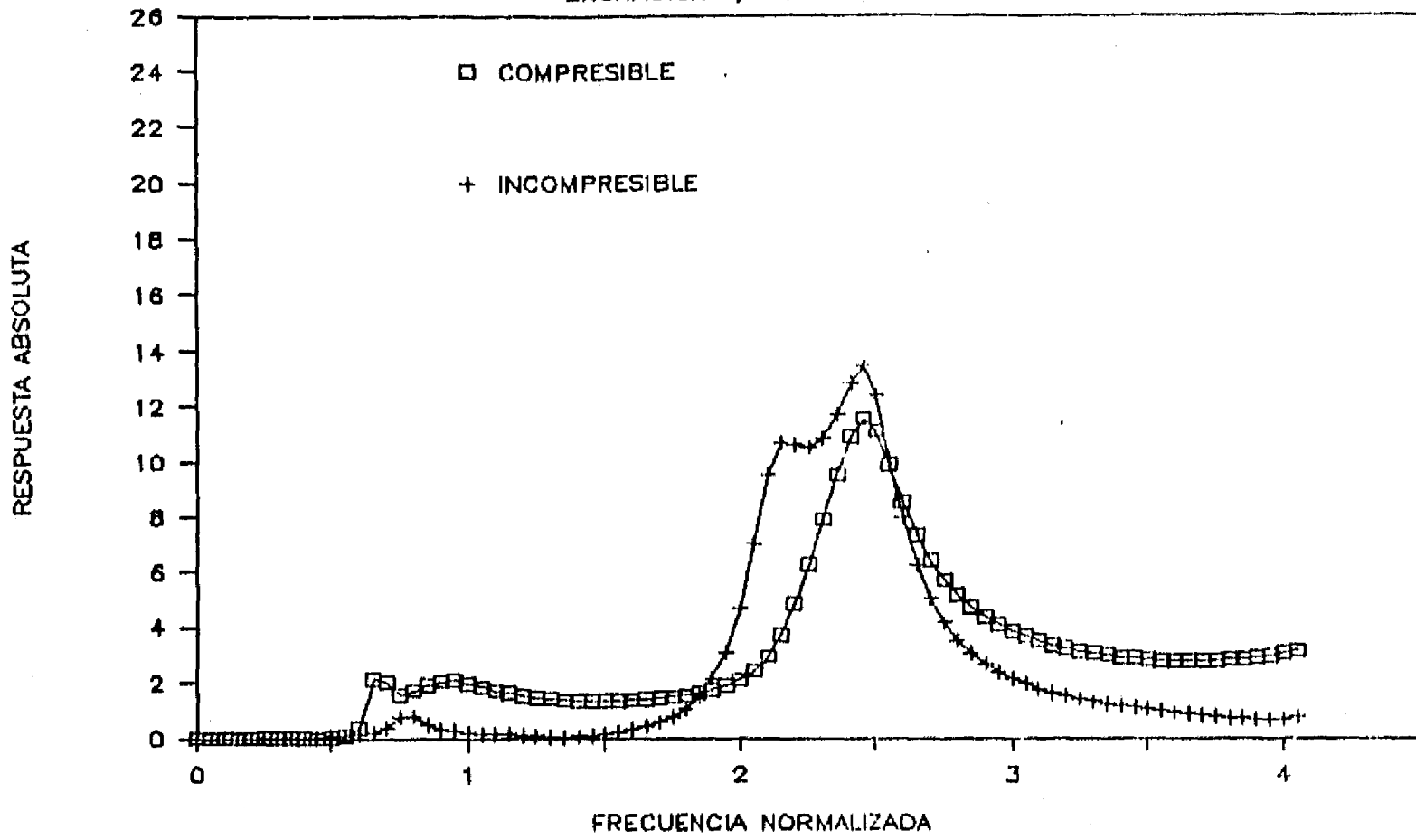


Fig. 4.33 Respuestas absolutas horizontales en la cresta ante una excitación vertical con/sin compresibilidad de agua

COMPRESIBILIDAD VS INCOMPRESIBILIDAD

EXCITACION Y, COMPONENTE Y

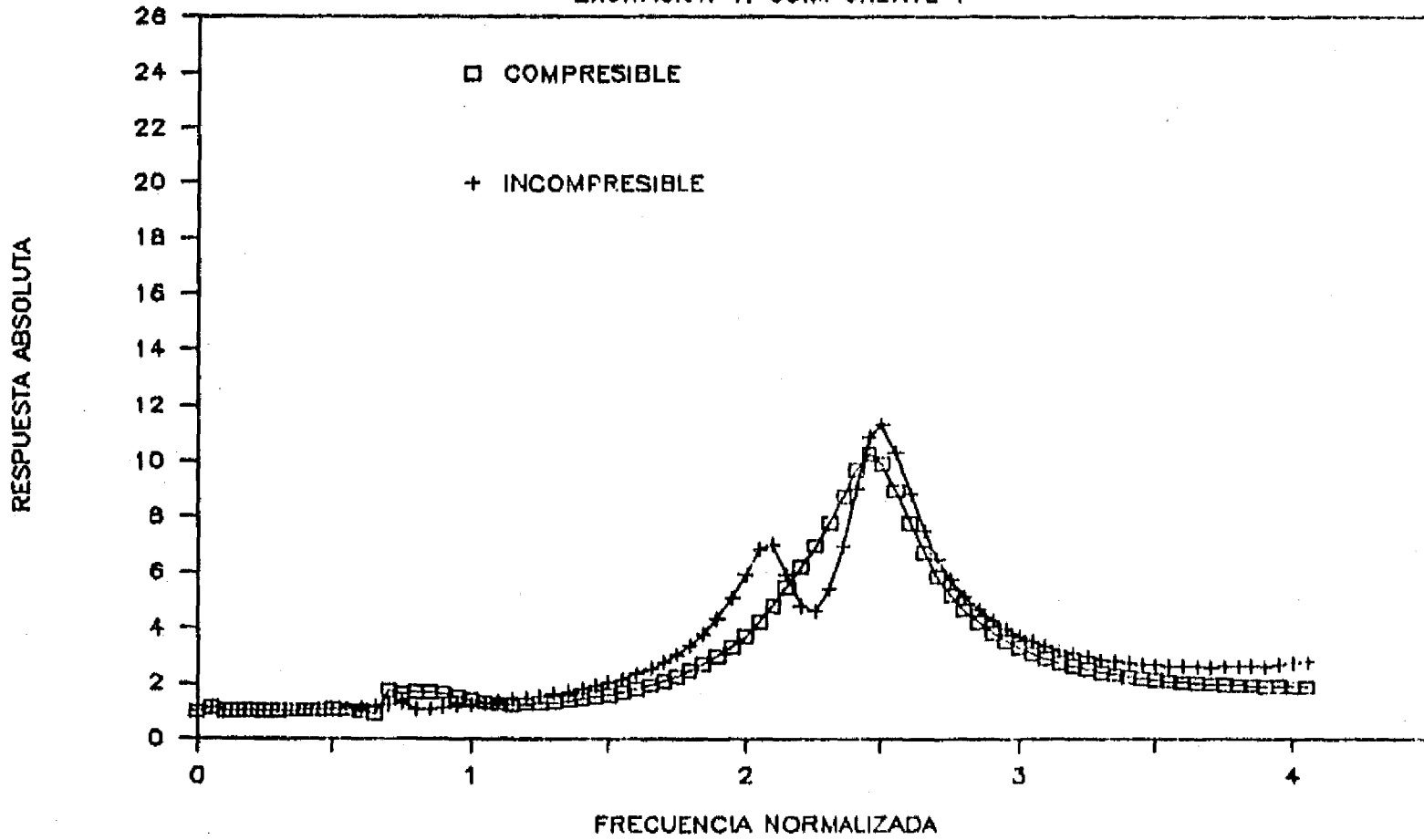


Fig. 4.34 Respuestas absolutas verticales en la cresta ante una excitación vertical con/sin compresibilidad de agua

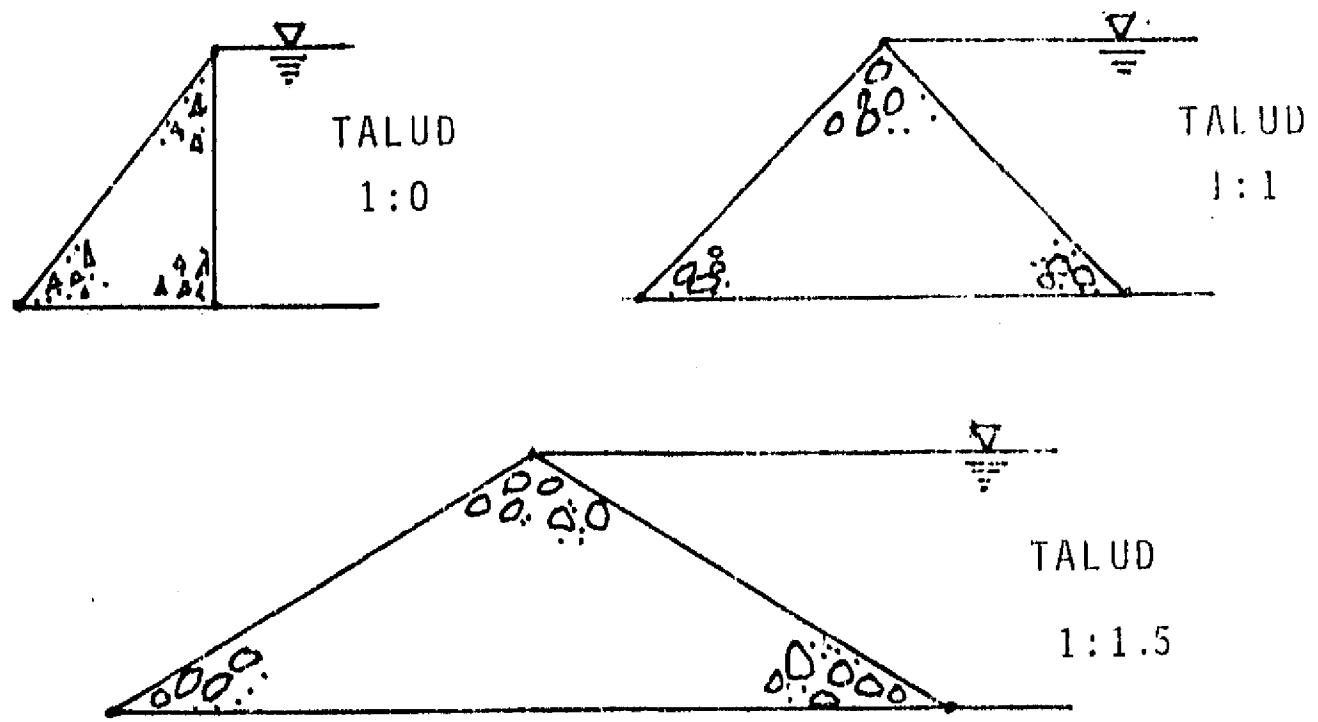


Fig. 4.35 Presas con diferentes taludes

EFEECTO DEL AGUA PARA EL TALUD 1:0

EXCITACION X, COMPONENTE X

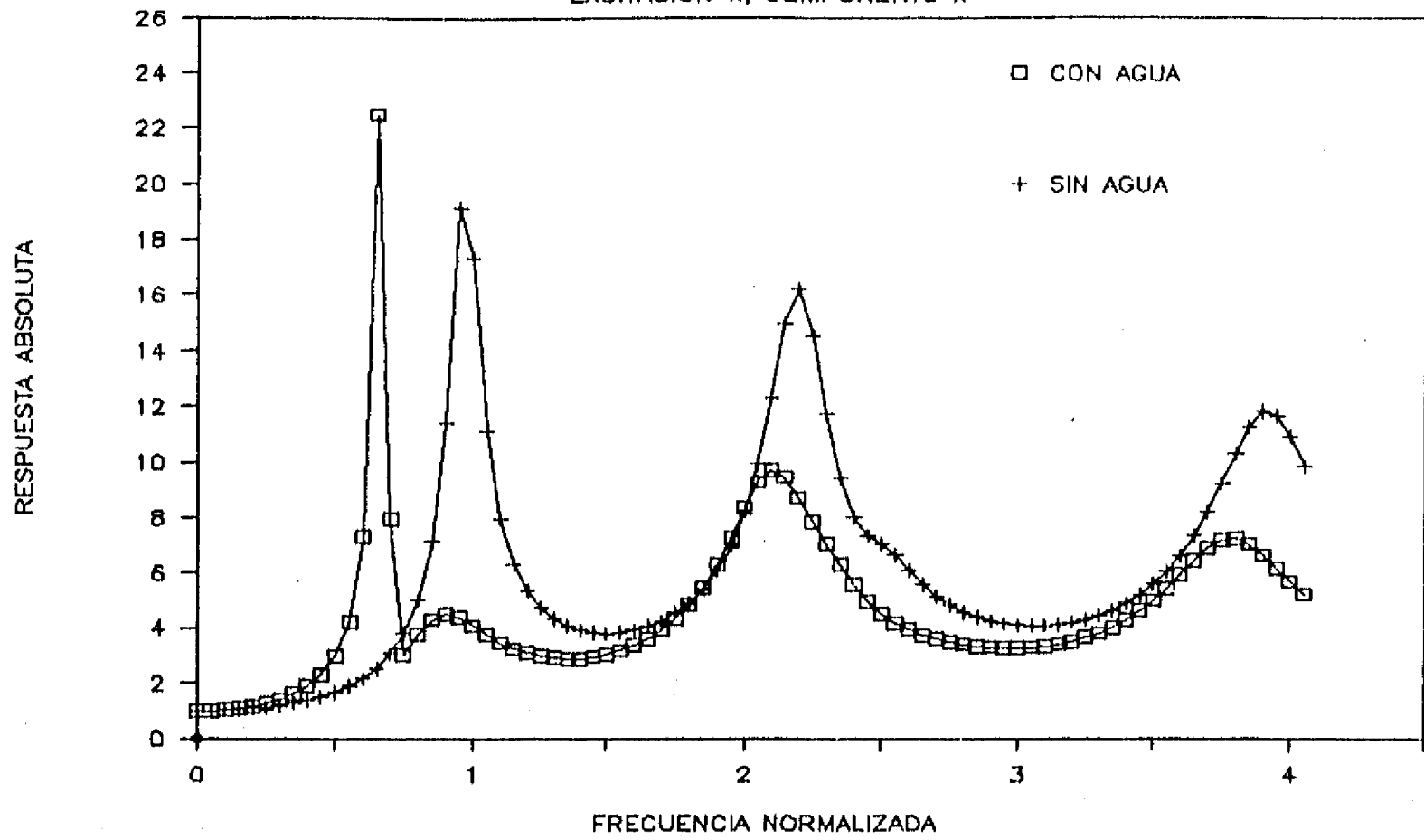


Fig. 4.36 Respuestas absolutas horizontales en la cresta ante una excitación horizontal con el talud 1:0

EFEECTO DEL AGUA PARA EL TALUD 1:0

EXCITACION X, COMPONENTE Y

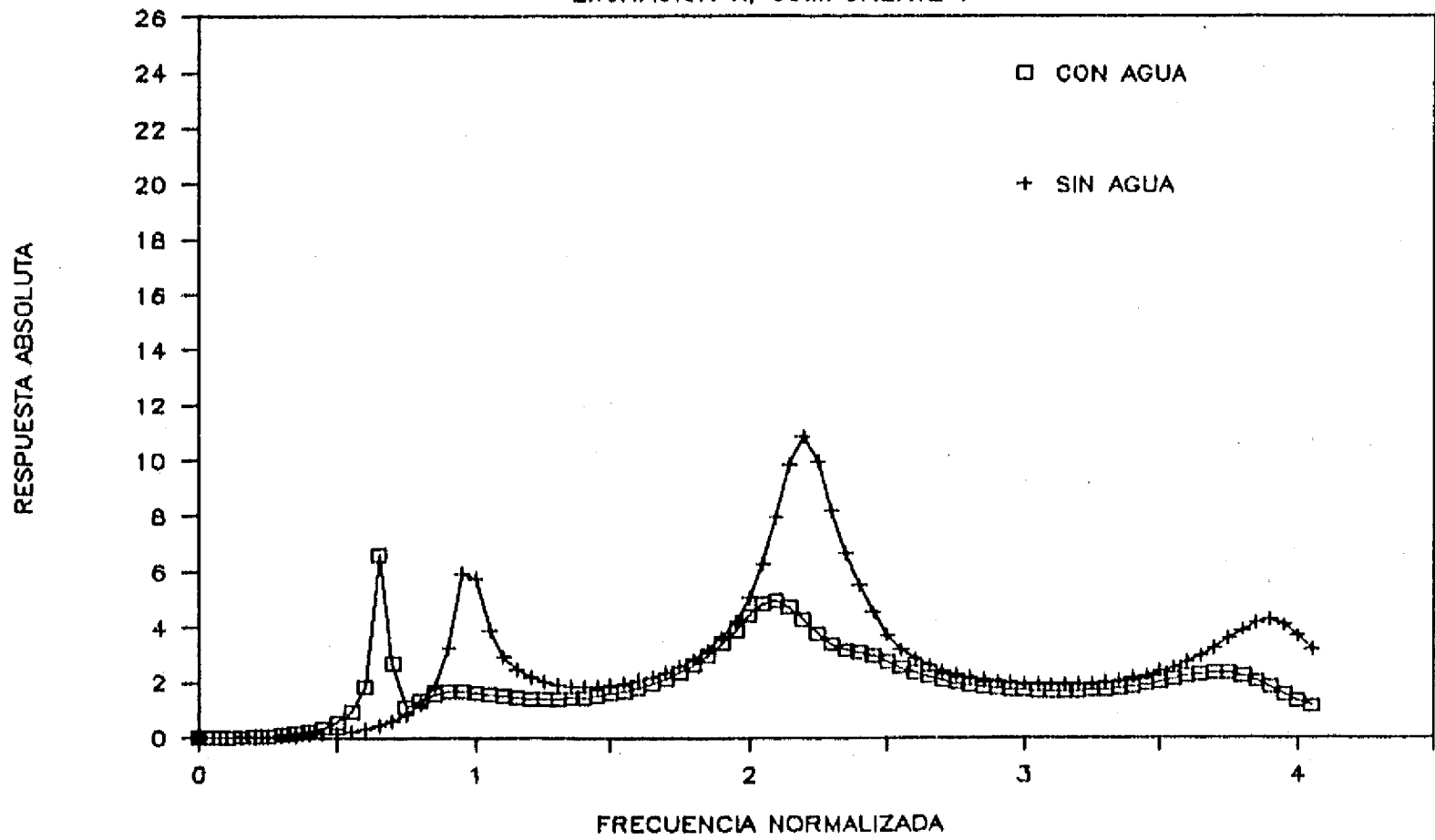


Fig. 4.37 Respuestas absolutas verticales en la cresta ante una excitación horizontal con el talud 1:0

EFFECTO DEL AGUA PARA EL TALUD 1:0

EXCITACION Y, COMPONENTE X

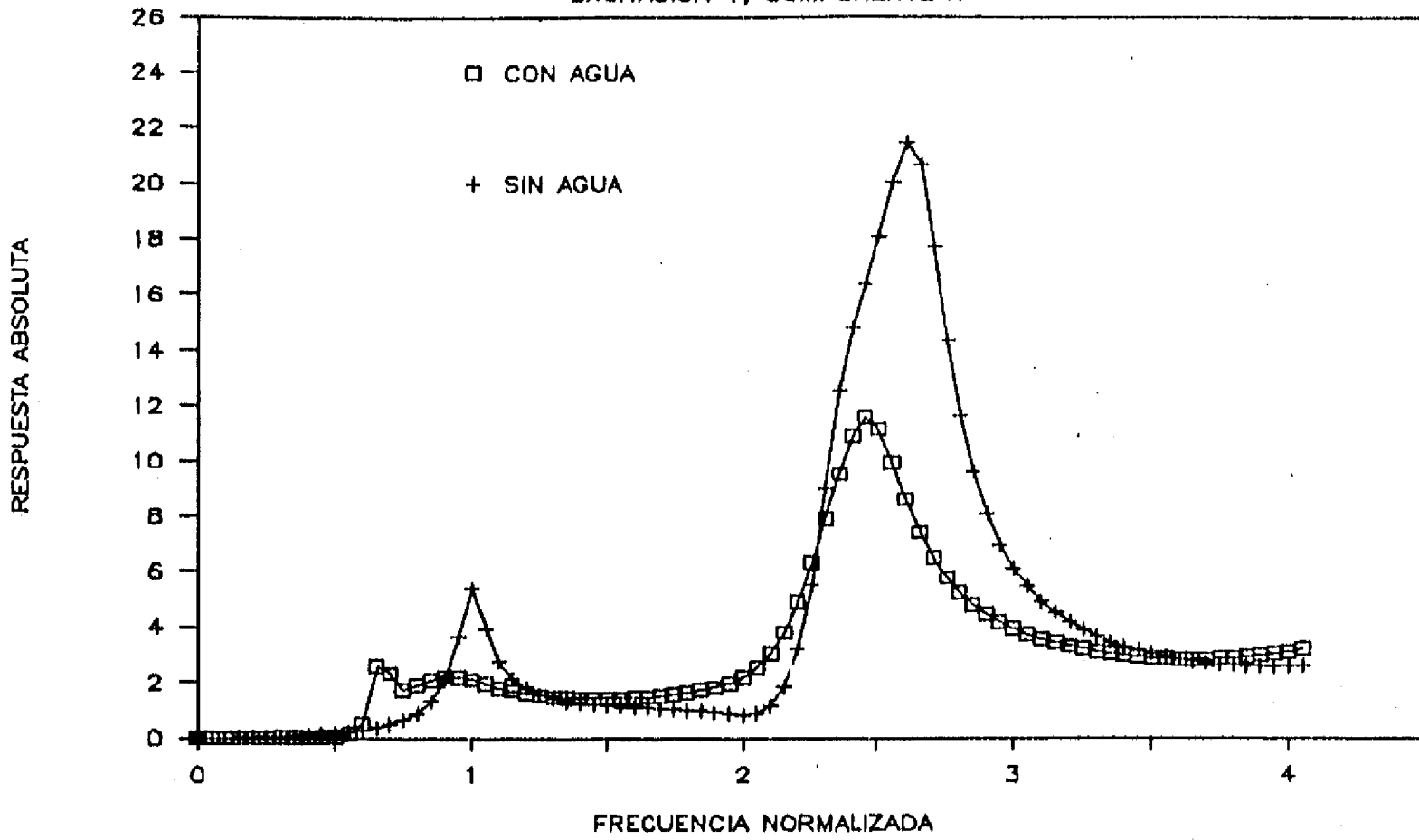


Fig. 4.38 Respuestas absolutas horizontales en la cresta ante una excitación vertical con el talud 1:0

EFFECTO DEL AGUA PARA EL TALUD 1:0

EXCITACION Y, COMPONENTE Y

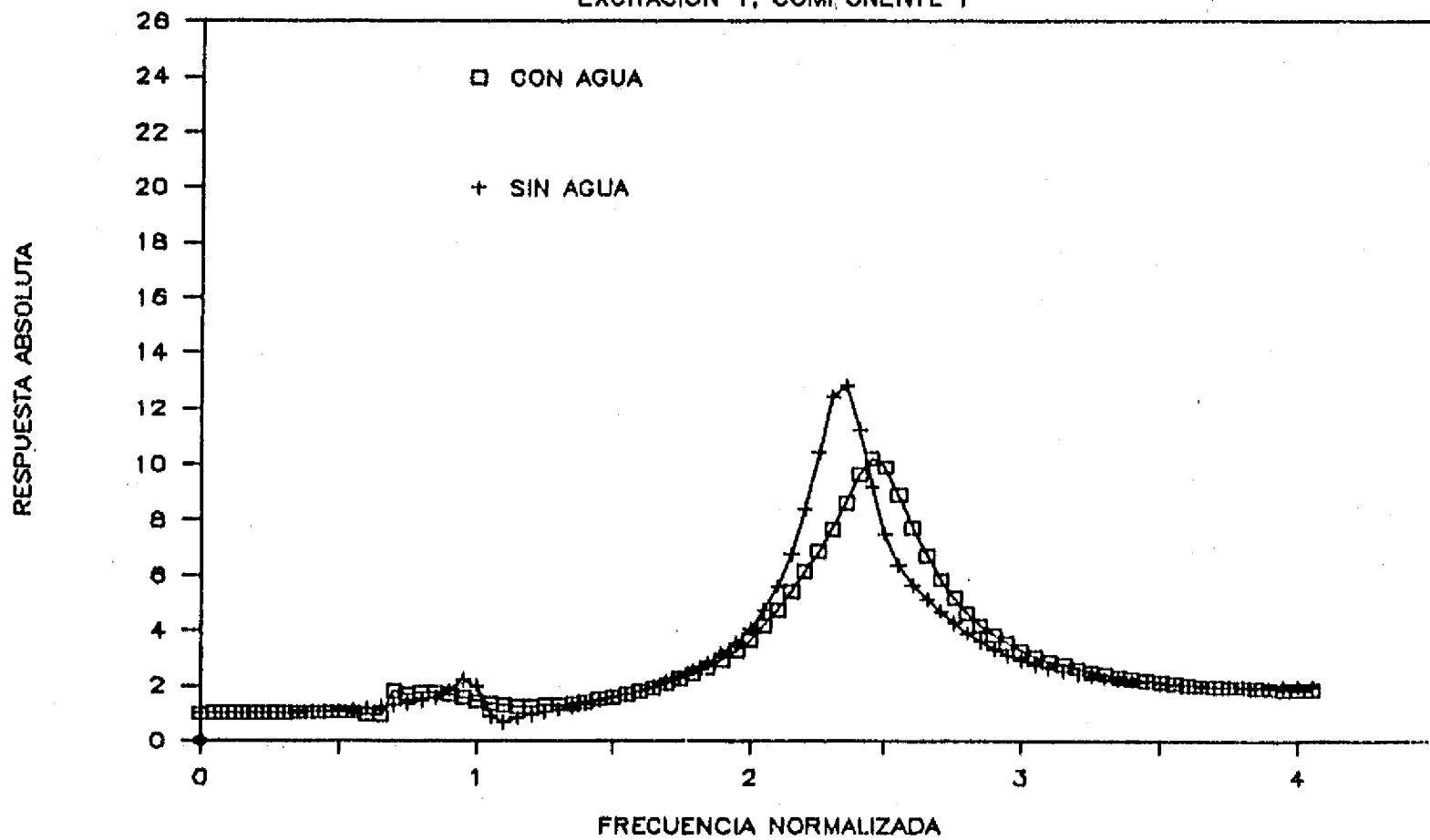


Fig. 4.39 Respuestas absolutas verticales en la cresta ante una excitación vertical con el talud 1:0

EFEECTO DEL AGUA PARA EL TALUD 1:1

EXCITACION X, COMPONENTE X

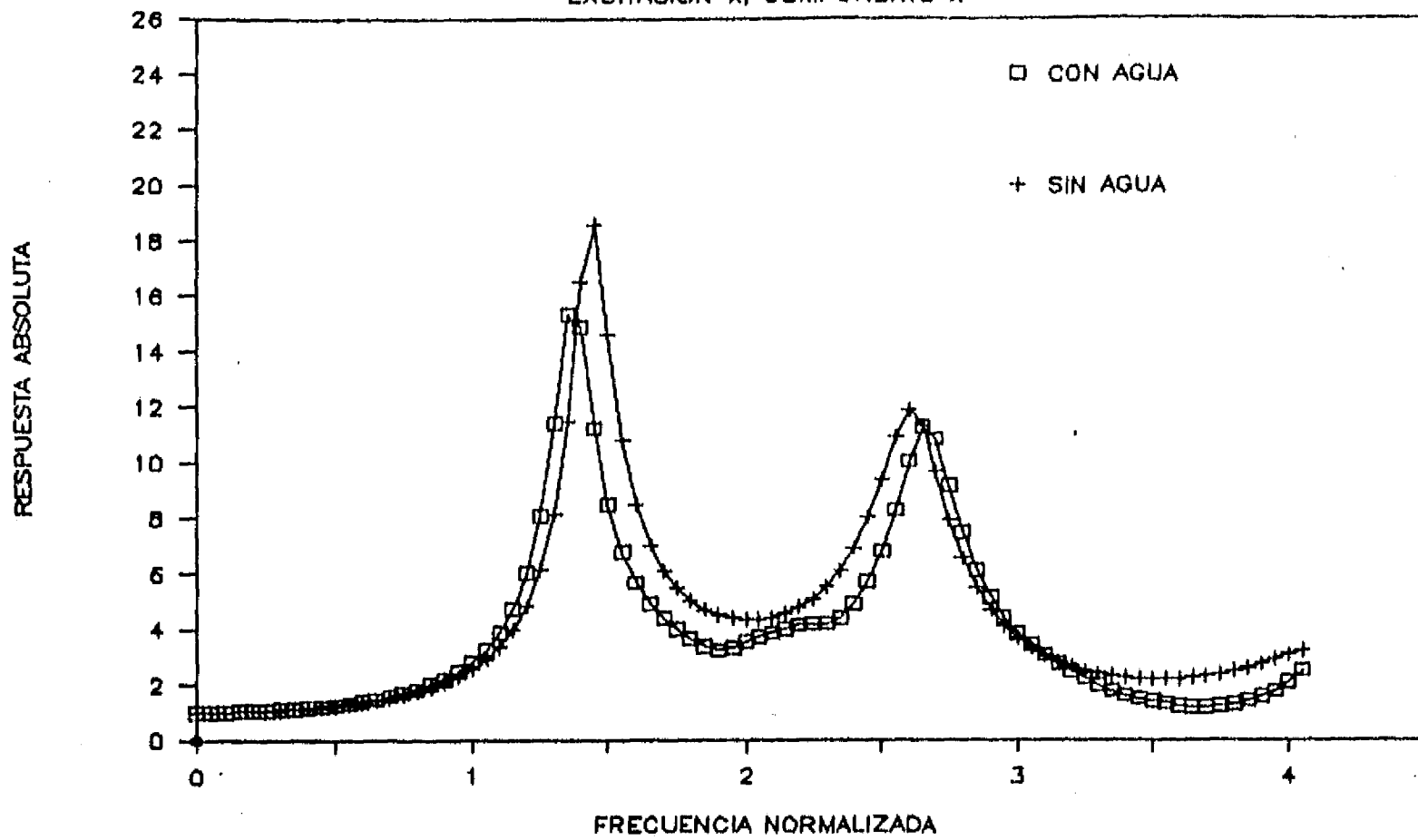


Fig. 4.40 Respuestas absolutas horizontales en la cresta ante una excitación horizontal con el talud 1:1

EFEECTO DEL AGUA PARA EL TALUD 1:1

EXCITACION X, COMPONENTE Y

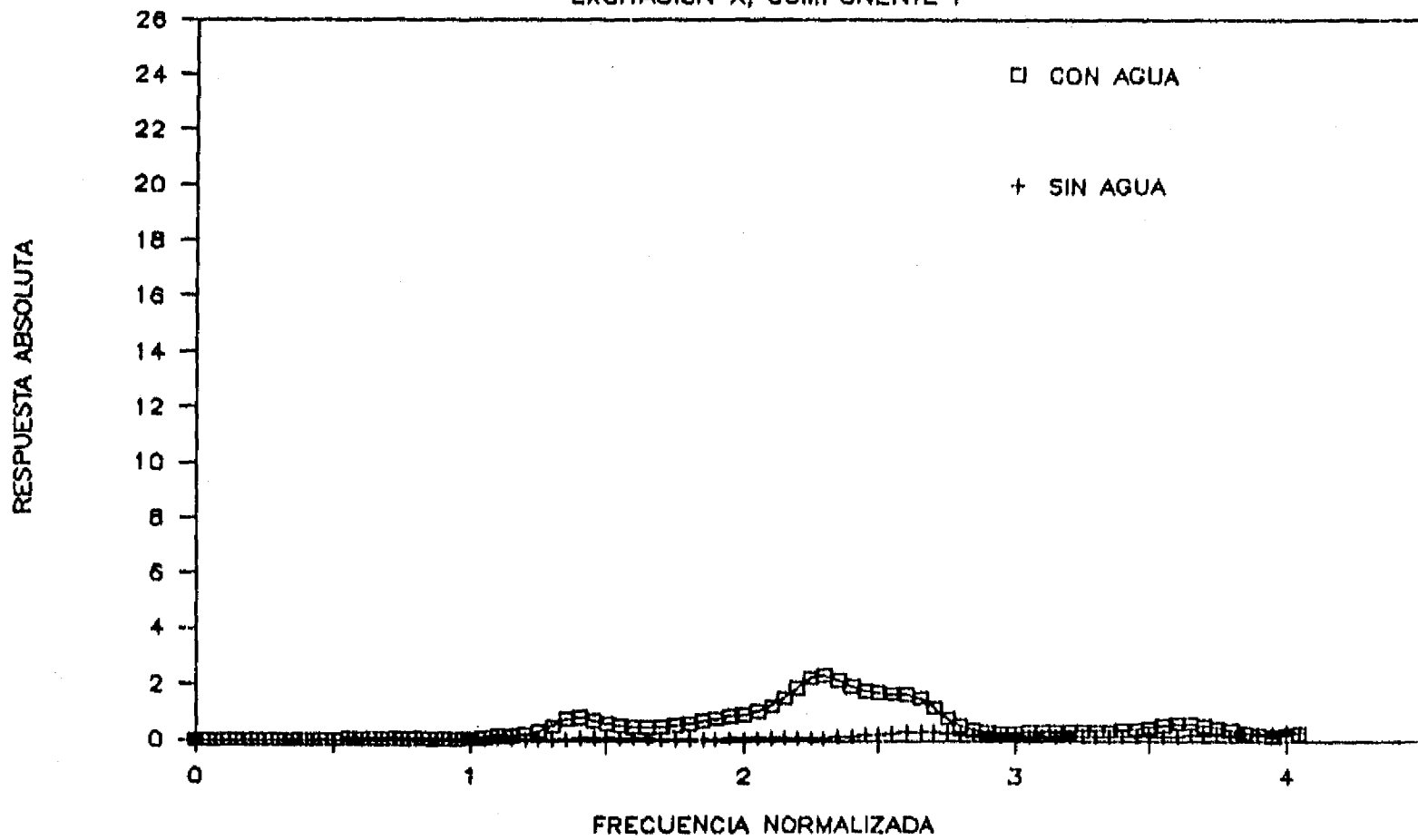


Fig. 4.41 Respuestas absolutas verticales en la cresta ante una excitación horizontal con el talud 1:1

EFFECTO DEL AGUA PARA EL TALUD 1:1

EXCITACION Y, COMPONENTE X

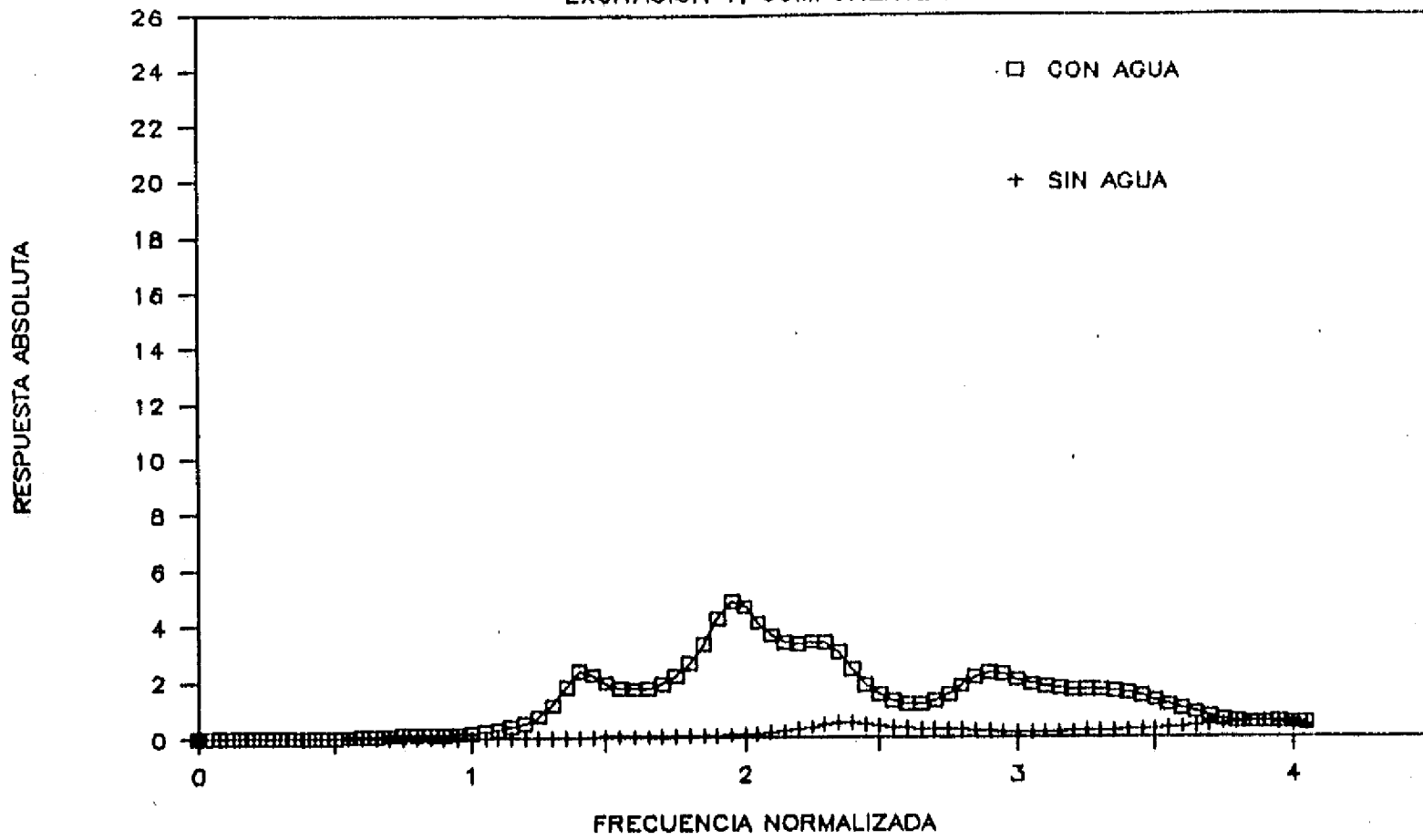


Fig. 4.42 Respuestas absolutas horizontales en la cresta ante una excitación vertical con el talud 1:1

EFFECTO DEL AGUA PARA EL TALUD 1:1

EXCITACION Y, COMPONENTE Y

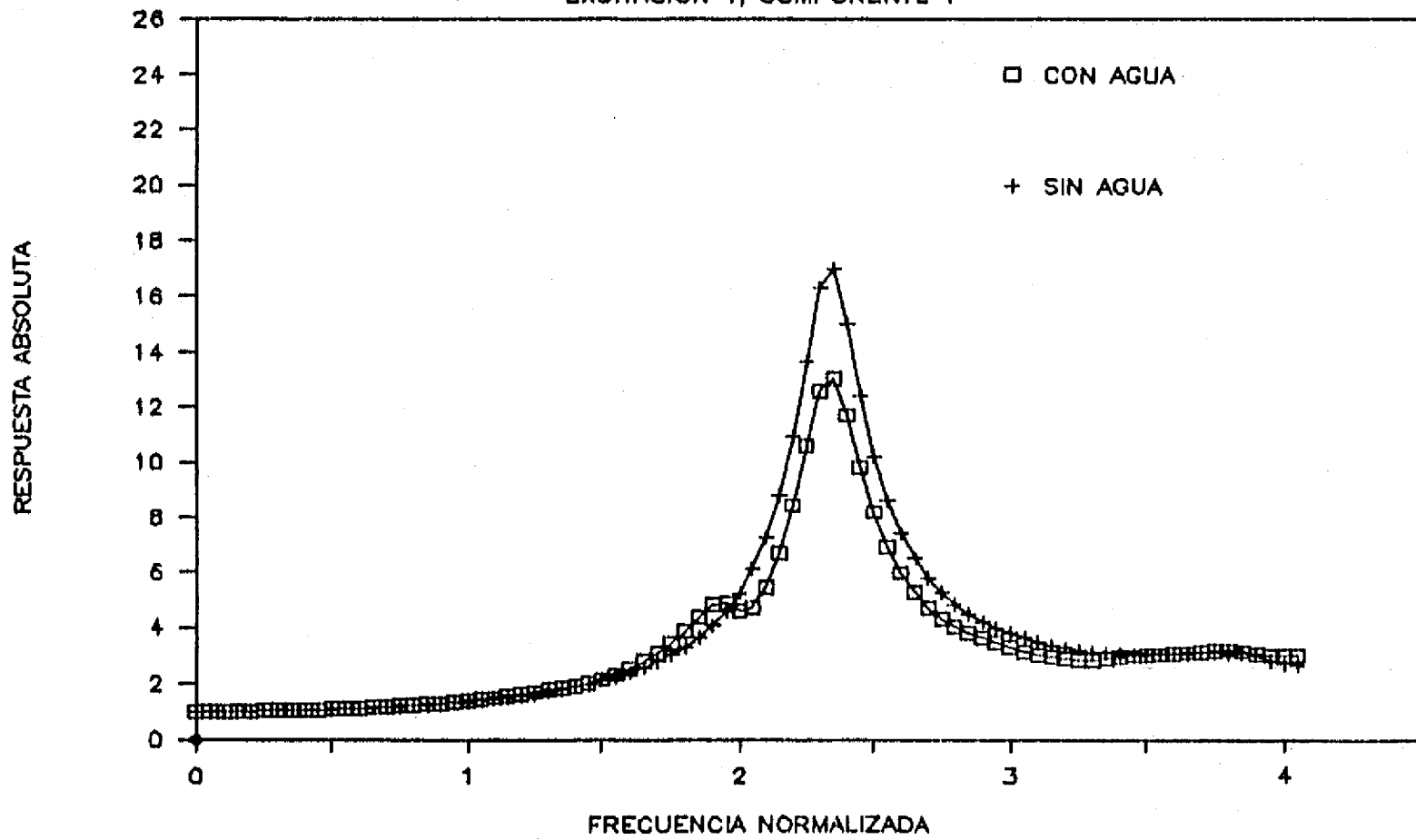


Fig. 4.43 Respuestas absolutas verticales en la cresta ante una excitación vertical con el talud 1:1

EFEECTO DEL AGUA PARA EL TALUD 1:1.5

EXCITACION X, COMPONENTE X

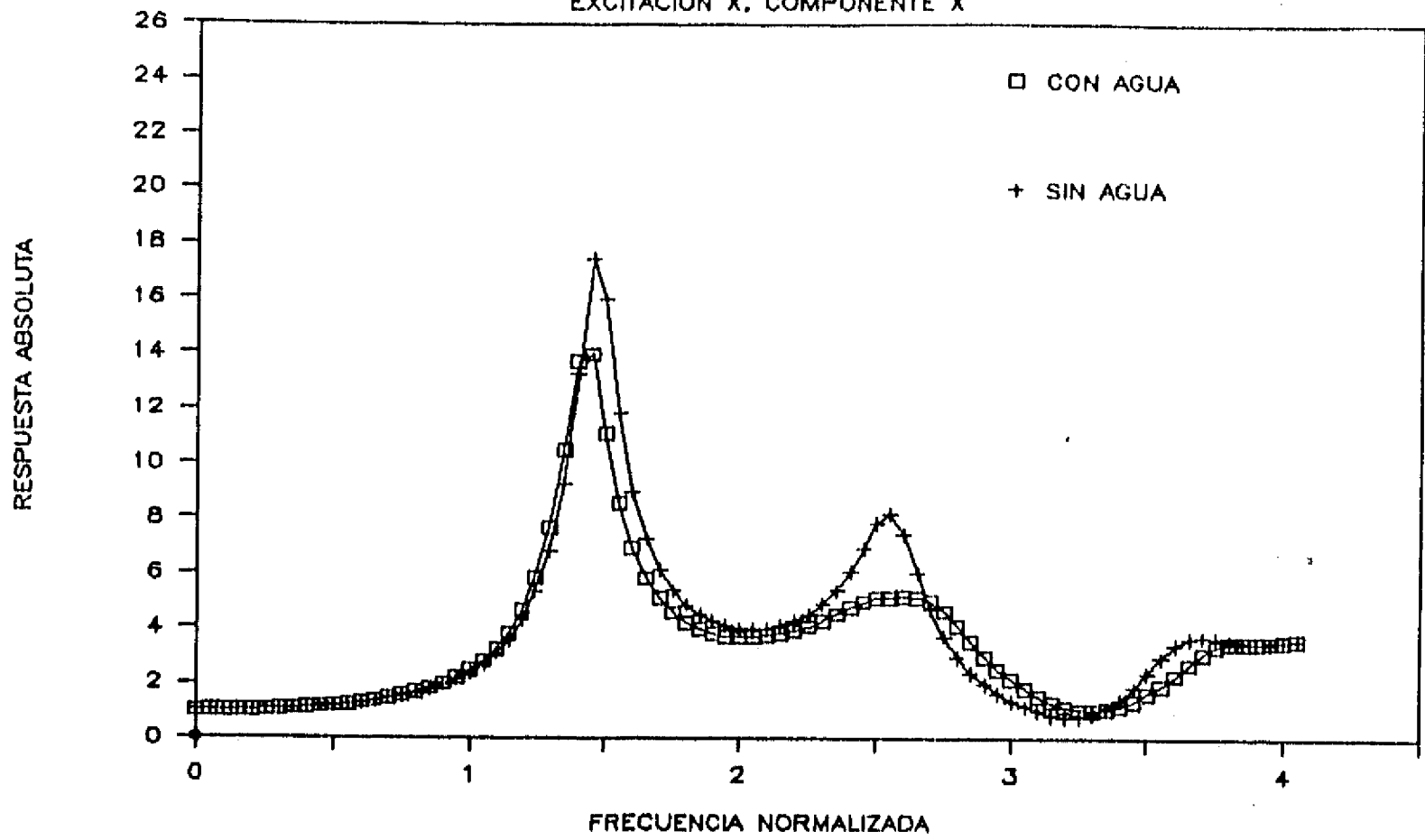


Fig. 4.44 Respuestas absolutas horizontales en la cresta ante una excitación horizontal con el talud 1:1.5

EFEECTO DEL AGUA PARA EL TALUD 1:1.5

EXCITACION X, COMPONENTE Y

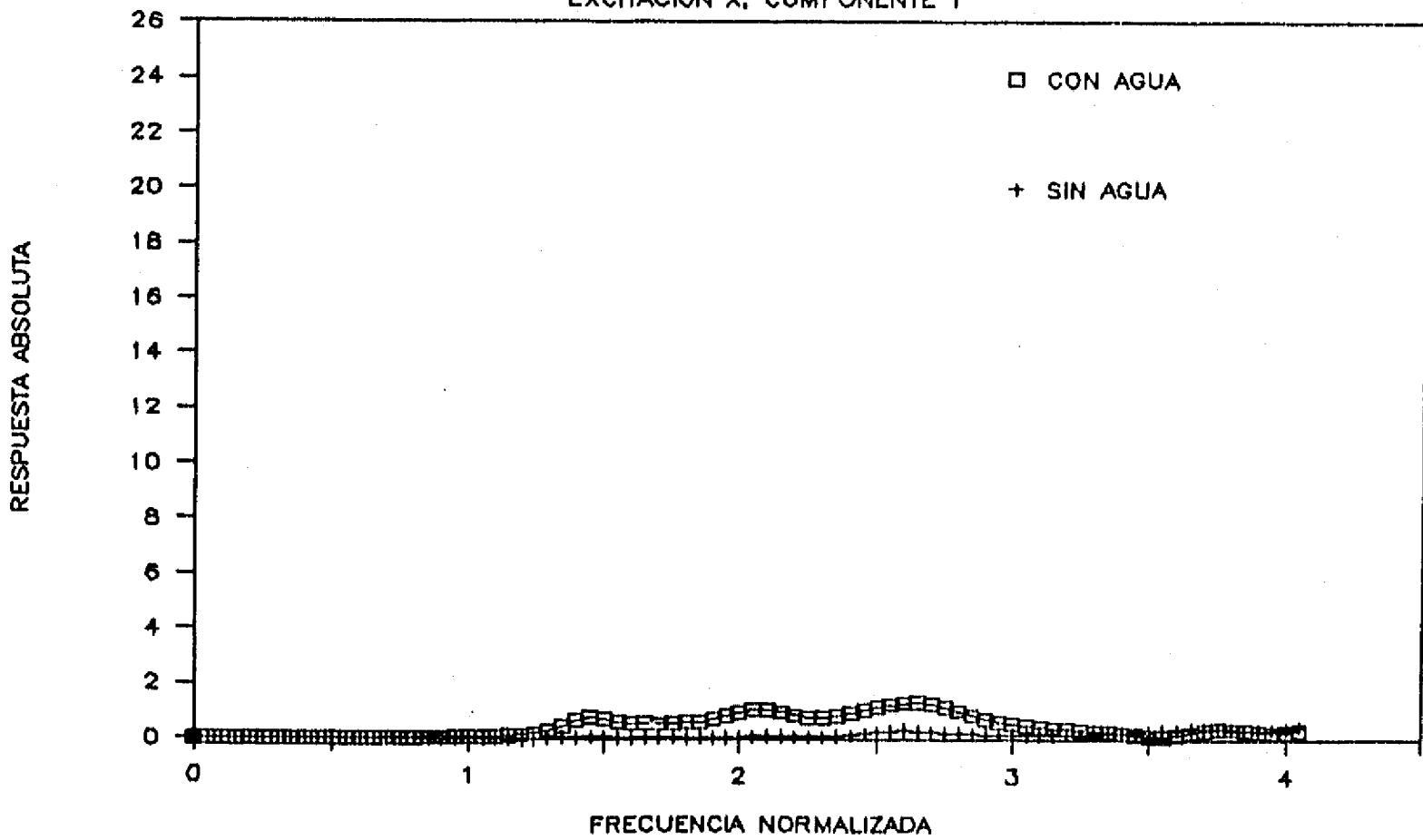


Fig. 4.45 Respuestas absolutas verticales en la cresta ante una excitación horizontal con el talud 1:1.5

EFFECTO DEL AGUA PARA EL TALUD 1:1.5
EXCITACION Y, COMPONENTE X

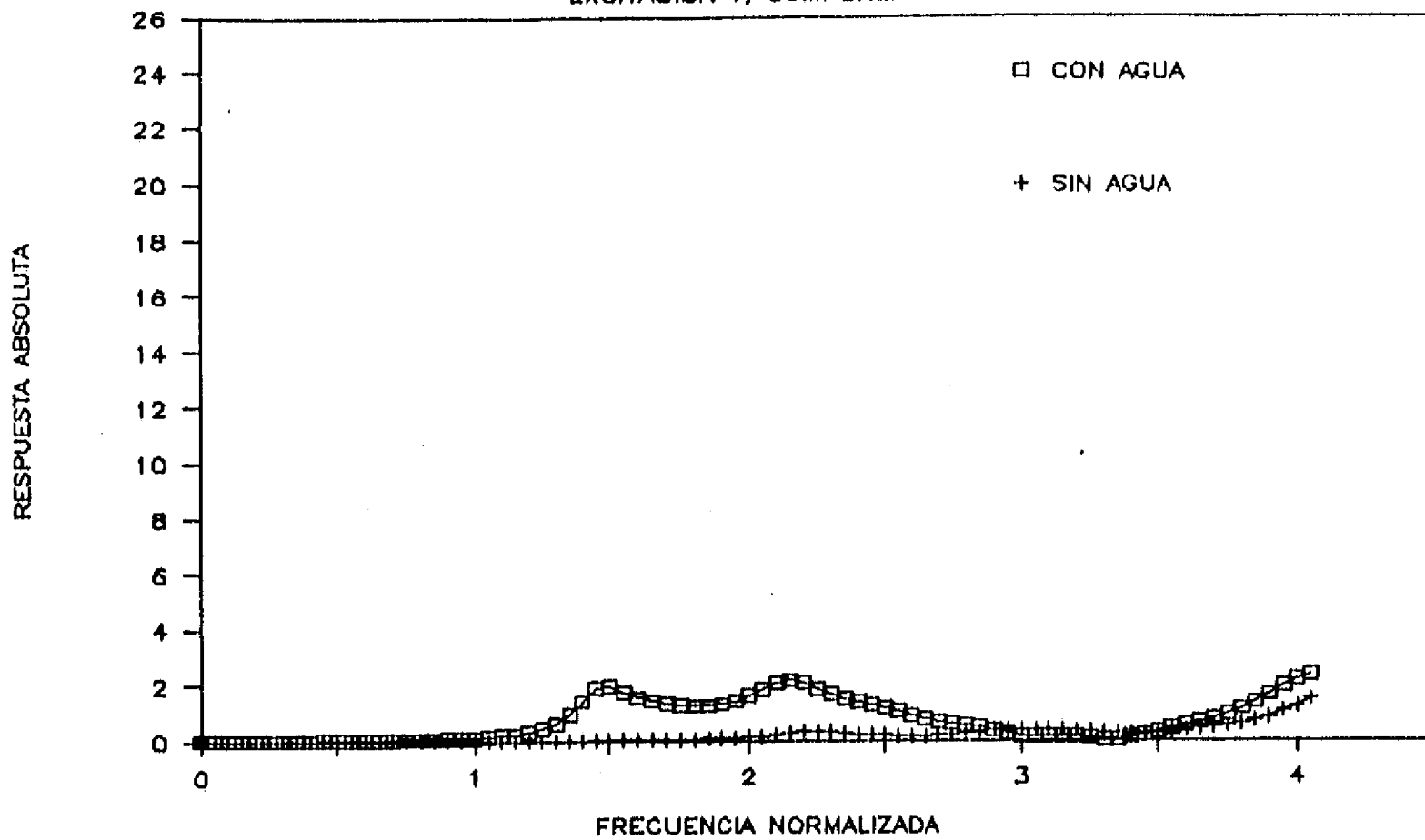


Fig. 4.46 Respuestas absolutas horizontales en la cresta ante una excitación vertical con el talud 1:1.5

EFFECTO DEL AGUA PARA EL TALUD 1:1.5
EXCITACION Y, COMPONENTE Y

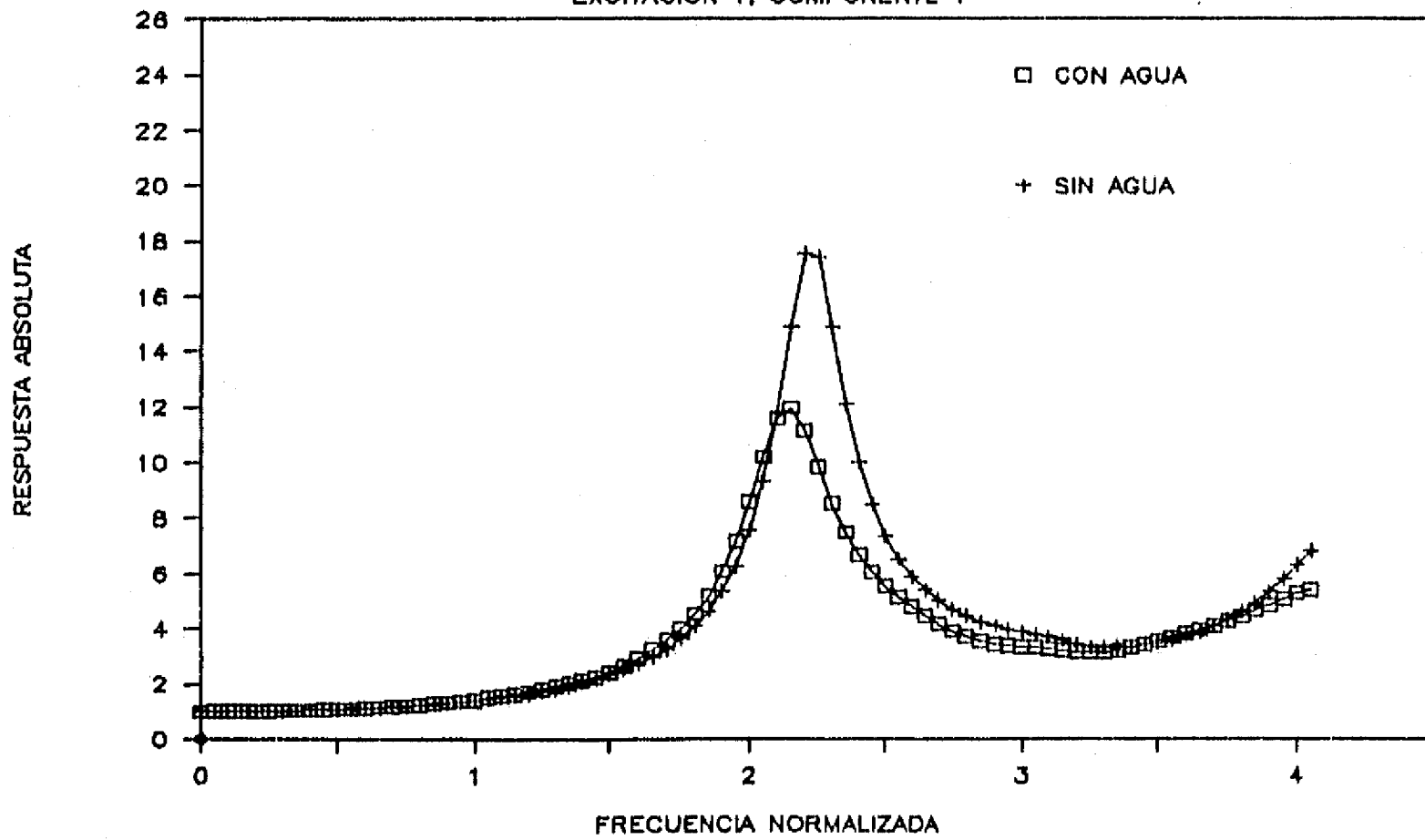


Fig. 4.47 Respuestas absolutas verticales en la cresta ante una excitación vertical con el talud 1:1.5

CRESTA, SIN AGUA (PG)
EXCITACION X, COMPONENTE X

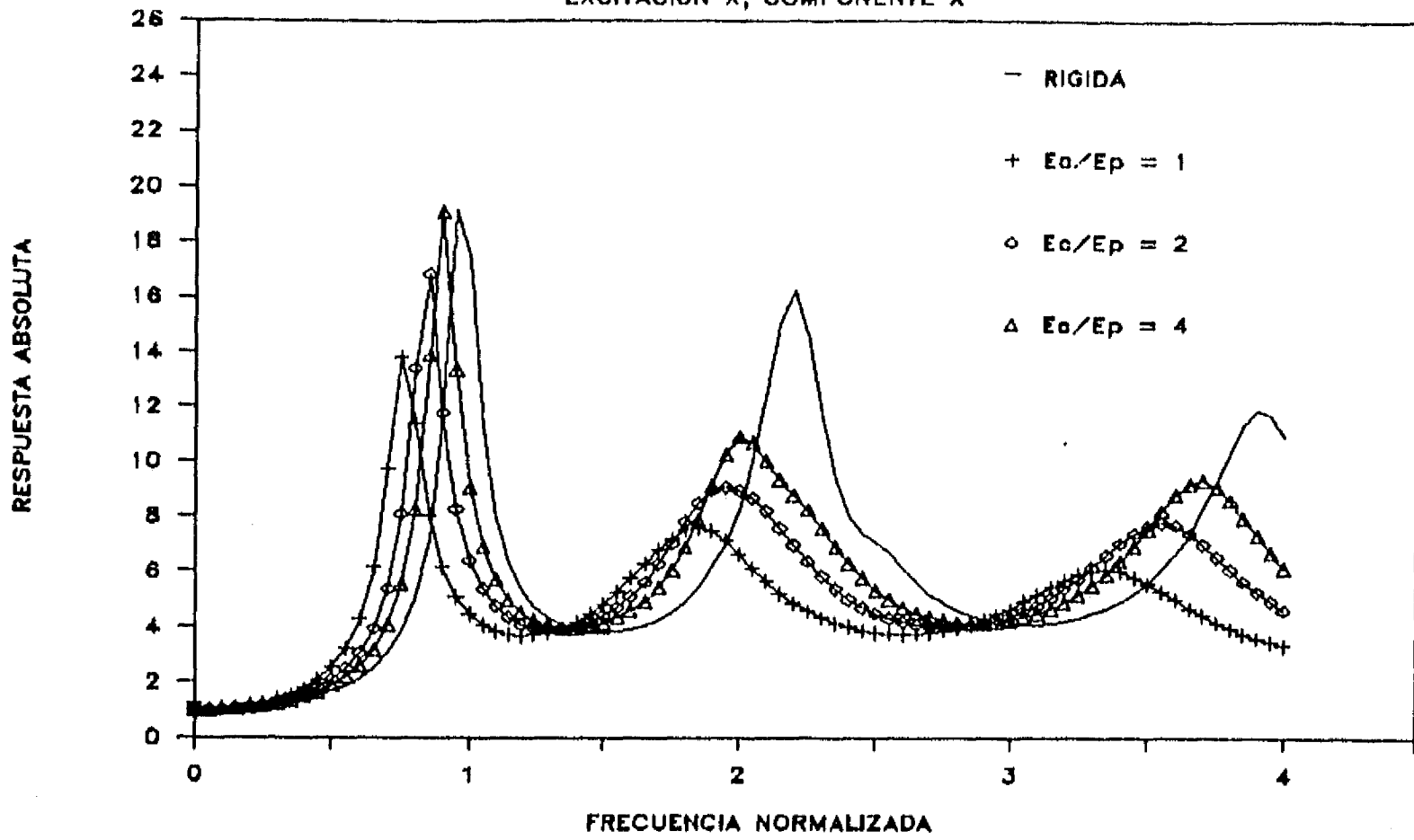


Fig. 5.1 Respuestas absolutas horizontales en la cresta de una presa de gravedad, sin agua, ante una excitación horizontal

CRESTA, CON AGUA (PG)
EXCITACION X, COMPONENTE X

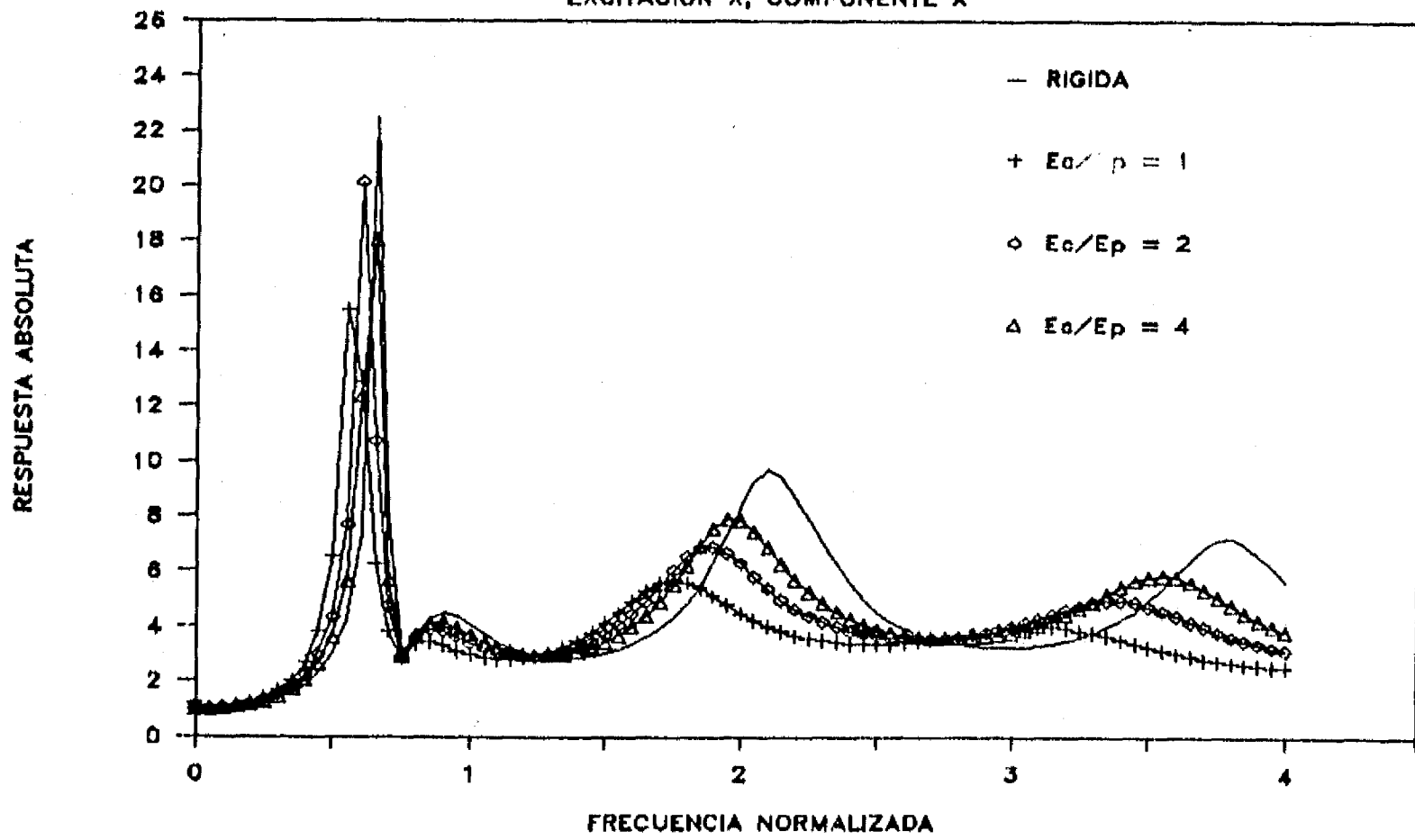


Fig. 5.2 Respuestas absolutas horizontales en la cresta de una presa de gravedad, con agua, ante una excitación horizontal

BASE, SIN AGUA (PG)

EXCITACION X, COMPONENTE X

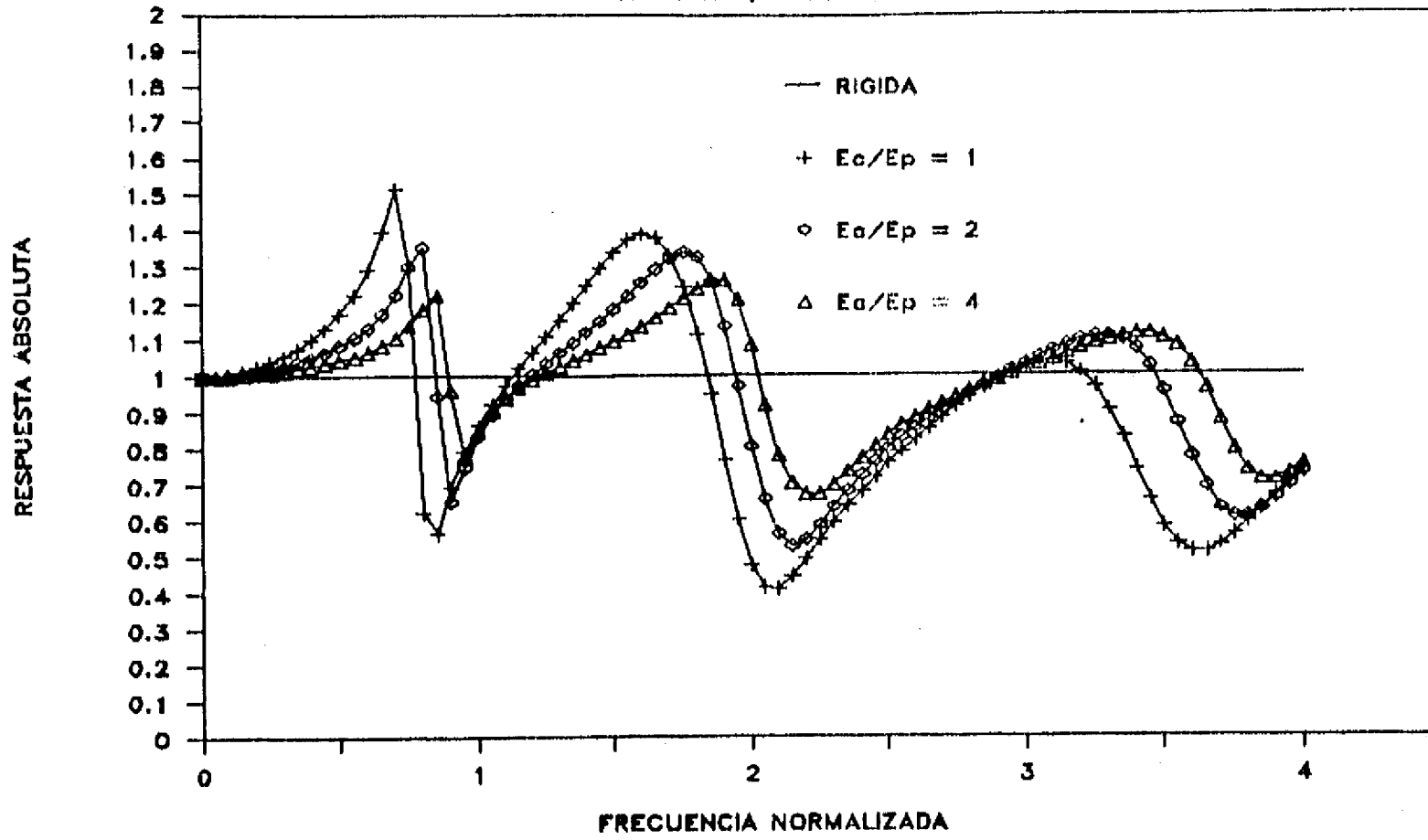


Fig. 5.3 Respuestas absolutas horizontales en la base de una presa de gravedad, sin agua, ante una excitación horizontal

BASE, CON AGUA (PG)

EXCITACION X, COMPONENTE X

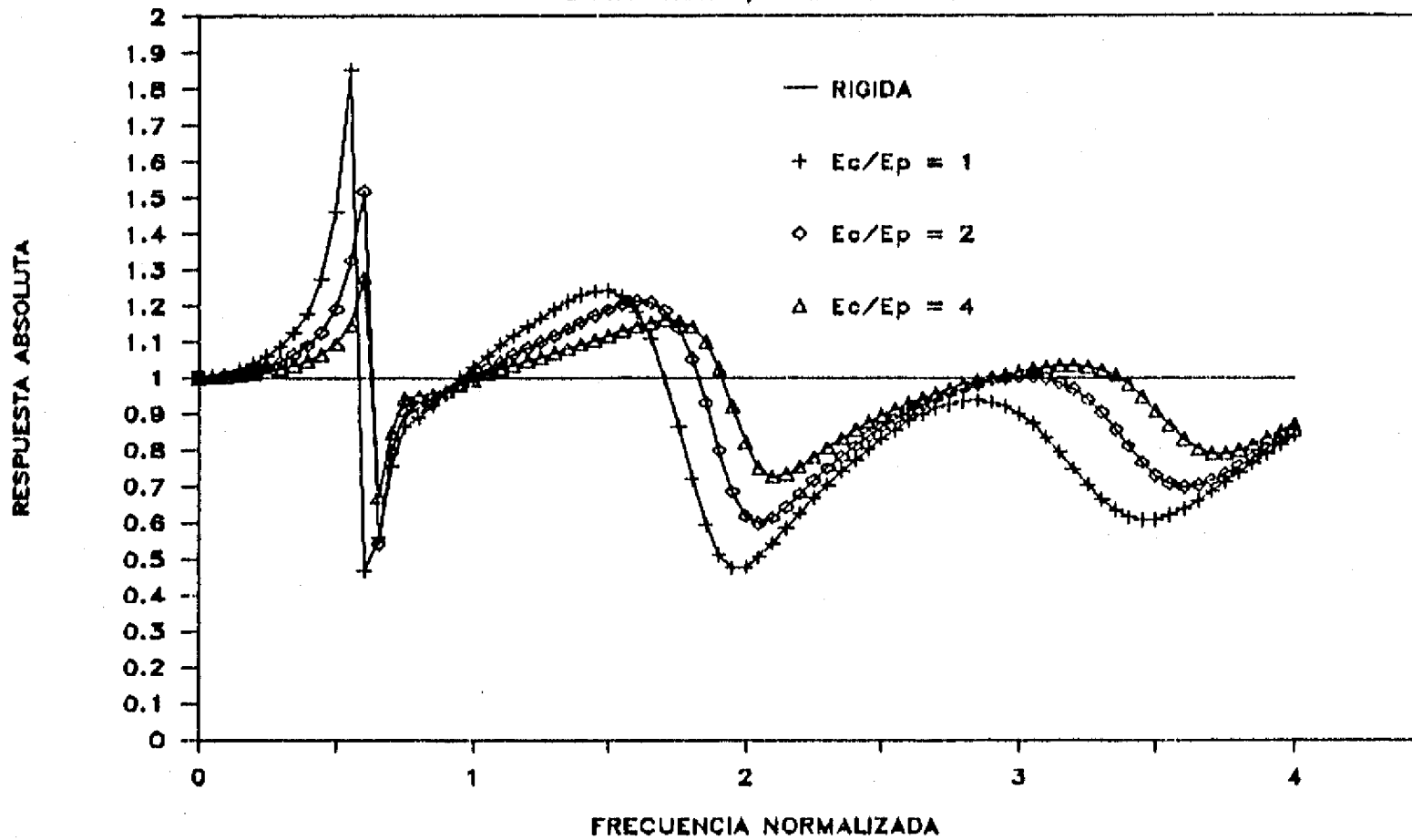


Fig. 5.4 Respuestas absolutas horizontales en la base de una presa de gravedad, con agua, ante una excitación horizontal

CRESTA, SIN AGUA (PG)

EXCITACION X, COMPONENTE Y

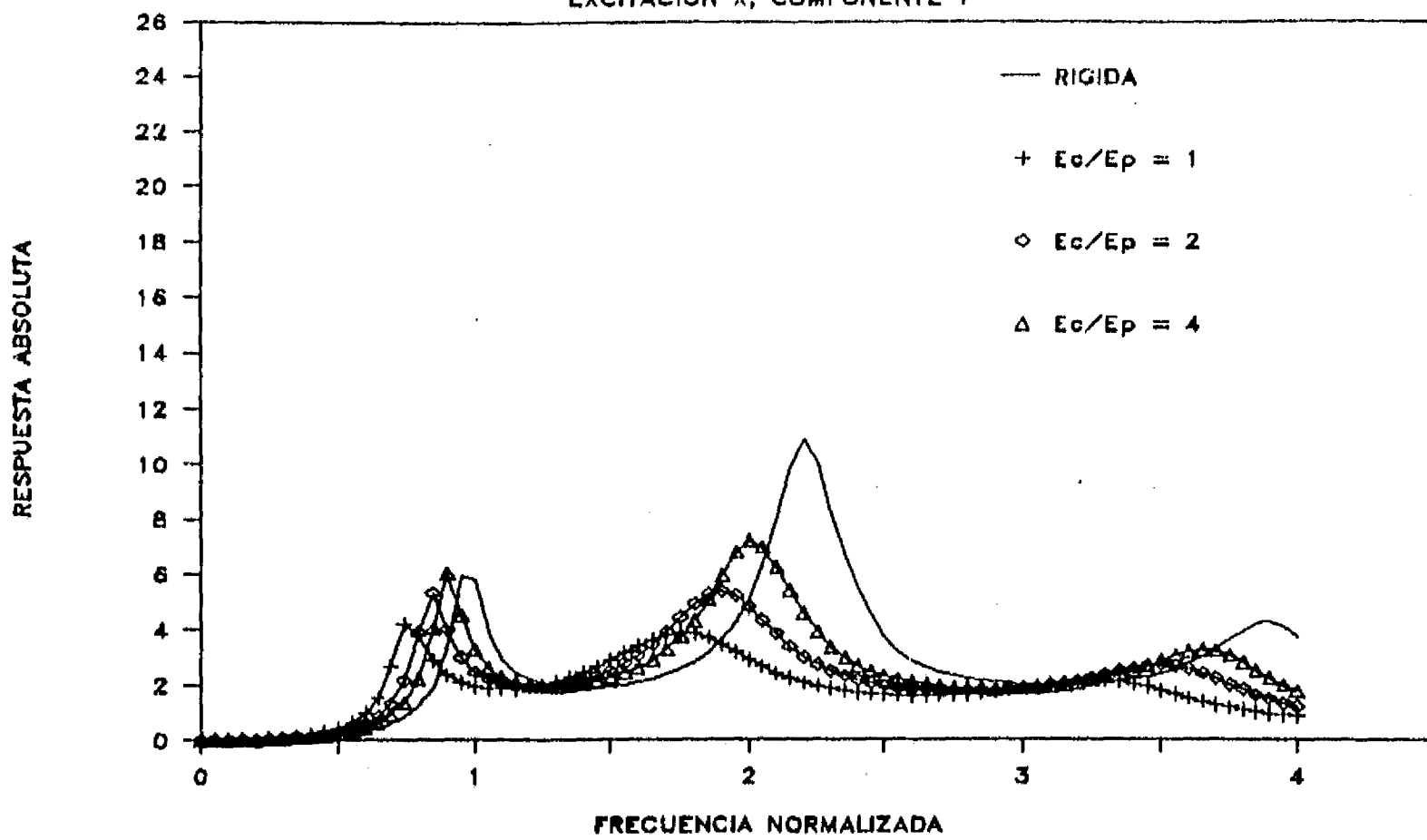


Fig. 5.5 Respuestas absolutas verticales en la cresta de una presa de gravedad, sin agua, ante una excitación horizontal

CRESTA, CON AGUA (PG)

EXCITACION X, COMPONENTE Y

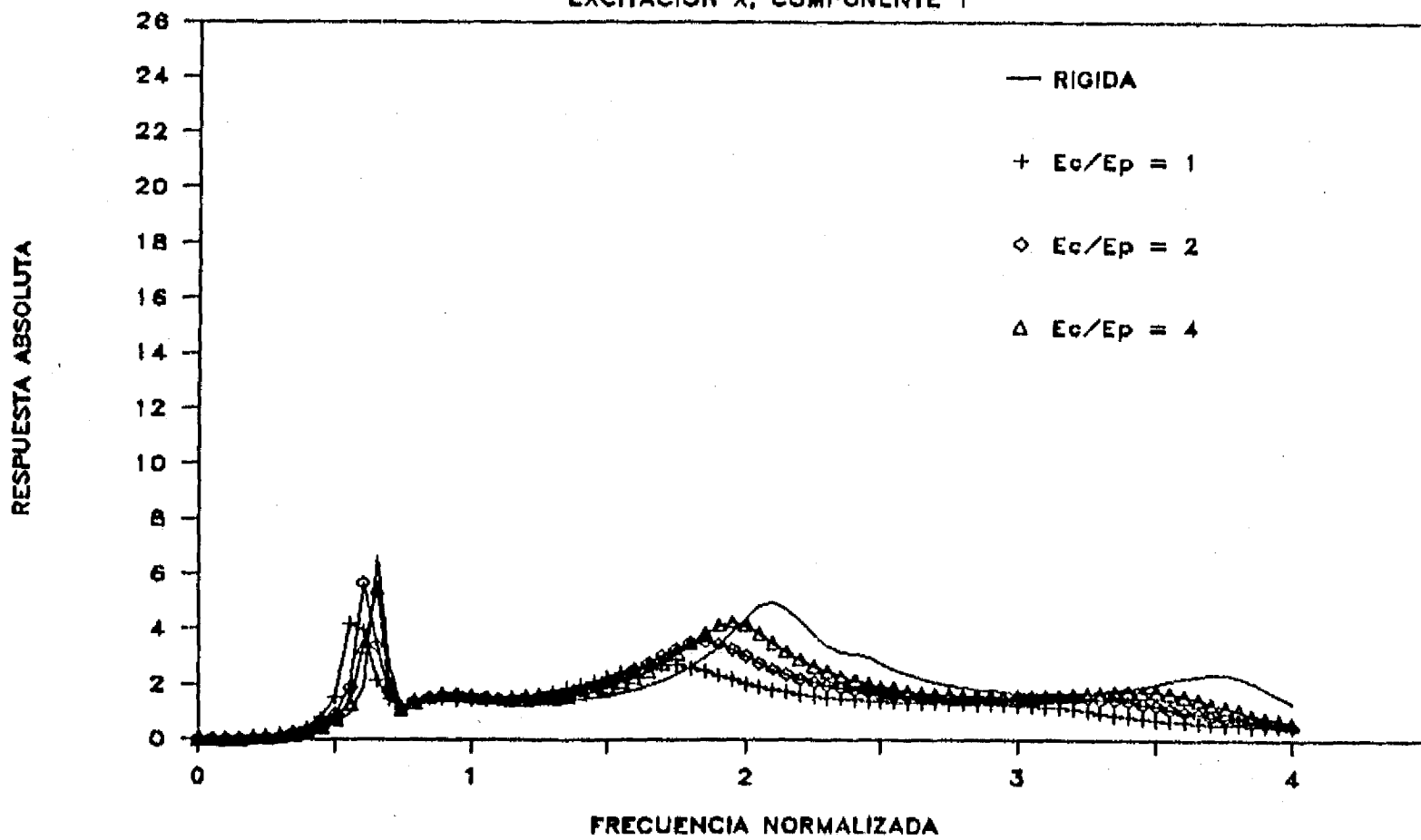


Fig. 5.6 Respuestas absolutas verticales en la cresta de una presa de gravedad, con agua, ante una excitación horizontal

BASE, SIN AGUA (PG)
EXCITACION X, COMPONENTE Y

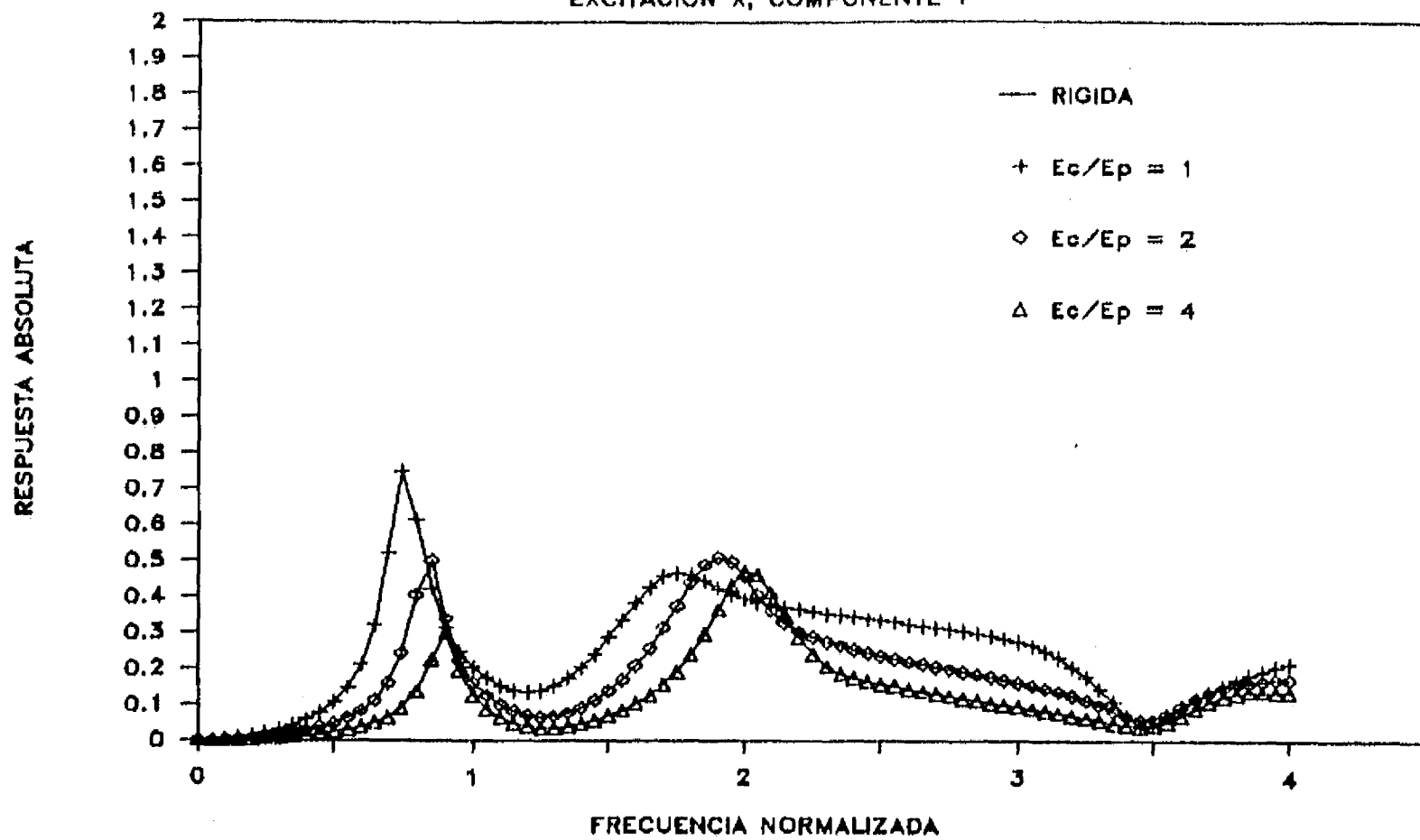


Fig. 5.7 Respuestas absolutas verticales en la base de una presa de gravedad, sin agua, ante una excitación horizontal

BASE, CON AGUA (PG)
EXCITACION X, COMPONENTE Y

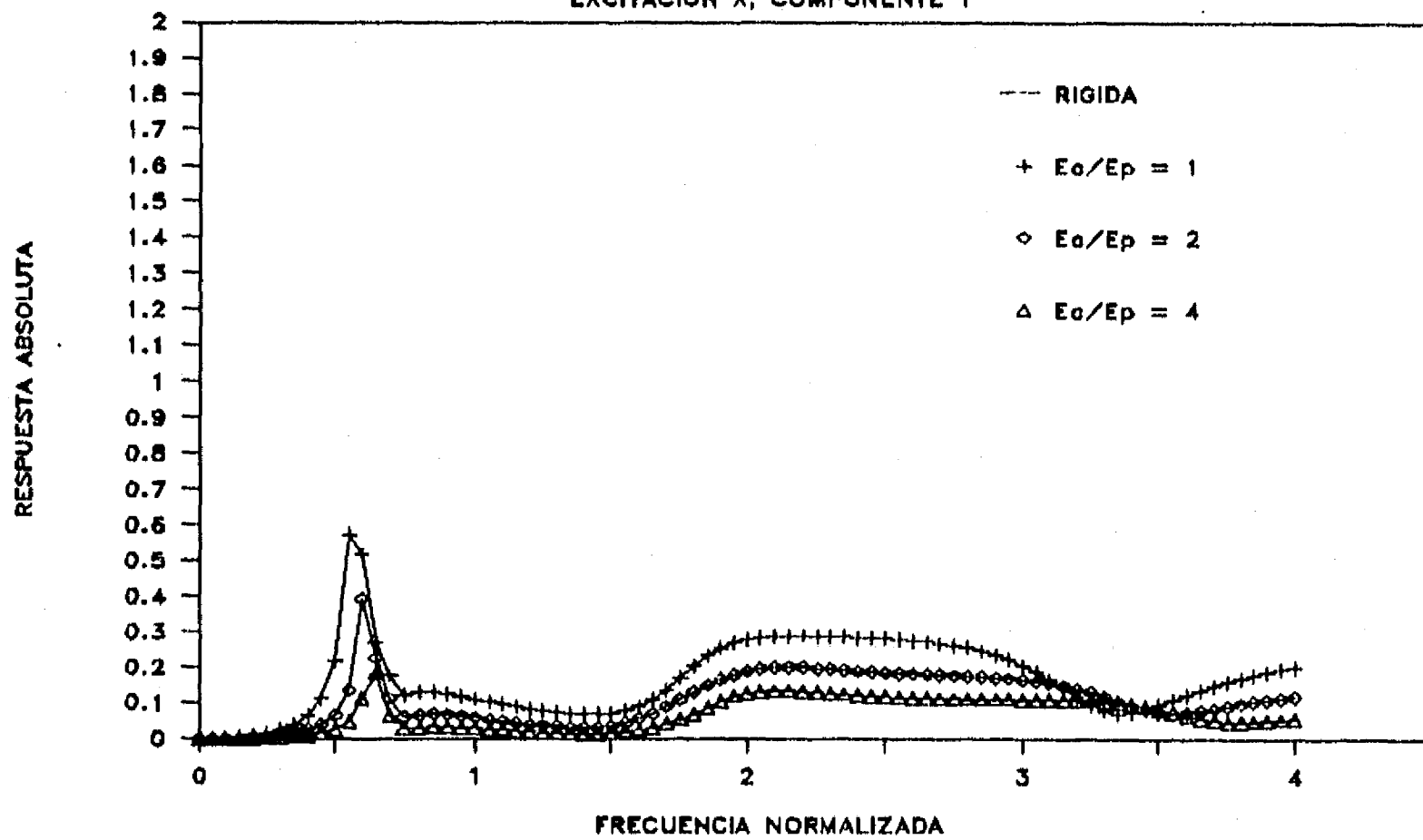


Fig. 5.8 Respuestas absolutas verticales en la base de una presa de gravedad, con agua, ante una excitación horizontal

CRESTA, SIN AGUA (PG)

EXCITACION Y, COMPONENTE X

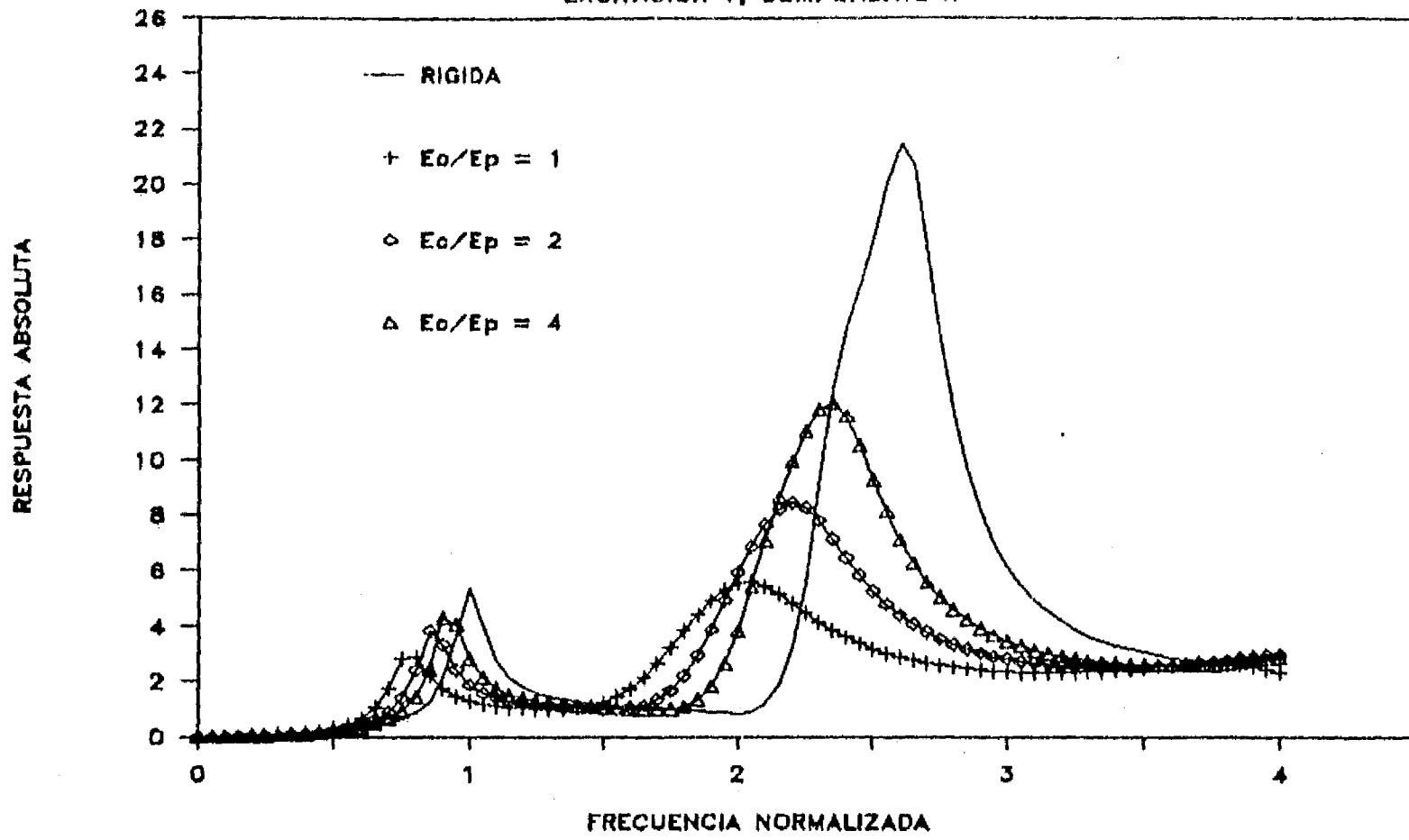


Fig. 5.9 Respuestas absolutas horizontales en la cresta de una presa de gravedad, sin agua, ante una excitación vertical

CRESTA, CON AGUA (PG)

EXCITACION Y, COMPONENTE X

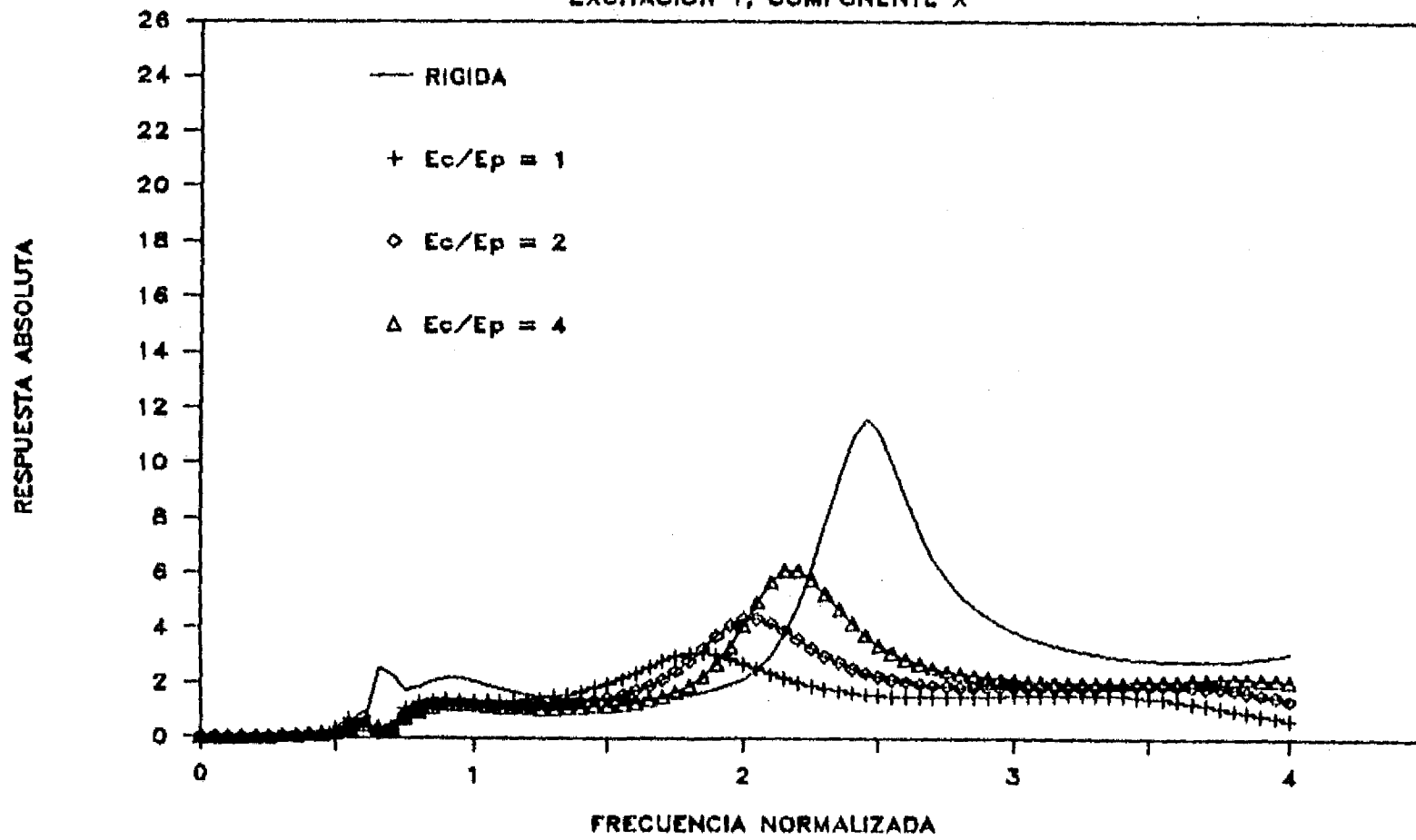


Fig. 5.10 Respuestas absolutas horizontales en la cresta de una presa de gravedad, con agua, ante una excitación vertical

BASE, SIN AGUA (PG)

EXCITACION Y, COMPONENTE X

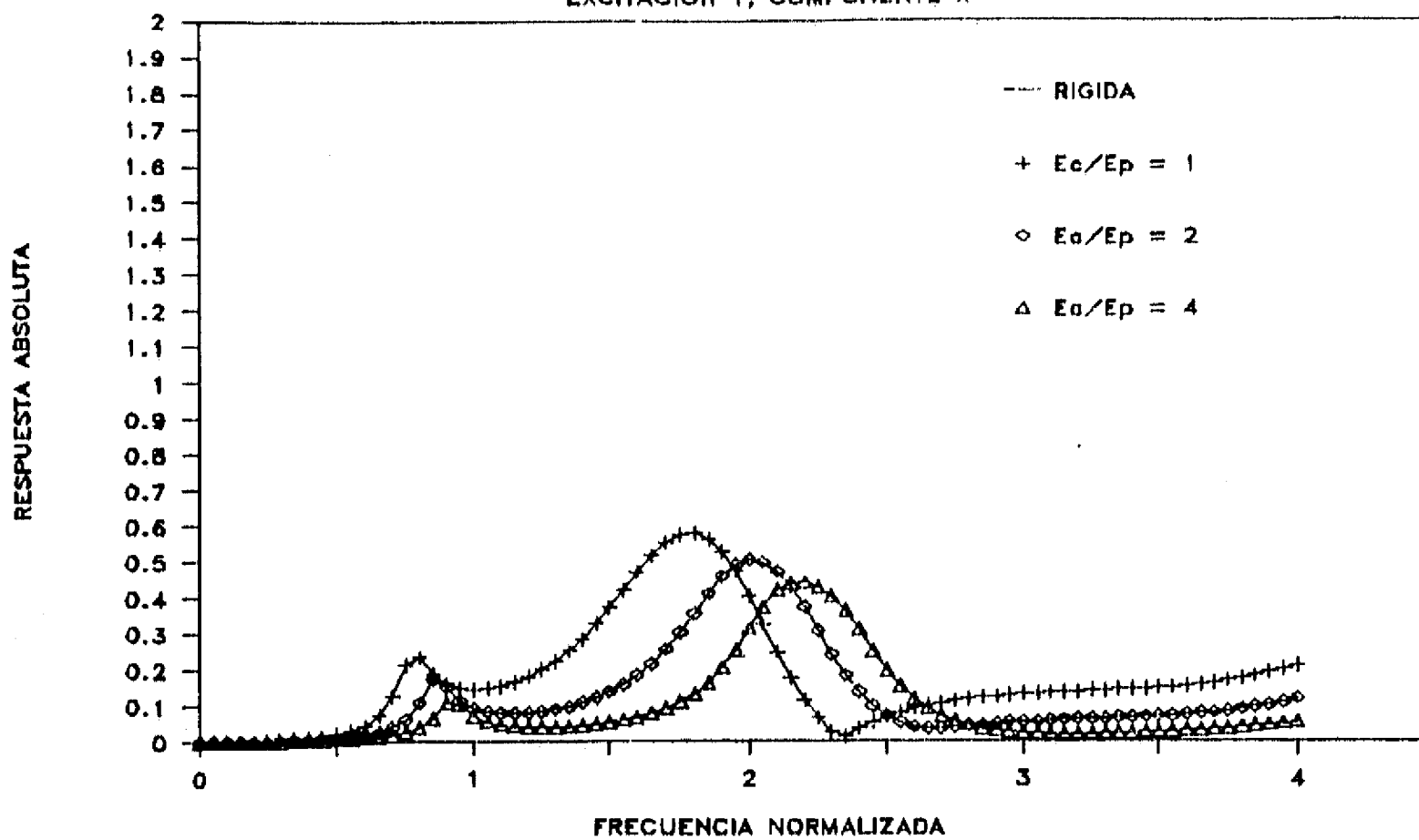


Fig. 5.11 Respuestas absolutas horizontales en la base de una presa de gravedad, sin agua, ante una excitación vertical

BASE, CON AGUA (PG)

EXCITACION Y, COMPONENTE X

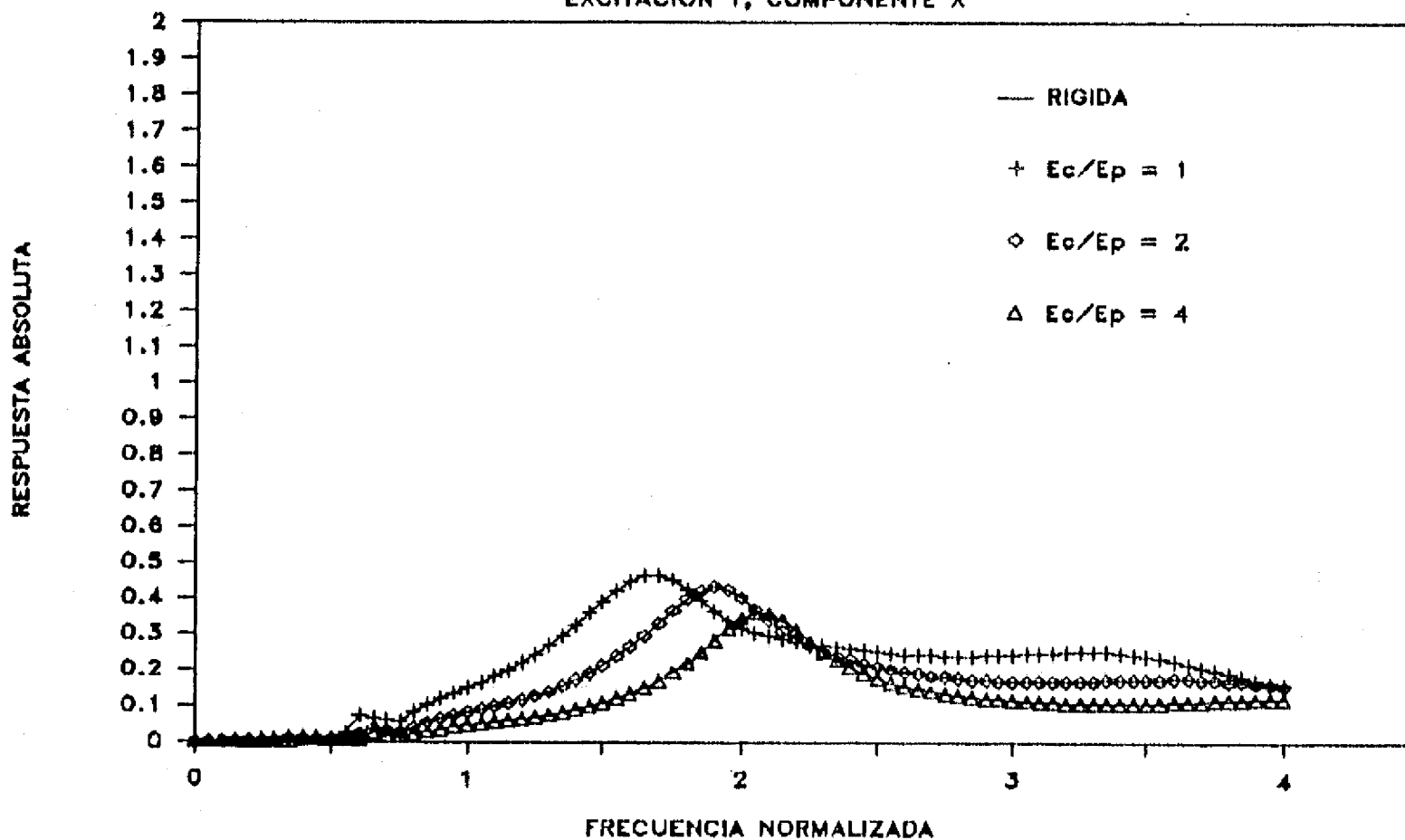


Fig. 5.12 Respuestas absolutas horizontales en la base de una presa de gravedad, con agua, ante una excitación vertical

CRESTA, SIN AGUA (PG)
EXCITACION Y, COMPONENTE Y

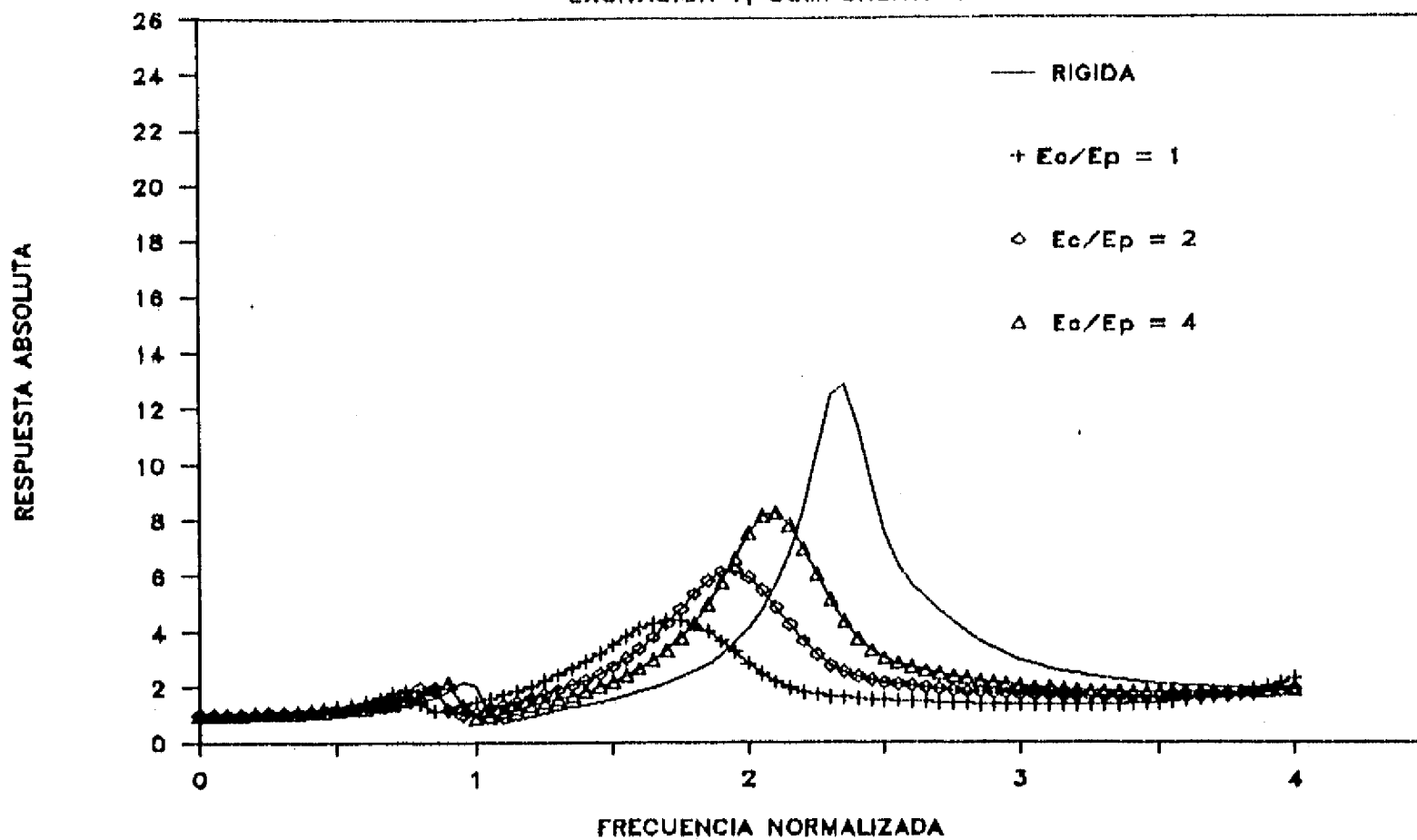


Fig. 5.13 Respuestas absolutas verticales en la cresta de una presa de gravedad, sin agua, ante una excitación vertical

CRESTA, CON AGUA (PG)
EXCITACION Y, COMPONENTE Y

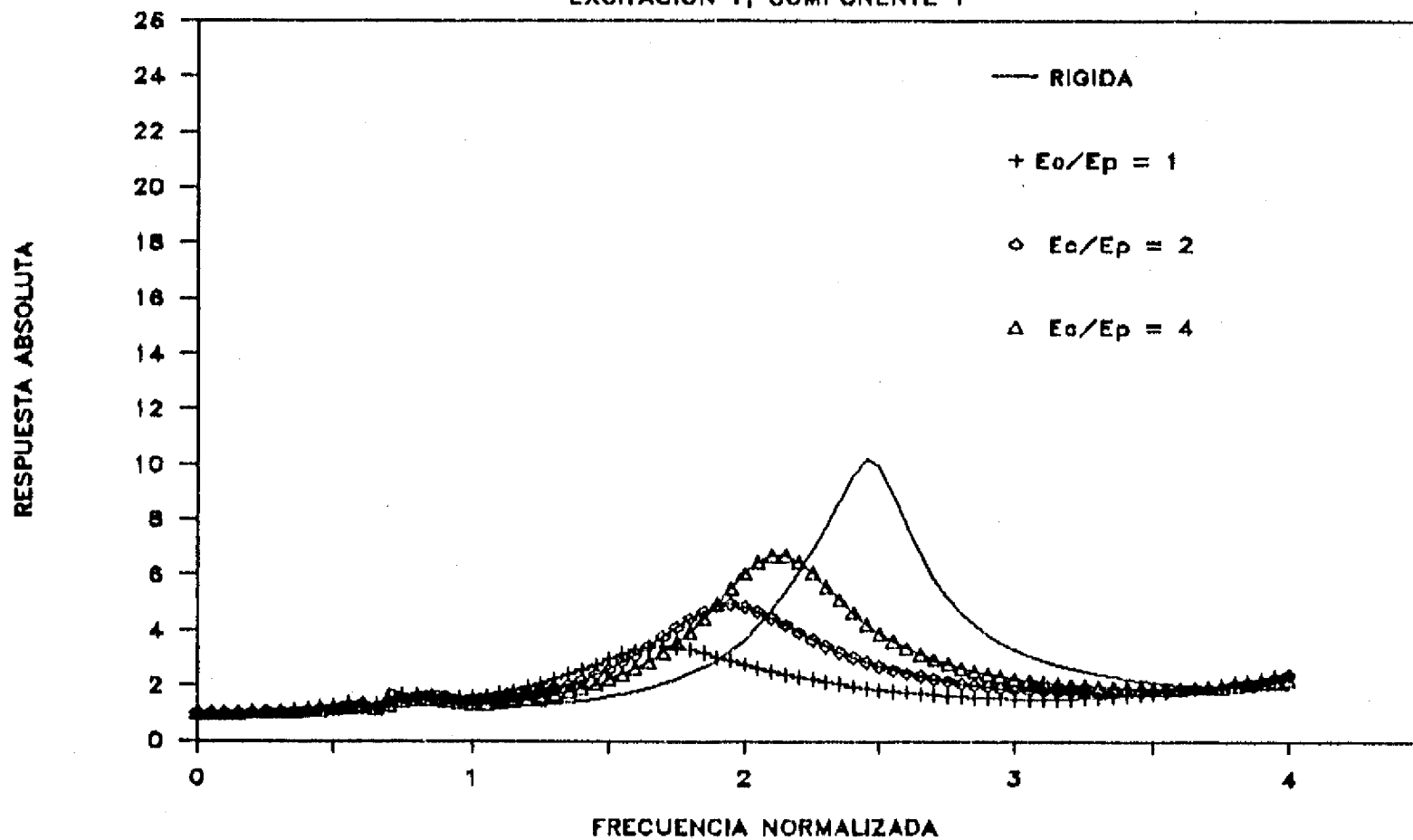


Fig. 5.14 Respuestas absolutas verticales en la cresta de una presa de gravedad, con agua, ante una excitación vertical

BASE, SIN AGUA (PG)

EXCITACION Y, COMPONENTE Y

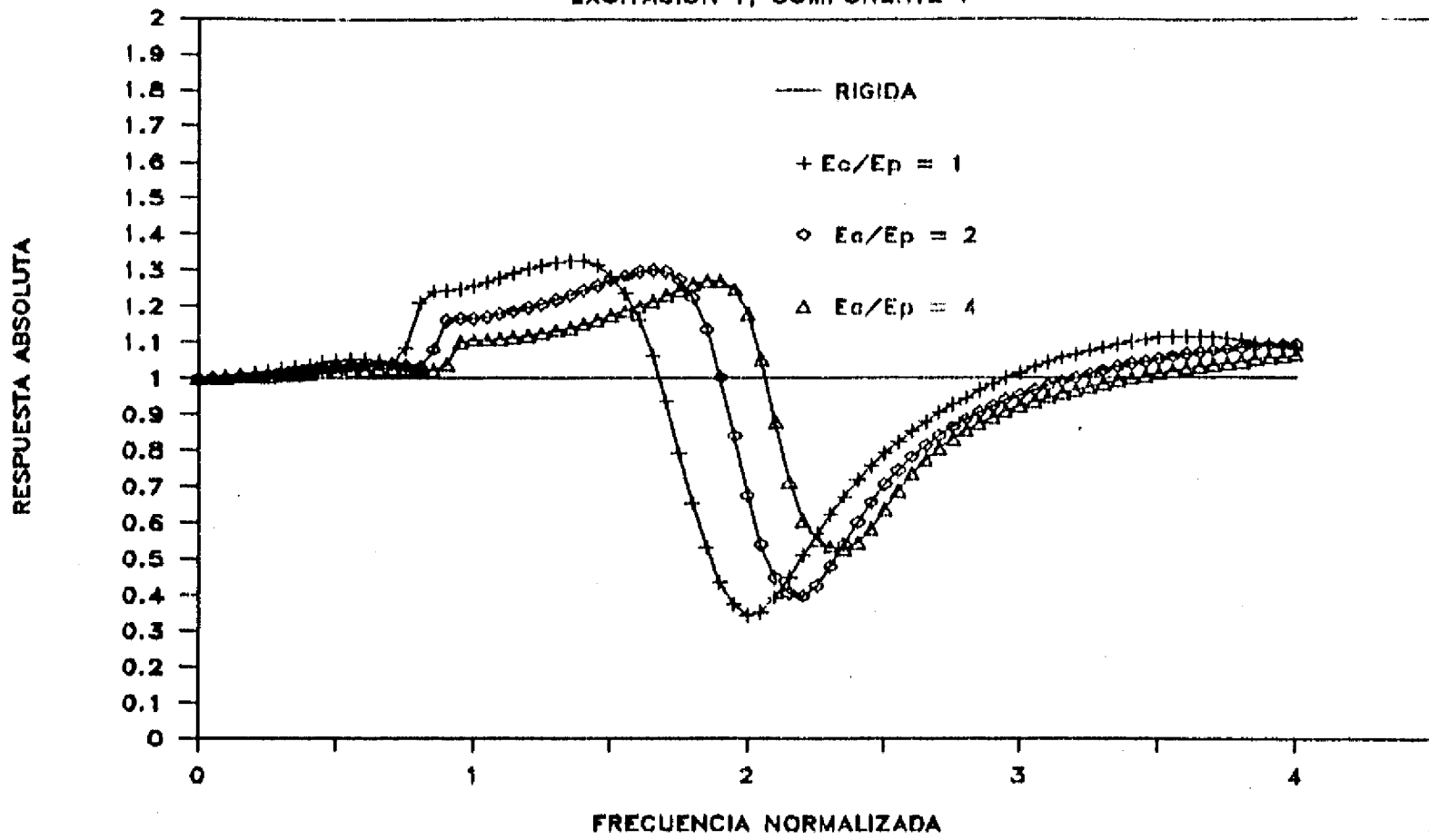


Fig. 5.15 Respuestas absolutas verticales en la base de una presa de gravedad, sin agua, ante una excitación vertical

BASE, CON AGUA (PG)

EXCITACION Y, COMPONENTE Y

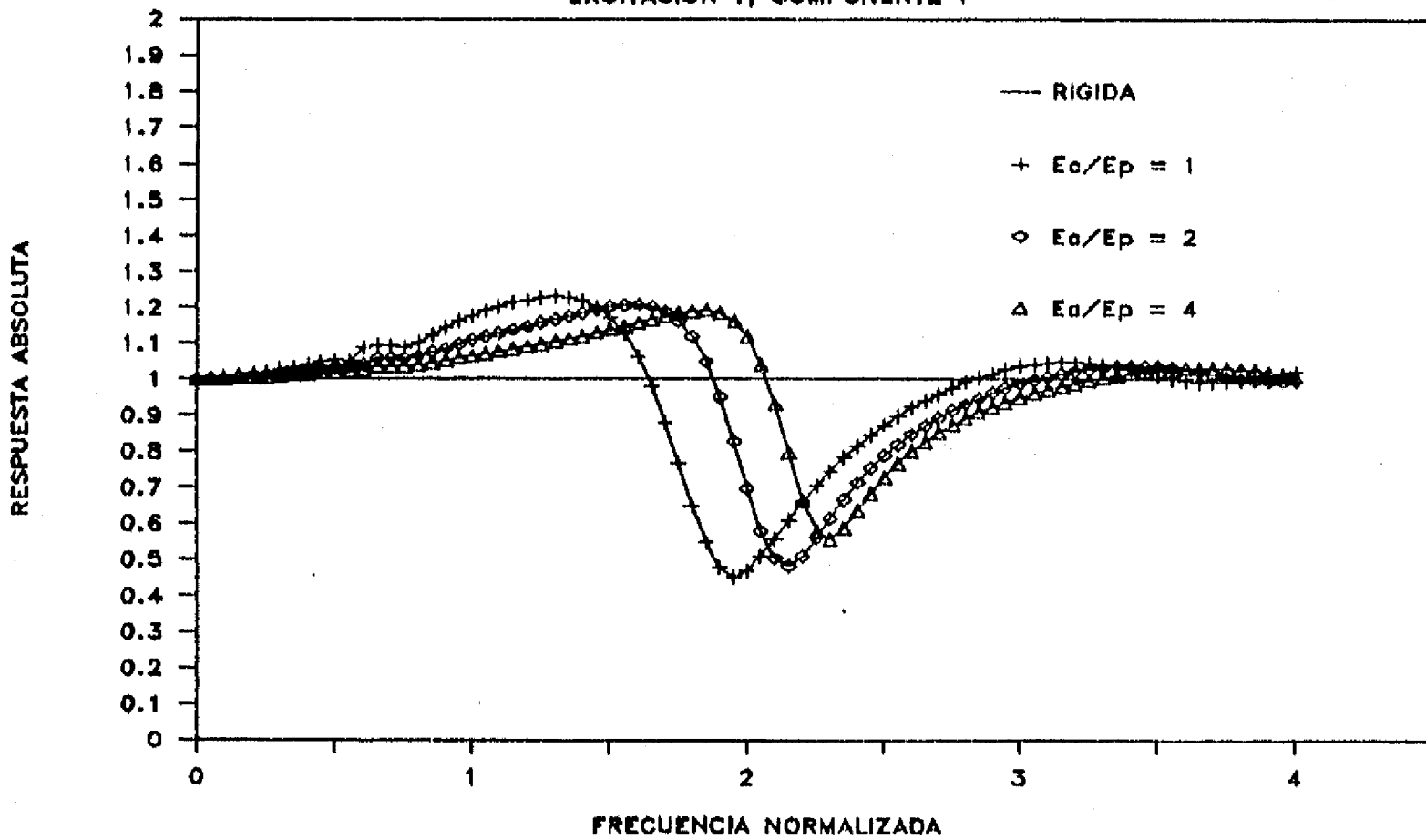


Fig. 5.16 Respuestas absolutas verticales en la base de una presa de gravedad, con agua, ante una excitación vertical

CRESTA, SIN AGUA (PTE)

EXCITACION X, COMPONENTE X

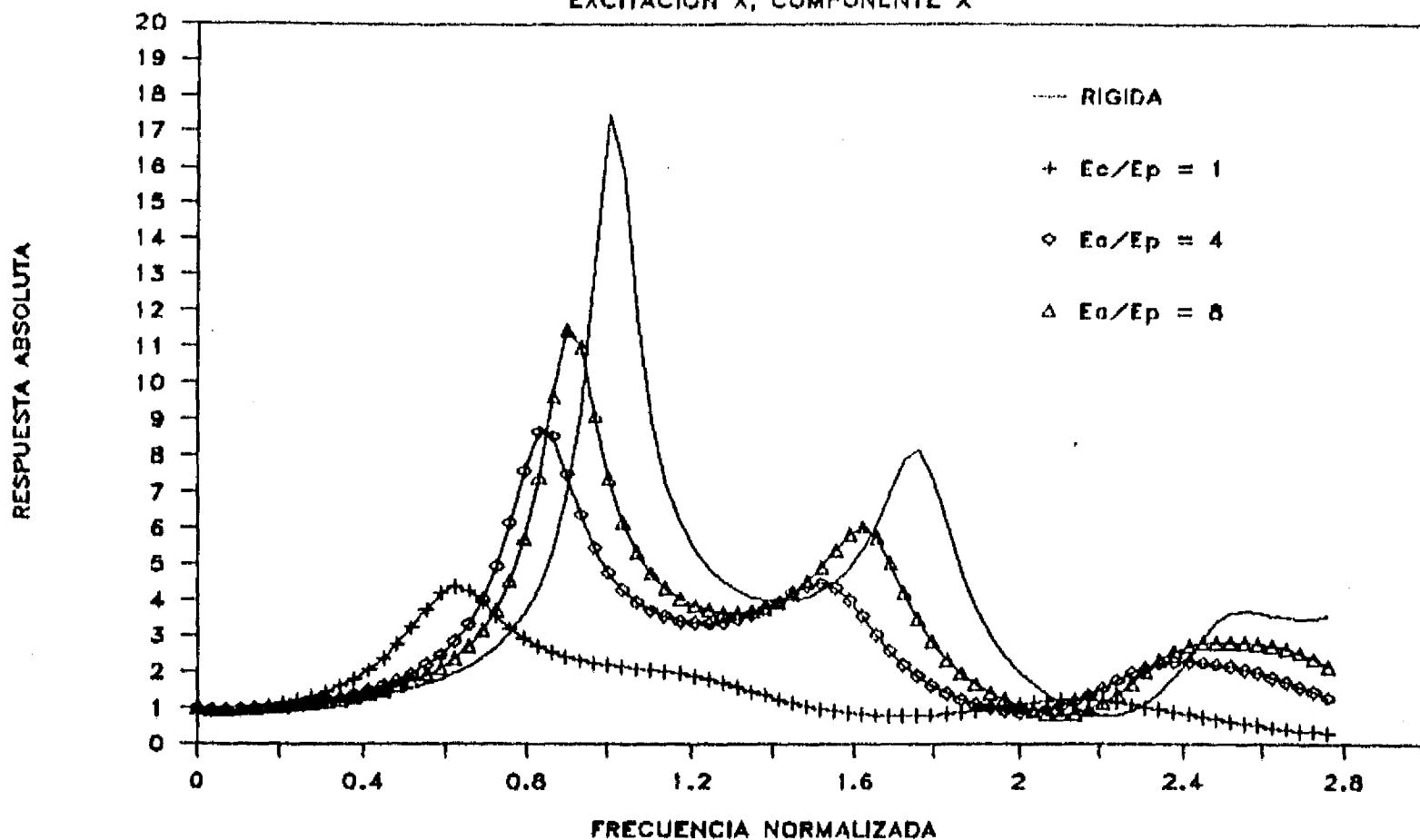


Fig. 5.17 Respuestas absolutas horizontales en la cresta de una presa de tierra, sin agua, ante una excitación horizontal

BASE, SIN AGUA (PTE)

EXCITACION X, COMPONENTE X

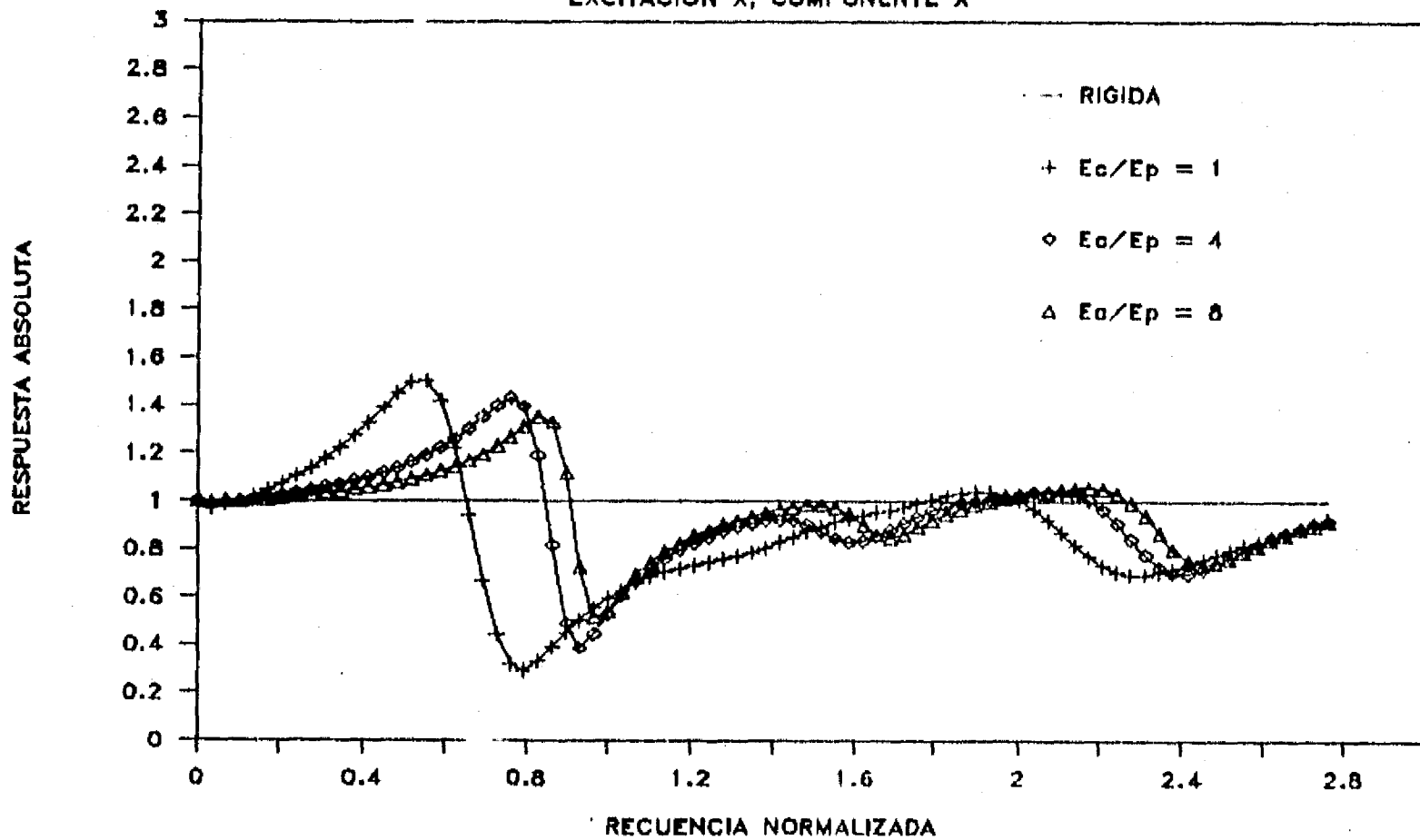


Fig. 5.18 Respuestas absolutas horizontales en la base de una presa de tierra, sin agua, ante una excitación horizontal

BASE, SIN AGUA (PTE)
EXCITACION X, COMPONENTE X

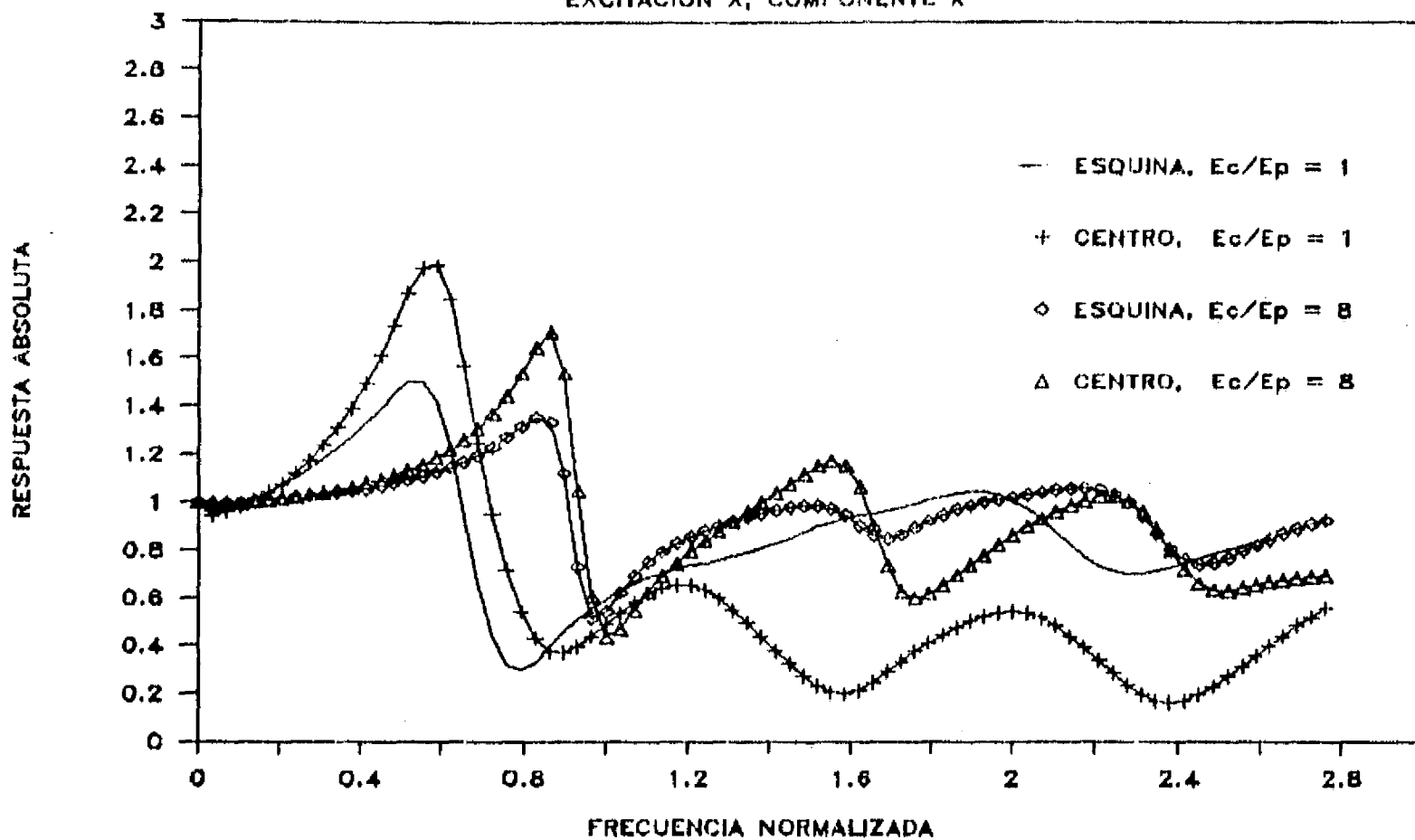


Fig. 5.19 Comparación de las respuestas absolutas horizontales en diferentes puntos de la base de una presa de tierra, sin agua, ante una excitación horizontal

CRESTA, SIN AGUA (PTE)
EXCITACION Y, COMPONENTE Y

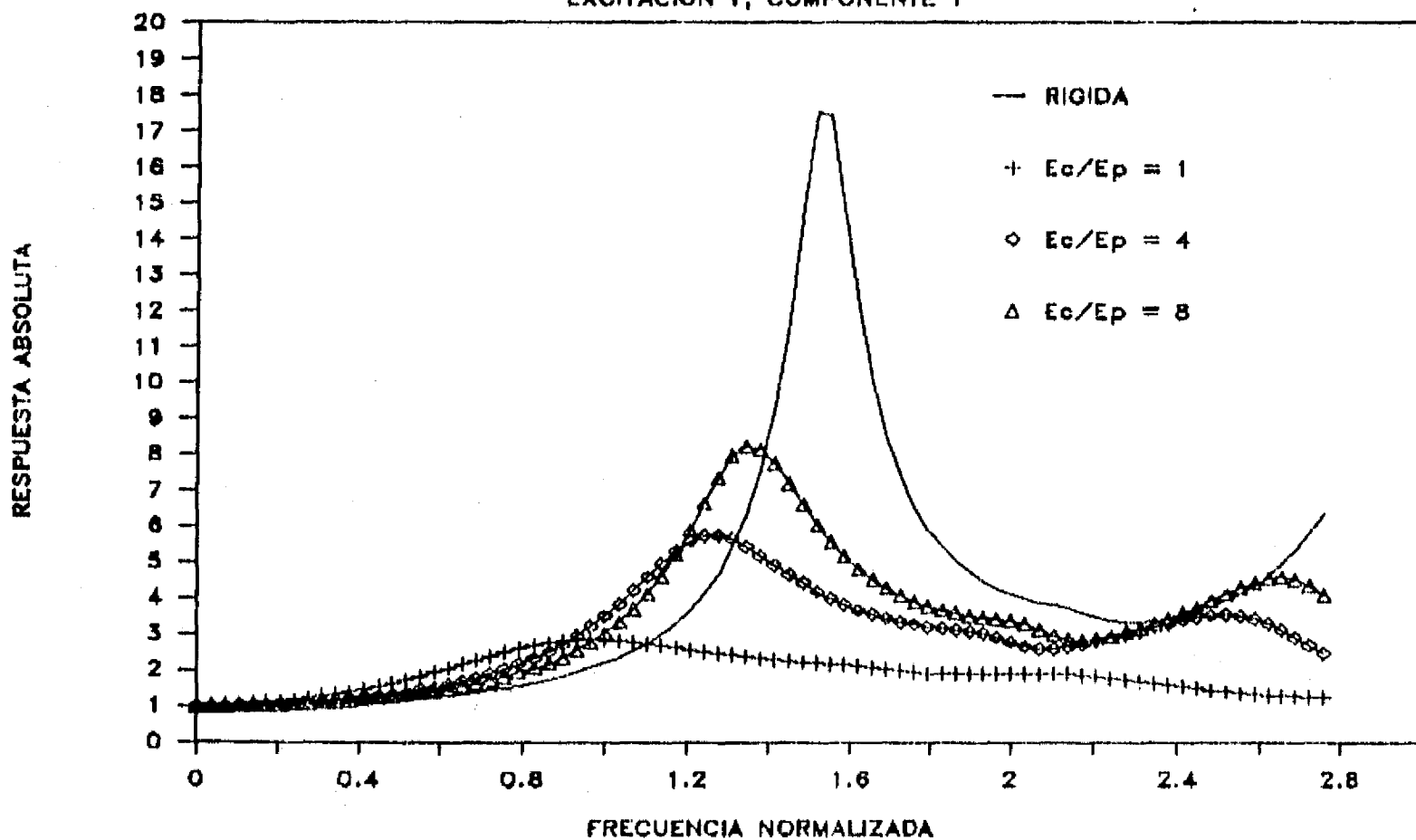


Fig. 5.20 Respuestas absolutas verticales en la cresta de una presa de tierra, sin agua, ante una excitación vertical

BASE, SIN AGUA (PTE)

EXCITACION Y, COMPONENTE Y

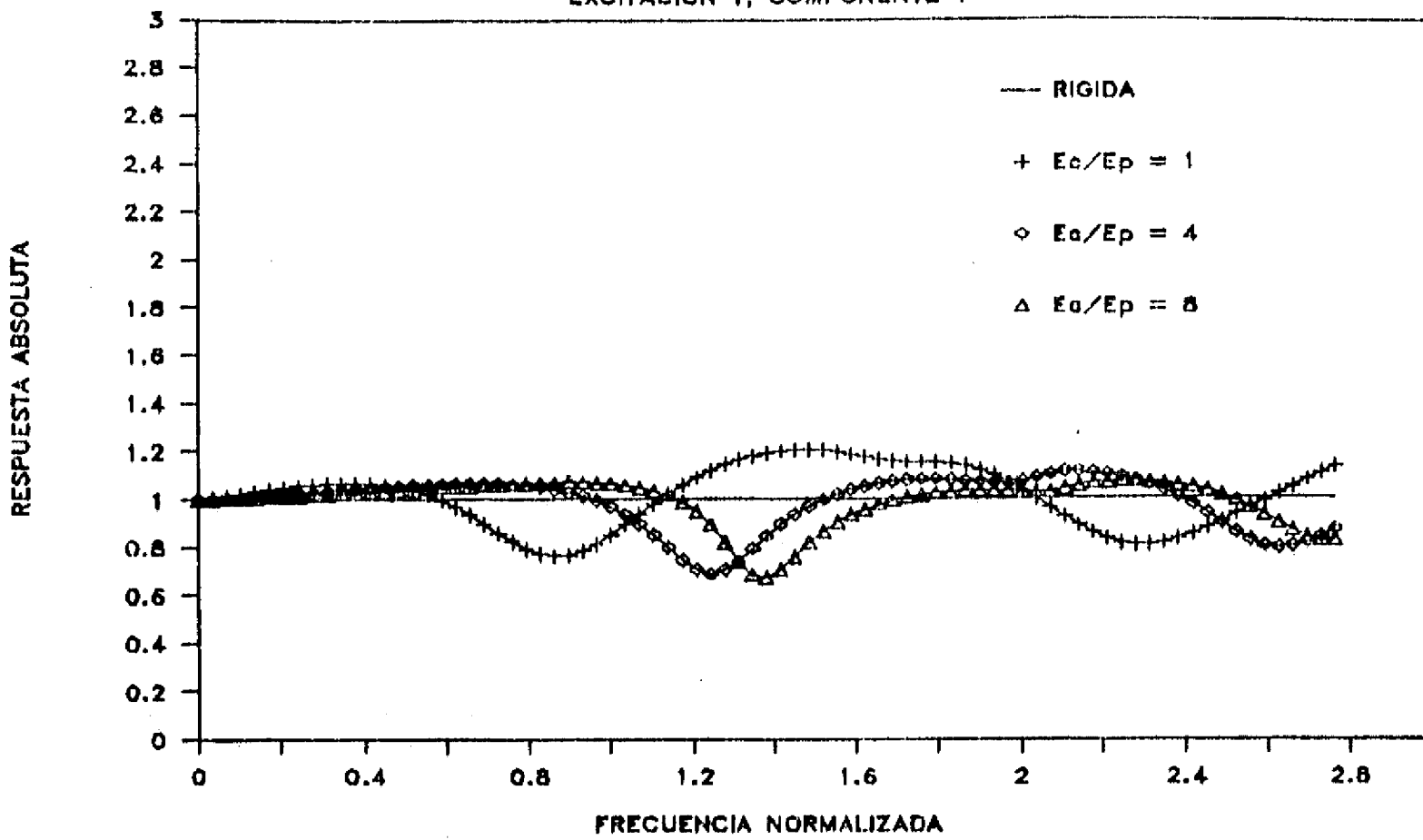


Fig. 5.21 Respuestas absolutas verticales en la base de una presa de tierra, sin agua, ante una excitación vertical

BASE, SIN AGUA (PTE)

EXCITACION Y, COMPONENTE Y

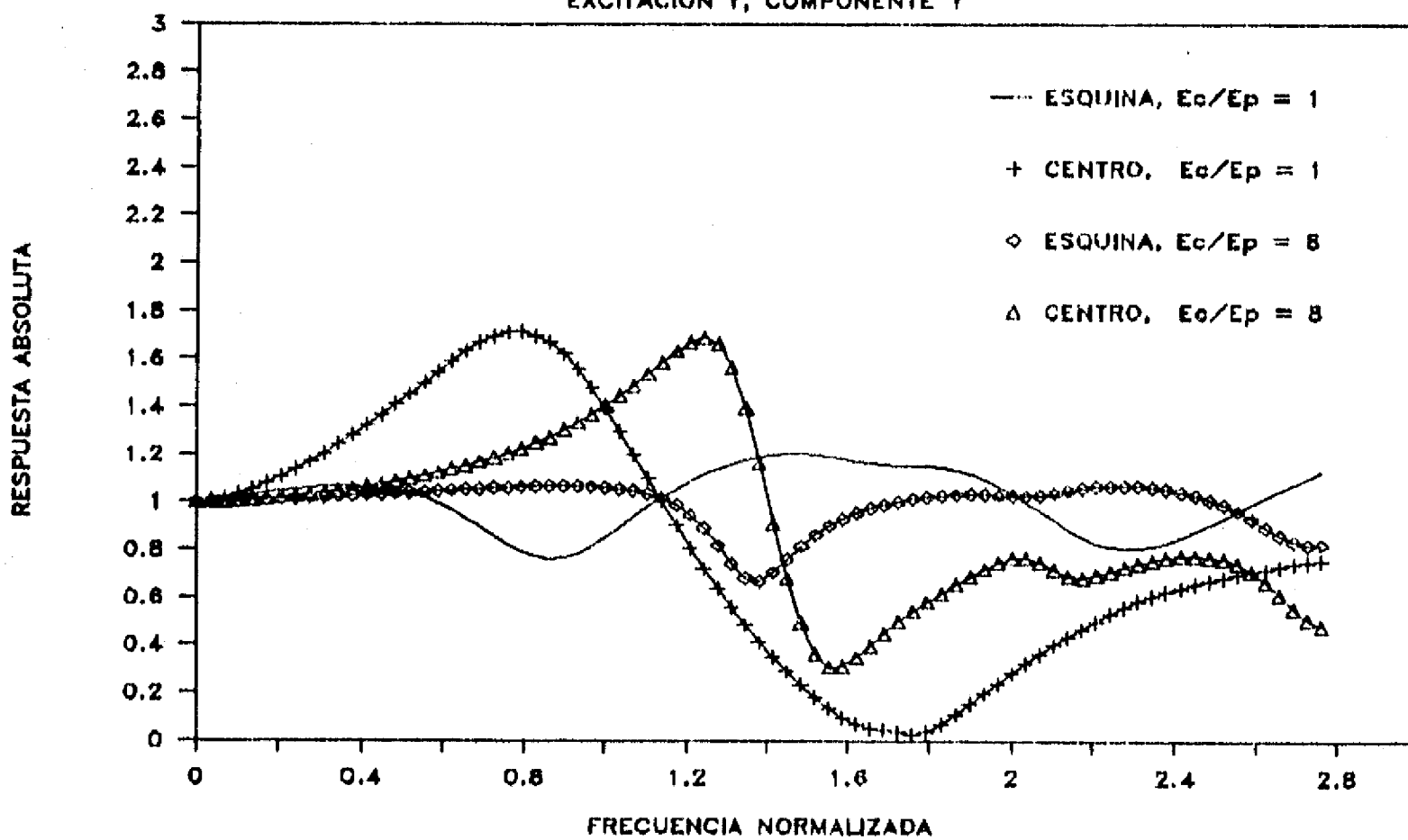


Fig. 5.22 Comparación de las respuestas absolutas verticales en diferentes puntos de la base de una presa de tierra, sin agua, ante una excitación vertical

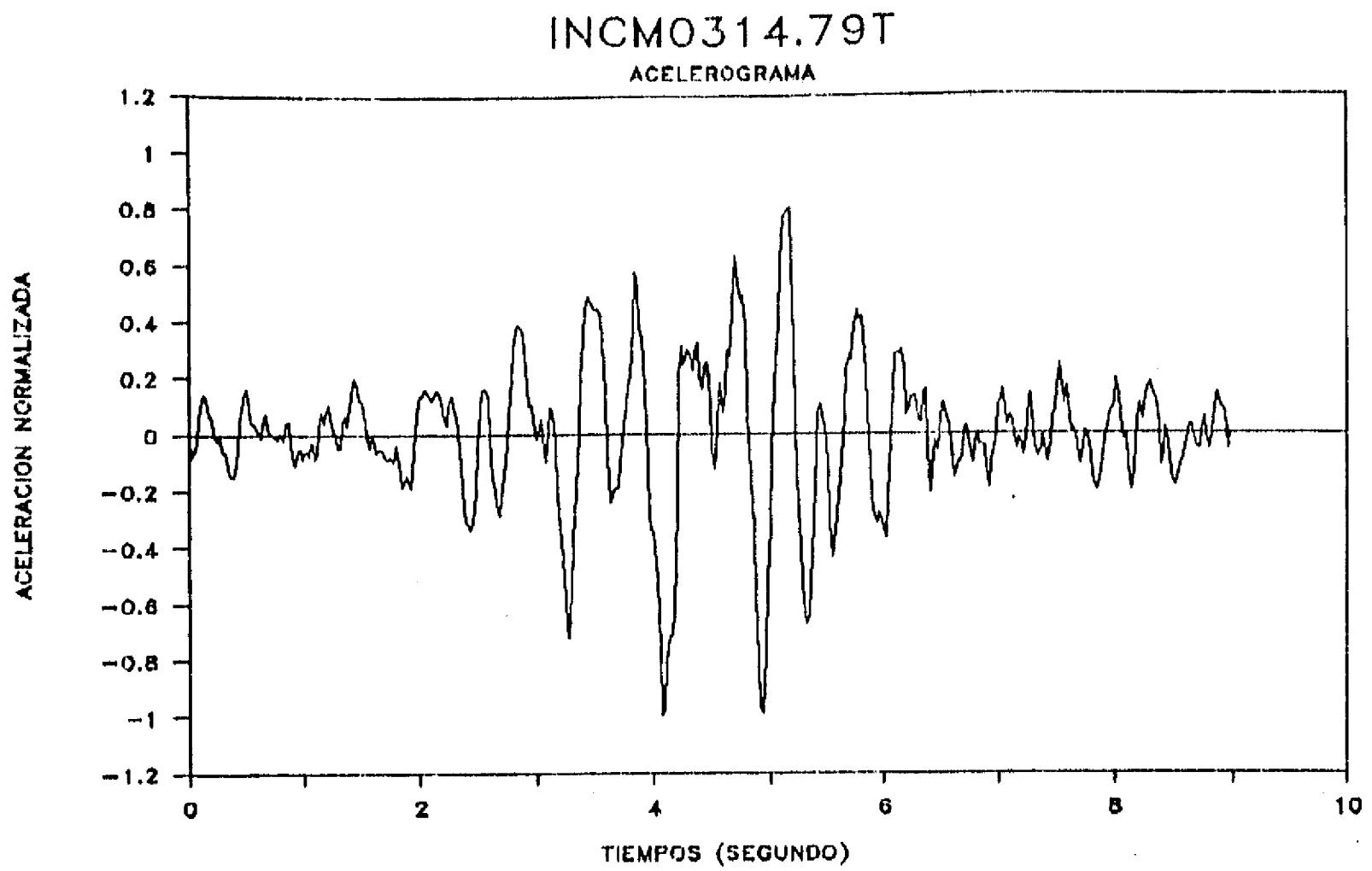


Fig. 6.1 Historia de aceleración normalizada registrada en El Infiernillo, 14 de Marzo de 1979

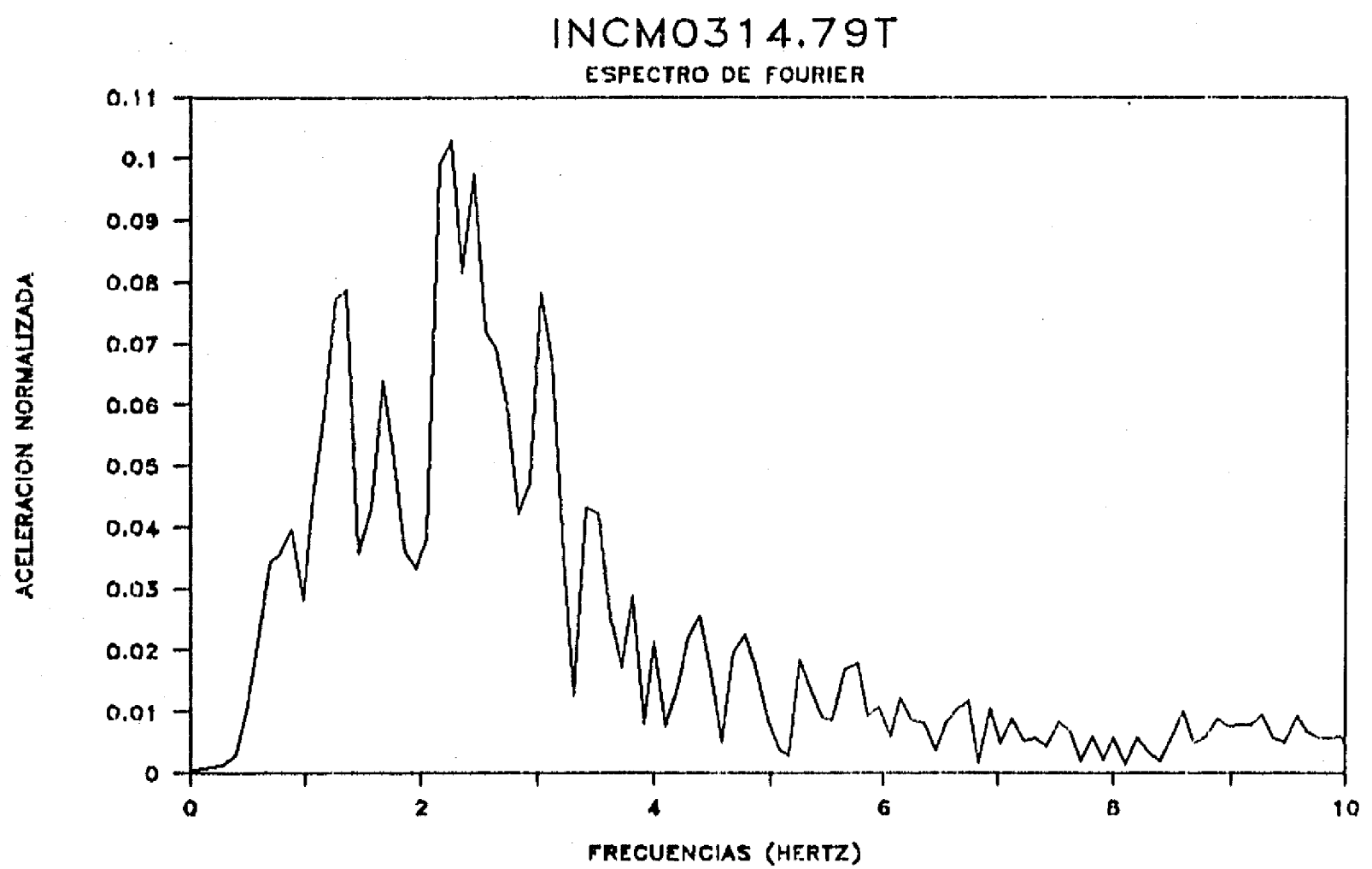


Fig. 6.2 Espectro de Fourier de aceleración normalizada registrada en El Infiernillo, 14 de Marzo de 1979

DESPLAZAMIENTO HORIZONTAL (M) PRESA 1

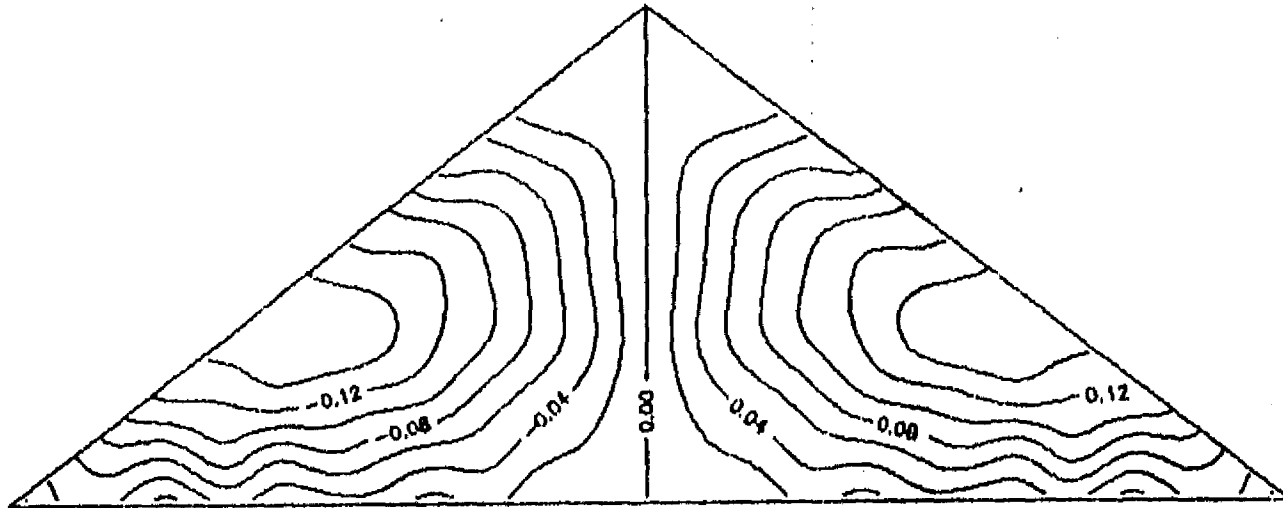


Fig 6.3 Distribución de desplazamientos horizontales al final de la construcción de la presa 1 (1:1.3)

DESPLAZAMIENTO VERTICAL (M) PRESA 1

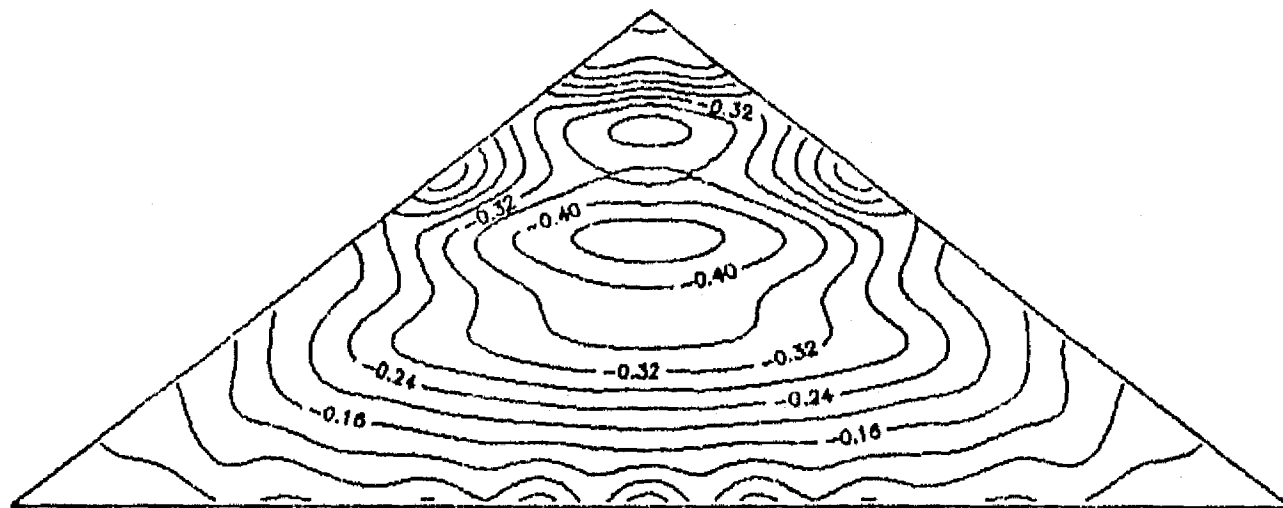


Fig 6.4 Distribución de desplazamientos verticales al final de la construcción de la presa 1 (1:1.3)

Esf. Horizontales (kPa)

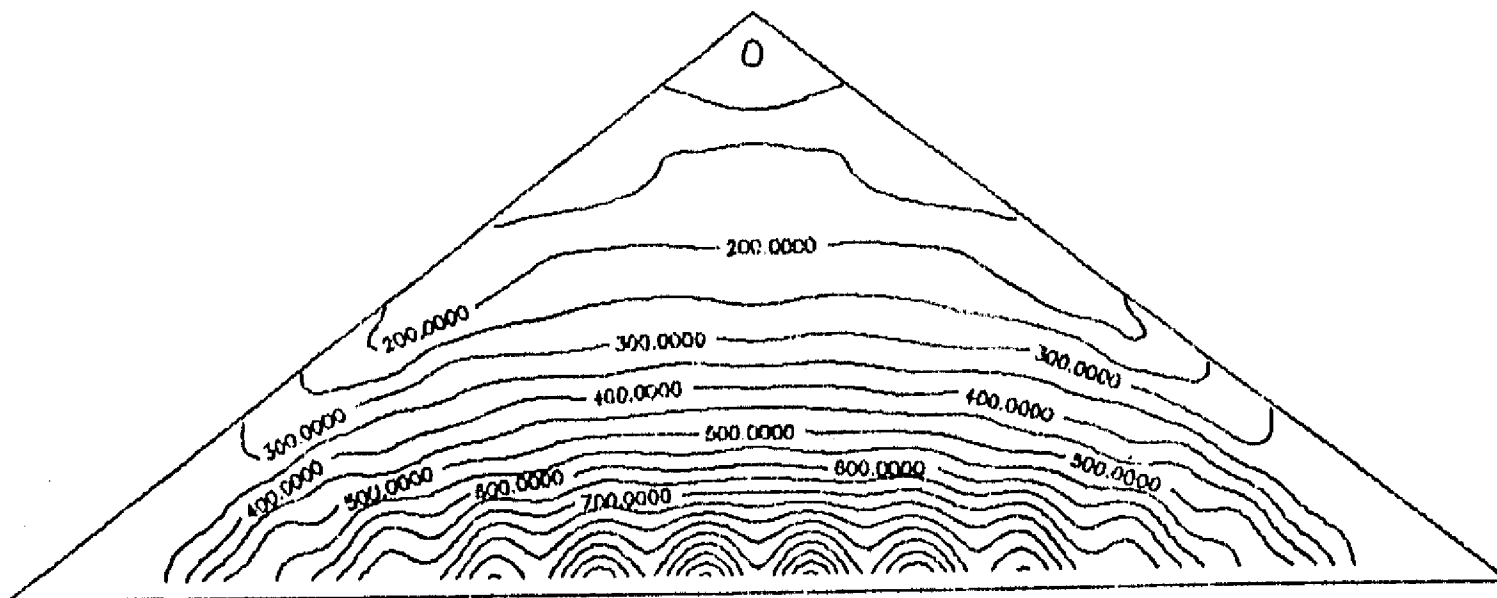


Fig 6.5 Distribución de esfuerzos horizontales al final de la construcción de la presa 1 (1:1.3)

Esf. Verticales (kPa)

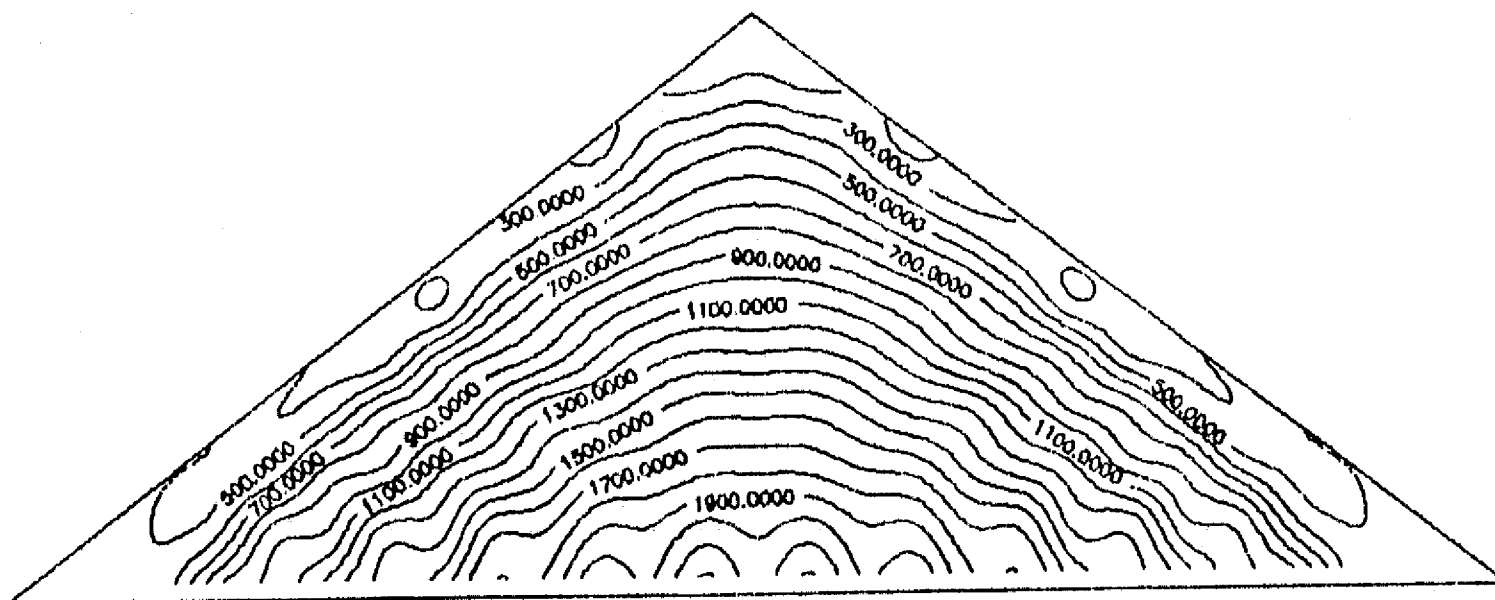


Fig 6.6 Distribución de esfuerzos verticales al final de la construcción de la presa 1 (1:1.3)

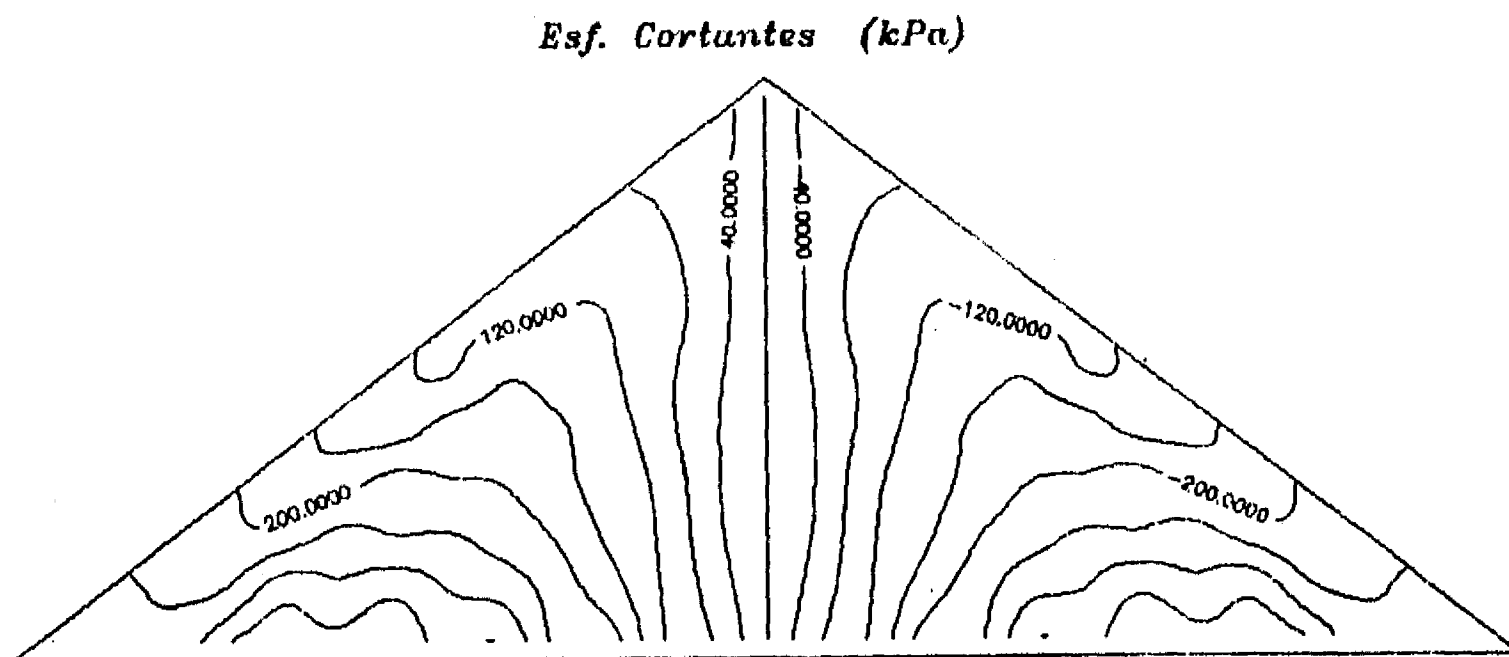


Fig 6.7 Distribución de esfuerzos cortantes
al final de la construcción de la presa 1 (1:1.3)

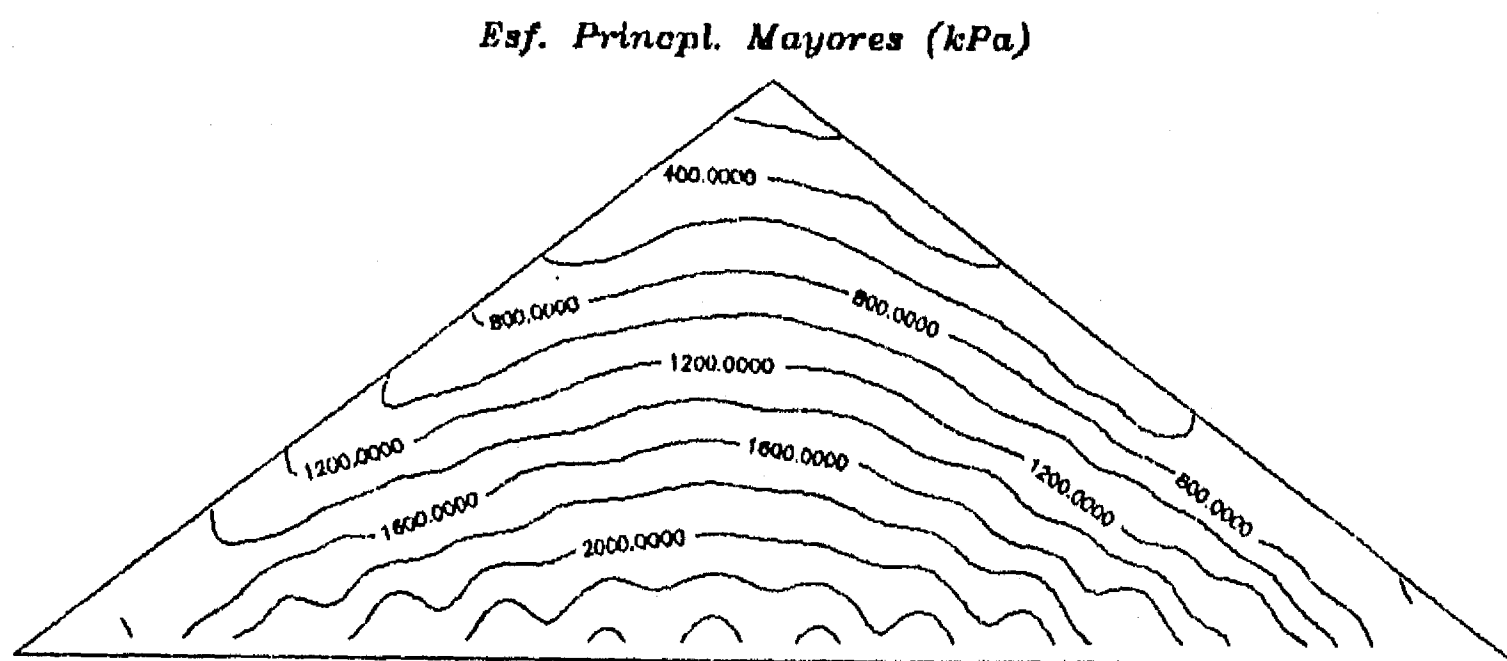


Fig 6.8 Distribución de esfuerzos principales mayores
al final de la construcción de la presa 1 (1:1.3)

Esf. Prinopl. Menores (kPa)

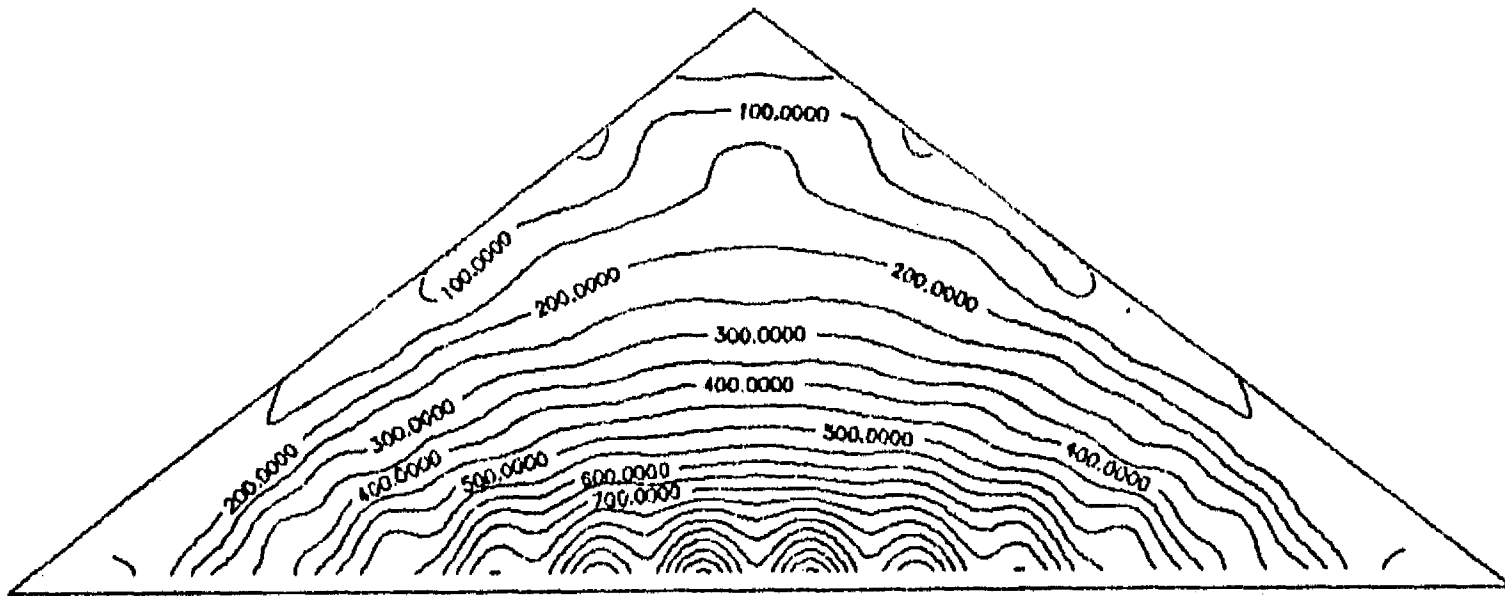


Fig 6.9 Distribución de esfuerzos principales menores al final de la construcción de la presa 1 (1:1.3)

Esf. Prinopl. Menores/Mayores

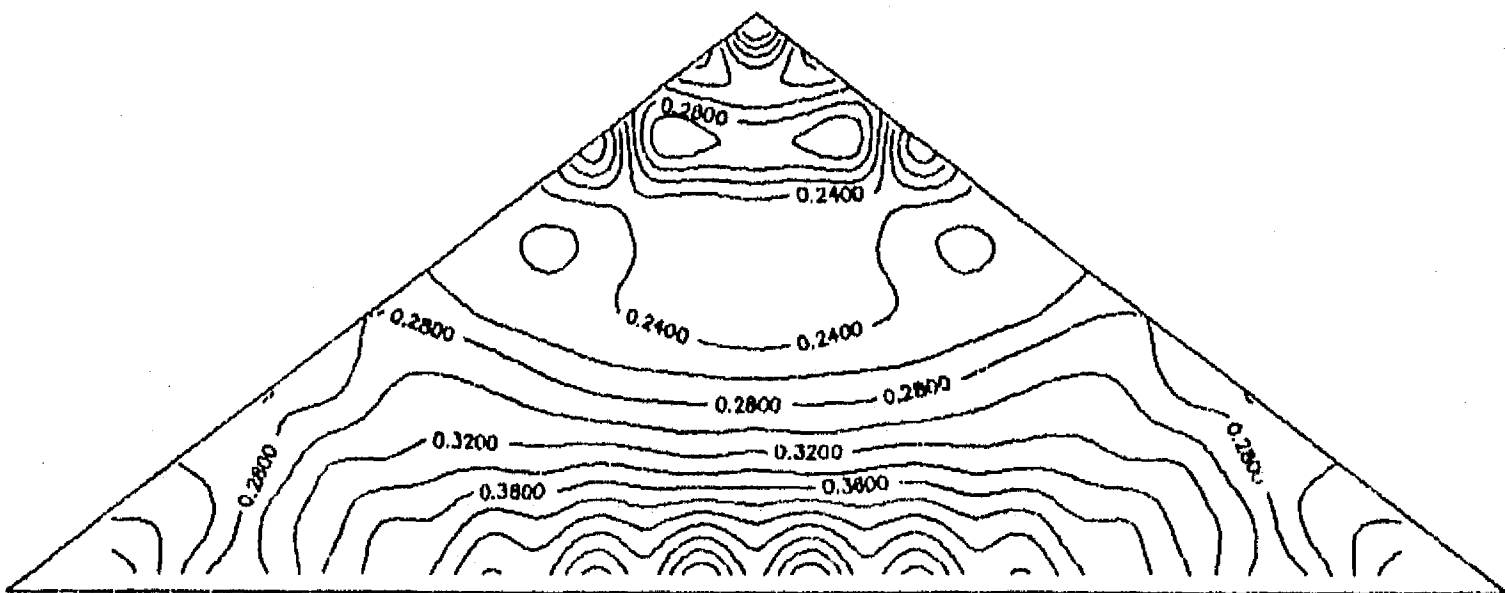


Fig 6.10 Distribución de relaciones entre los esfuerzos principales menores y mayores al final de la construcción de la presa 1 (1:1.3)

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES INCREMENTALES (m)

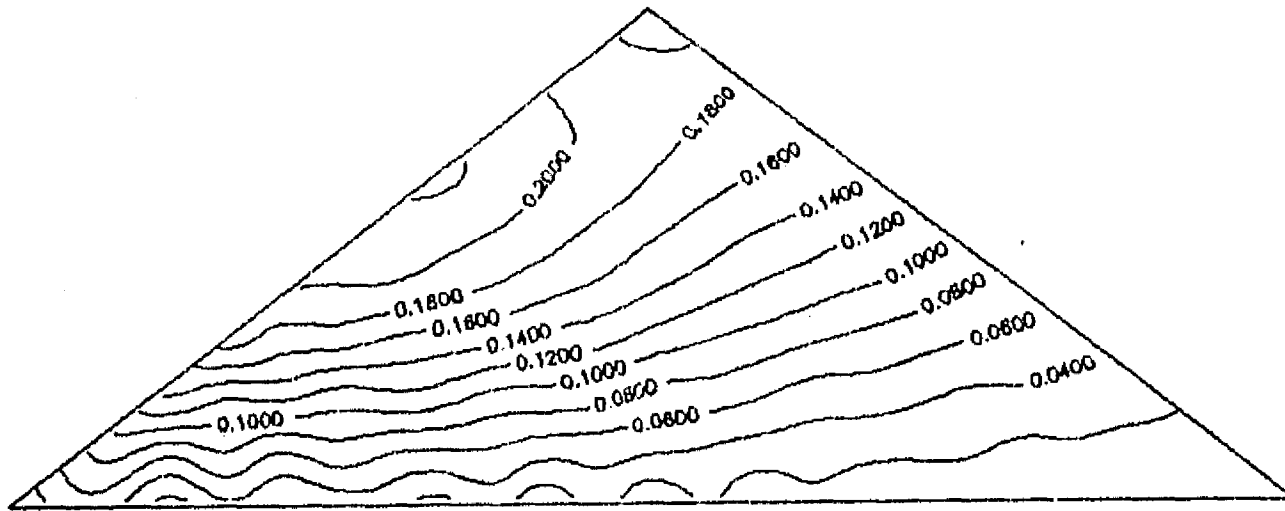


Fig 6.11 Distribución de desplazamientos horizontales incrementales al final del llenado de la presa 1 (1:1.3)

DESPLAZAMIENTOS VERTICALES INCREMENTALES (m)

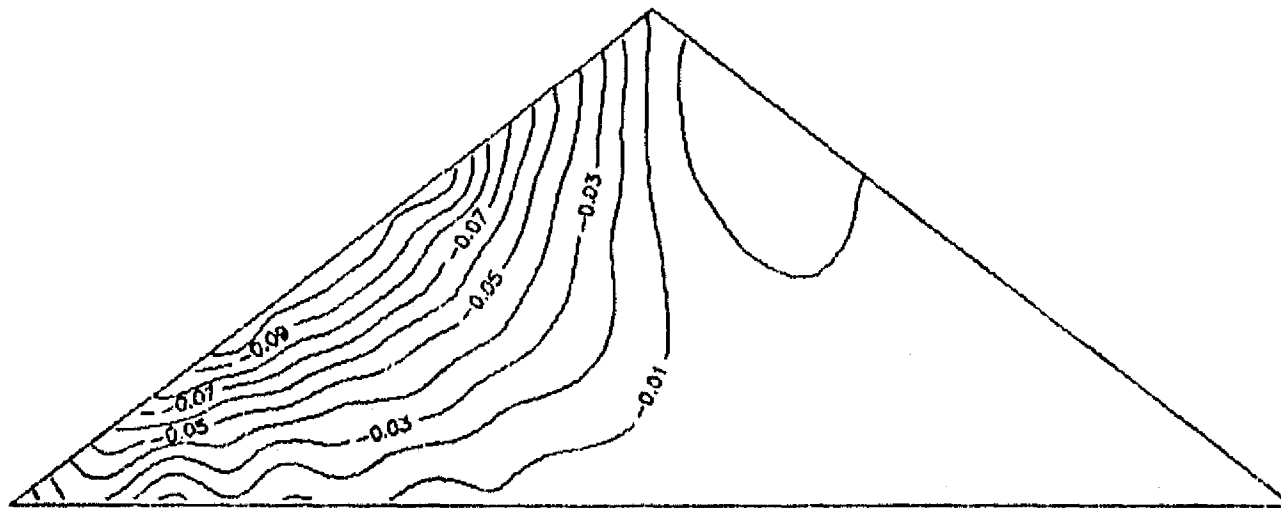


Fig 6.12 Distribución de desplazamientos verticales incrementales al final del llenado de la presa 1 (1:1.3)

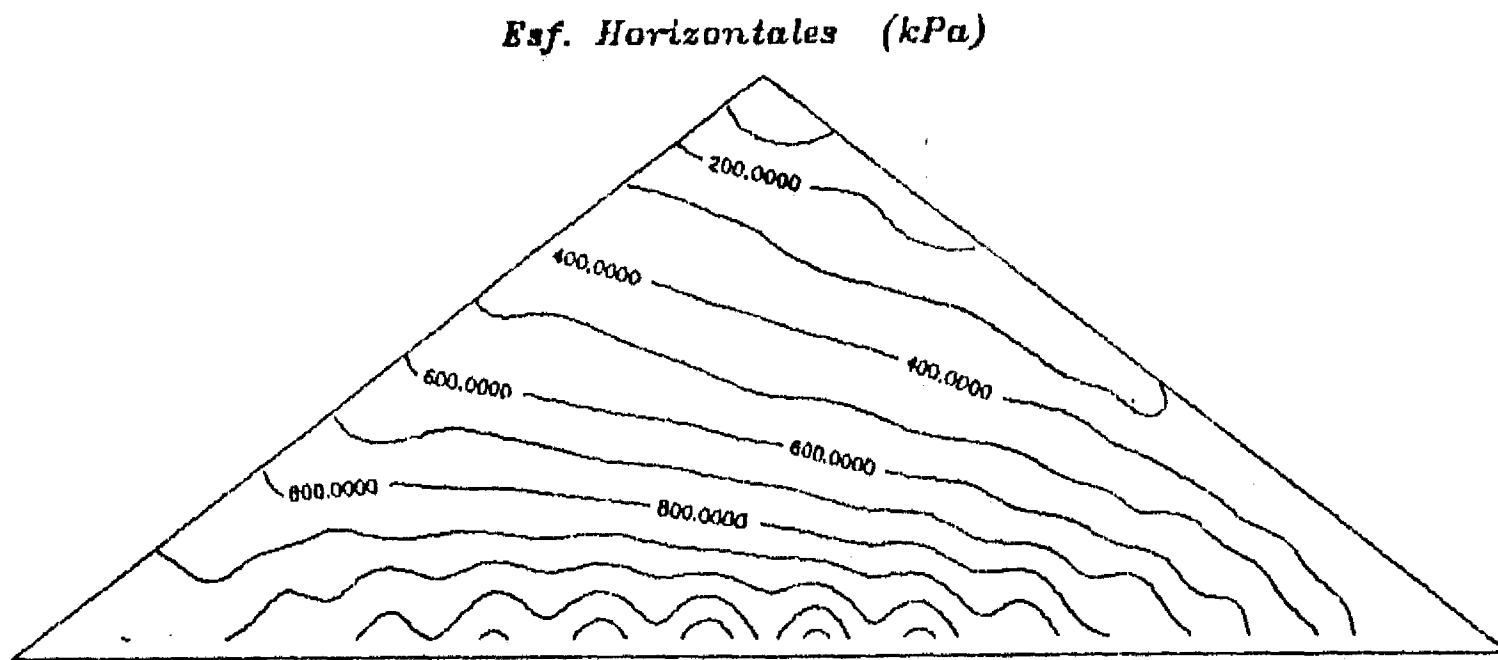


Fig 6.13 Distribución de esfuerzos horizontales acumulados al final del llenado de la presa 1 (1:1.3)

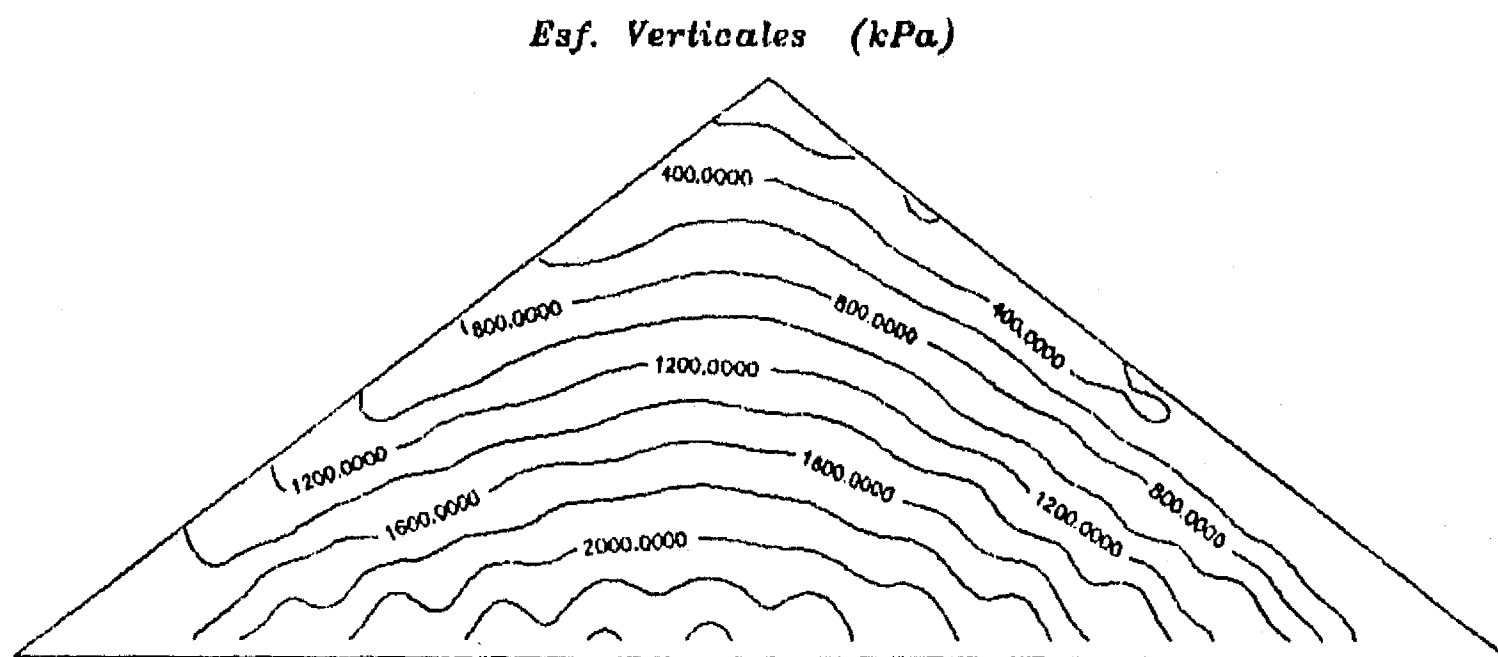


Fig 6.14 Distribución de esfuerzos verticales acumulados al final del llenado de la presa 1 (1:1.3)

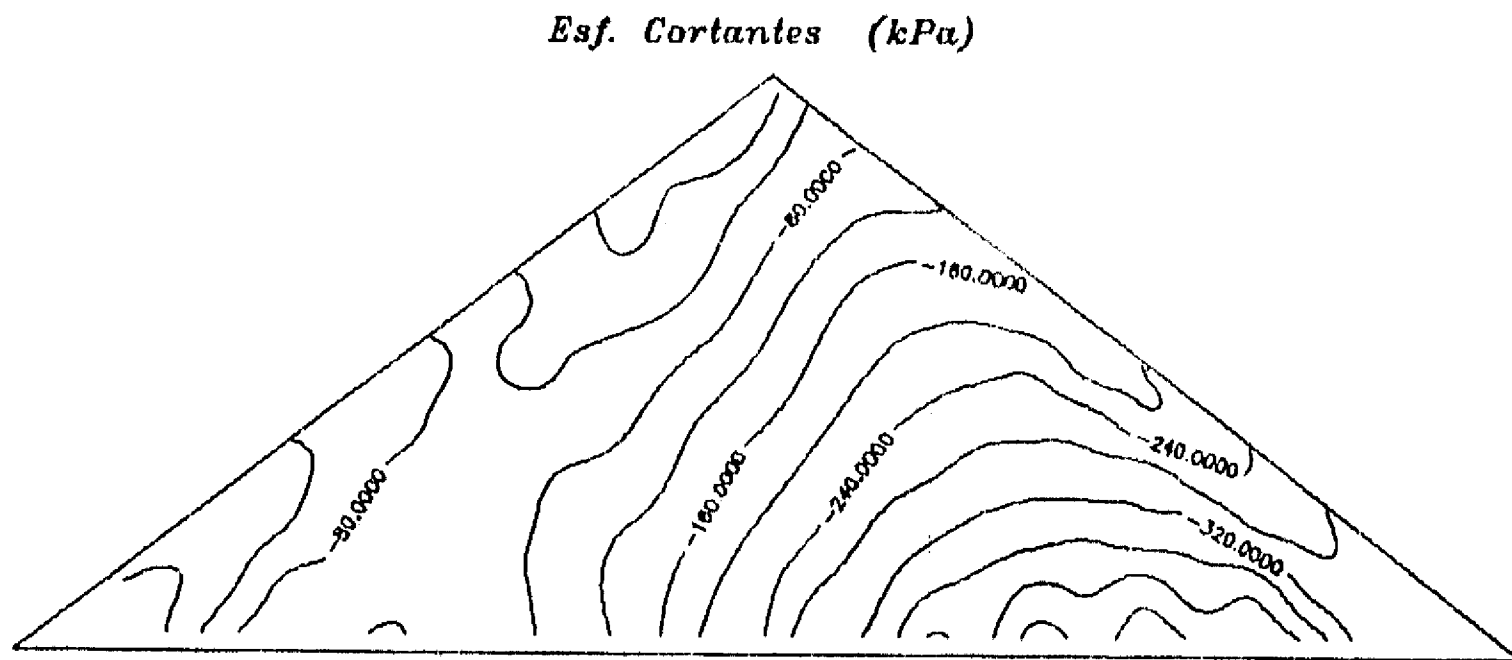


Fig 6.15 Distribución de esfuerzos cortantes acumulados al final del llenado de la presa 1 (1:1.3)

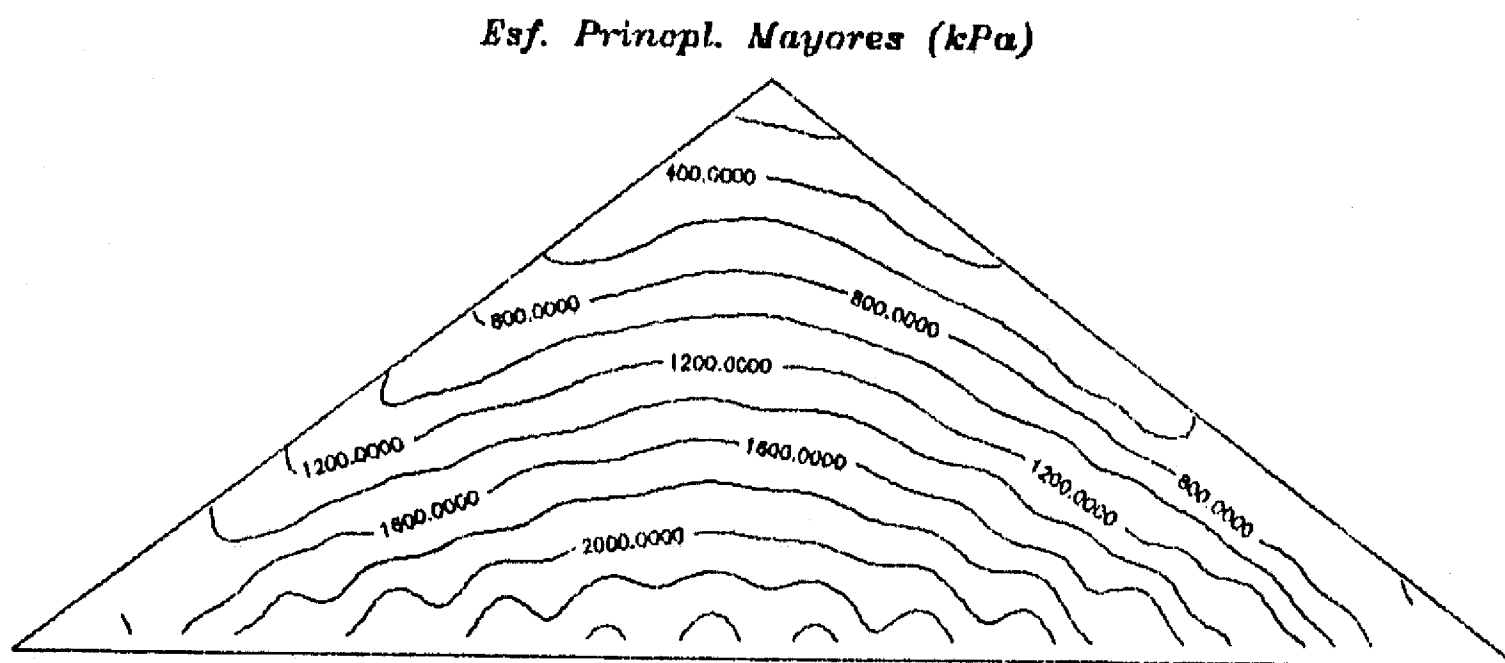


Fig 6.16 Distribución de esfuerzos principales mayores acumulados al final de la construcción de la presa 1 (1:1.3)

Esf. Princpl. Menores (kPa)

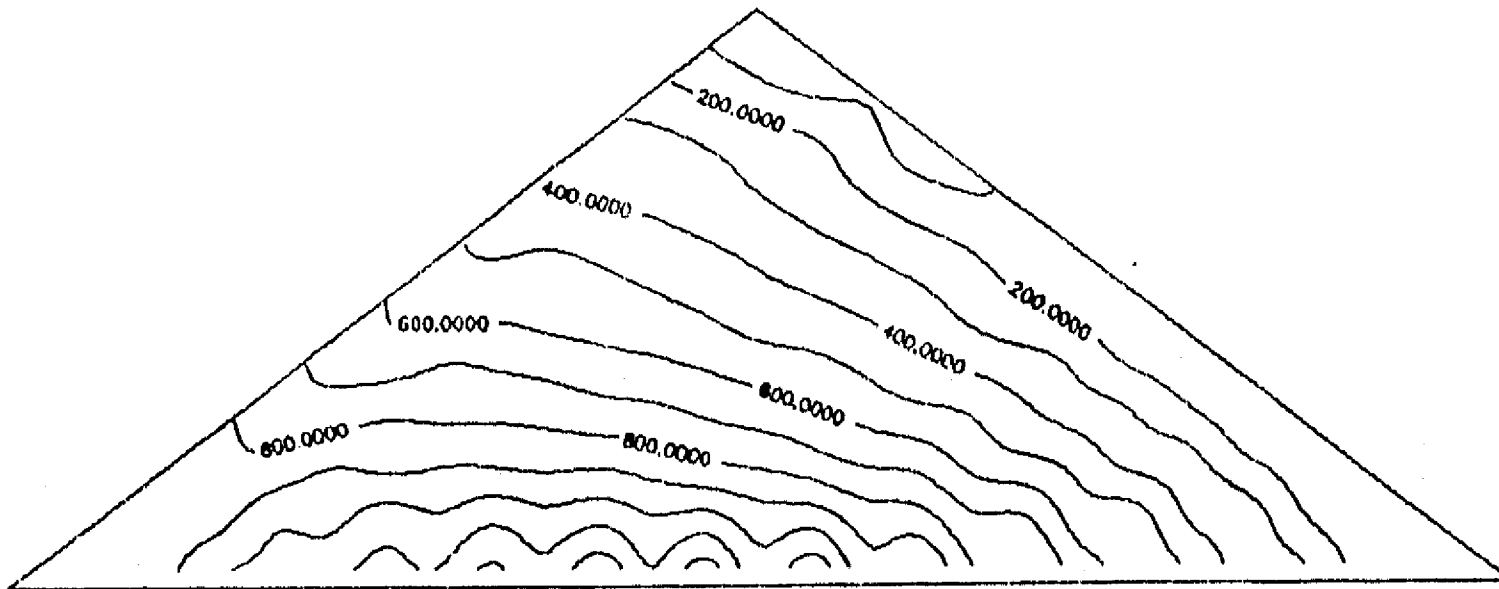


Fig 6.17 Distribución de esfuerzos principales menores acumulados al final de la construcción de la presa 1 (1:1.3)

Esf. Princpl. Menores/Mayores

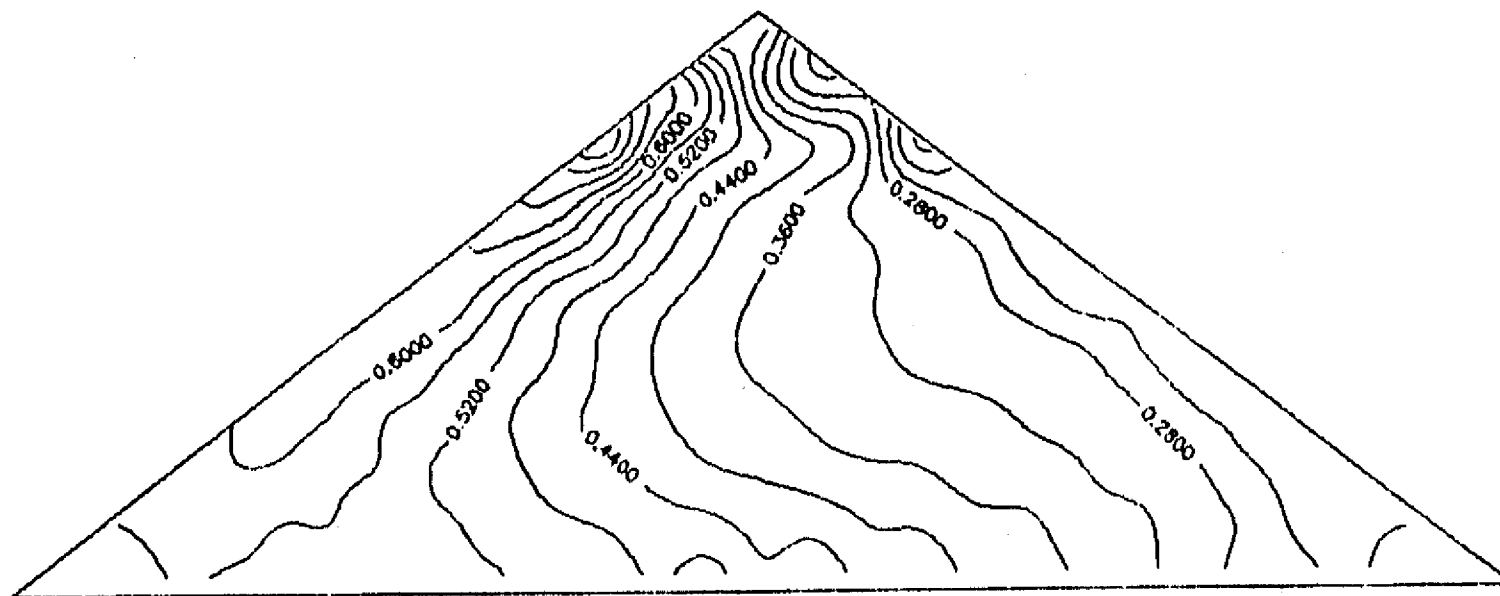


Fig 6.18 Distribución de relaciones entre los esfuerzos principales menores y mayores acumulados al final de la construcción de la presa 1 (1:1.3)

MODULOS CORTANTES INICIALES (MPa)

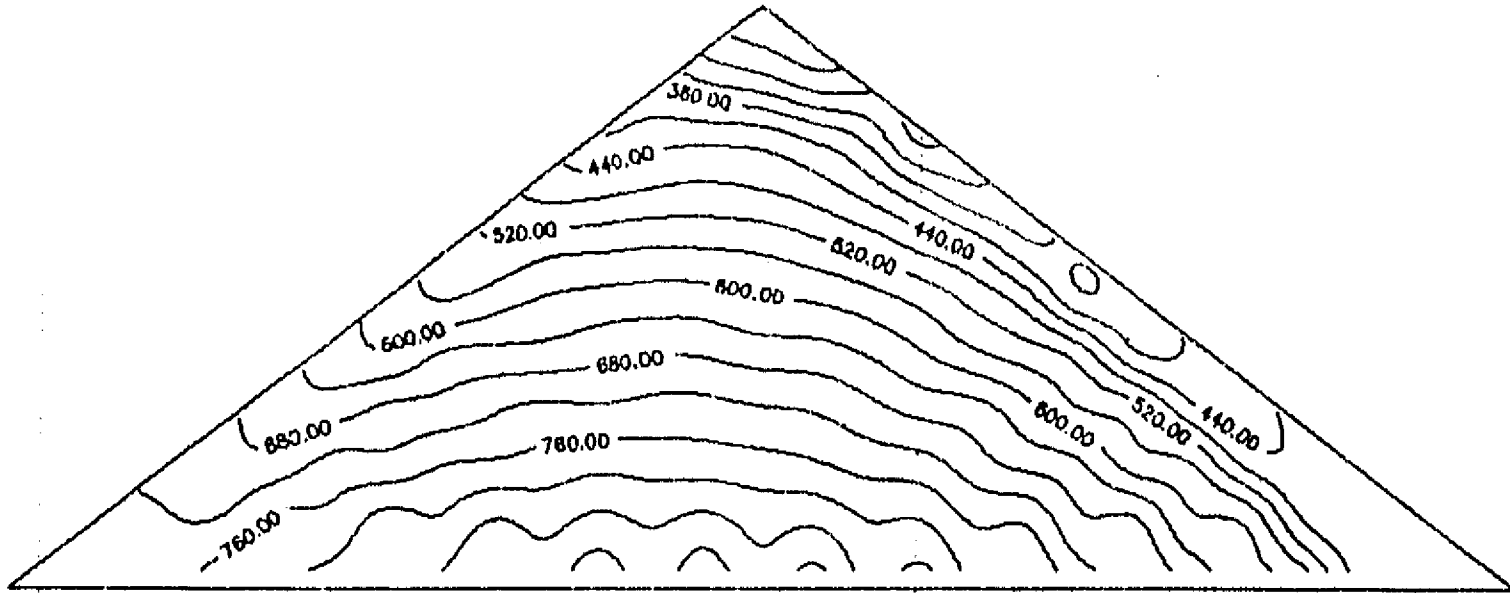


Fig. 6.19 Distribución de módulos cortantes iniciales de la presa 1 (1:1.3)

MODULOS CORTANTES INICIALES (MPa)

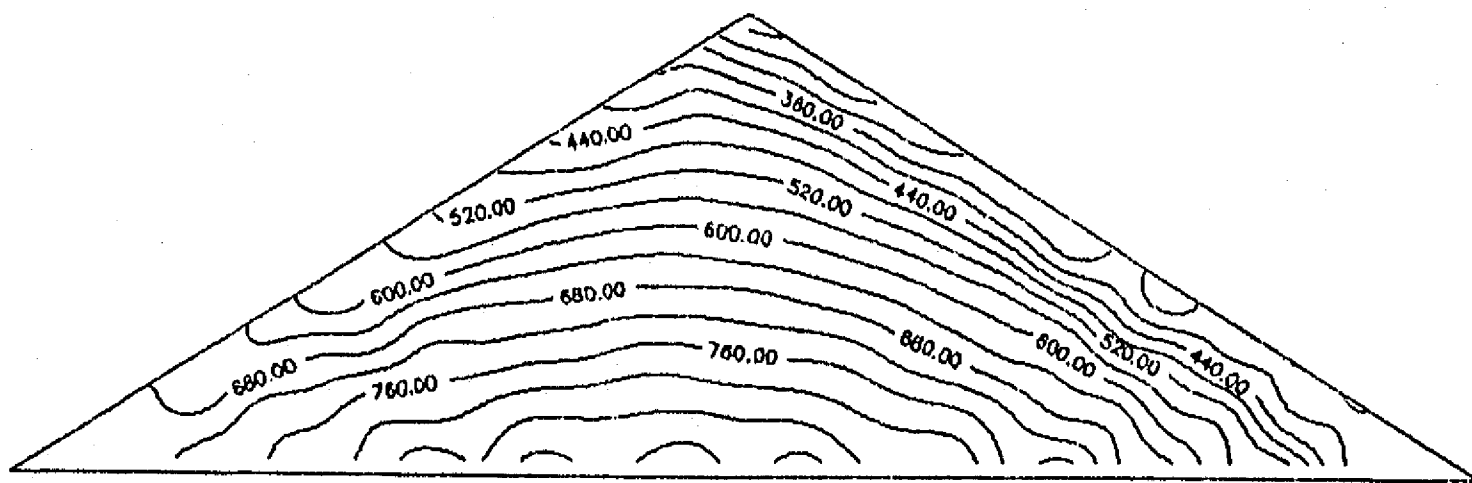


Fig. 6.20 Distribución de módulos cortantes iniciales de la presa 2 (1:1.6)

MODULOS CORTANTES INICIALES (MPa)

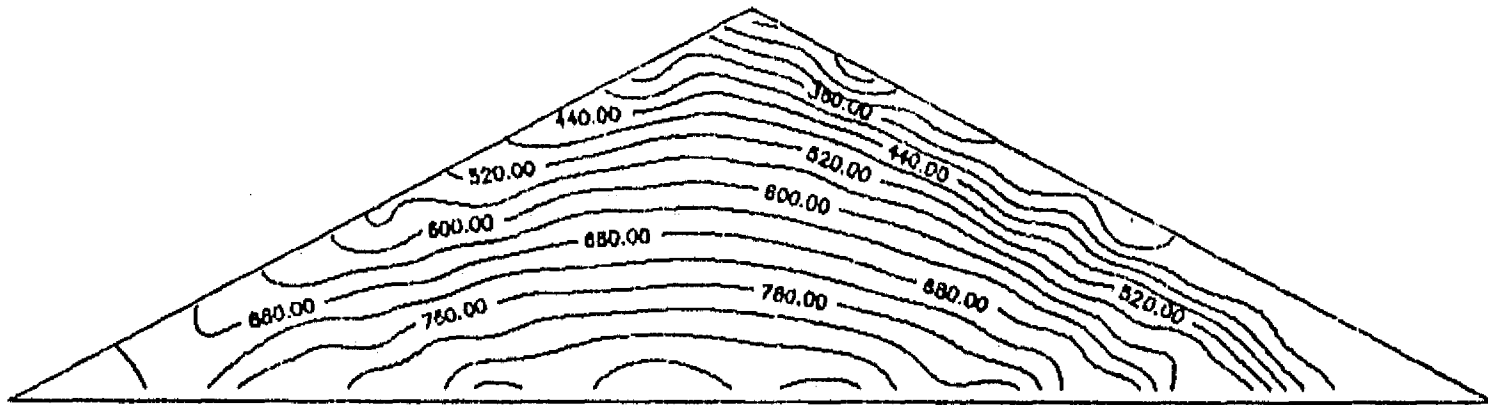


Fig. 6.21 Distribución de módulos cortantes iniciales de la presa 3 (1:1.9)

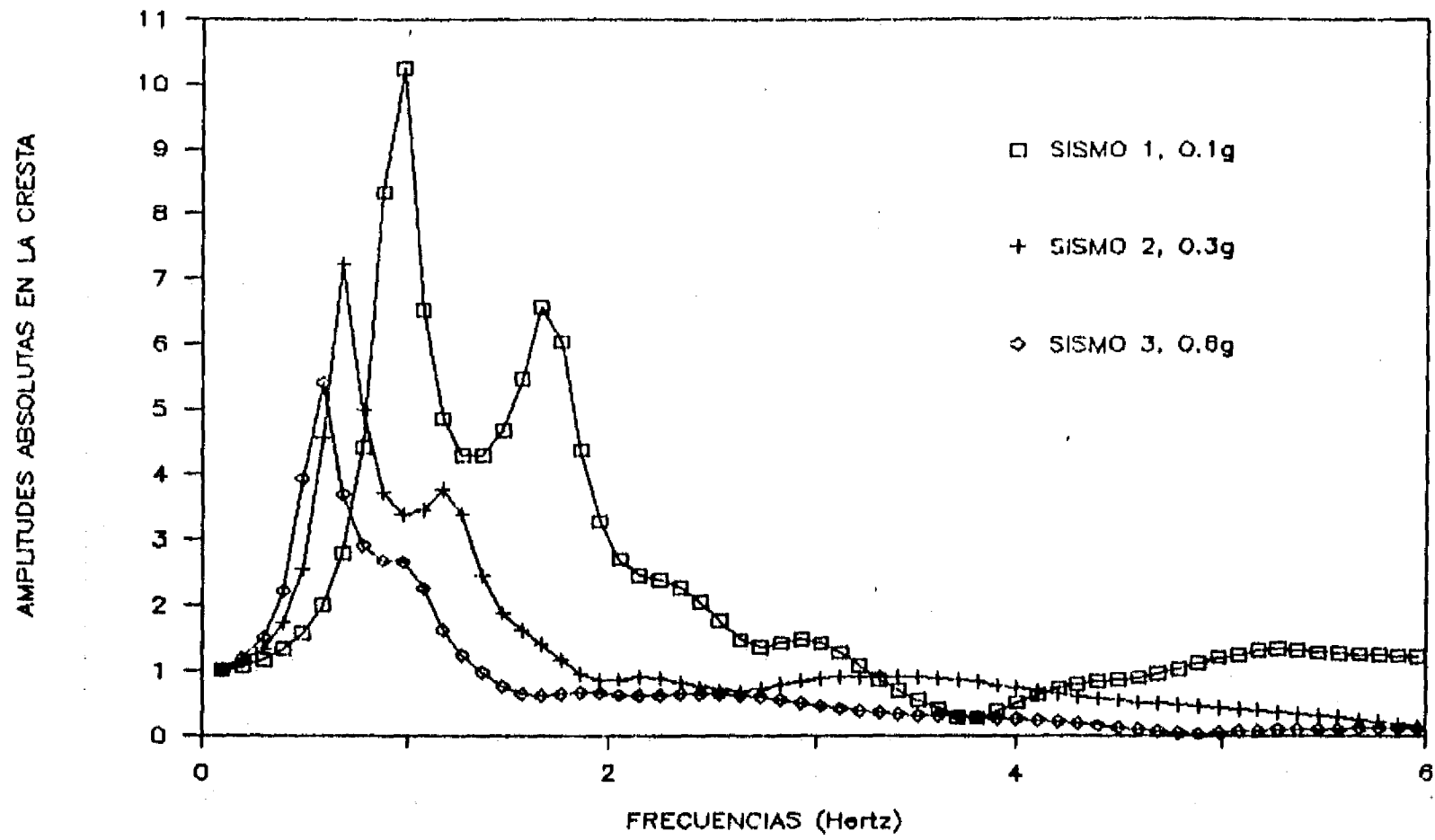


Fig. 6.22 Factores de amplificación (horizontal) en la cresta de la presa 1 (1:1.3) para diferentes sismos

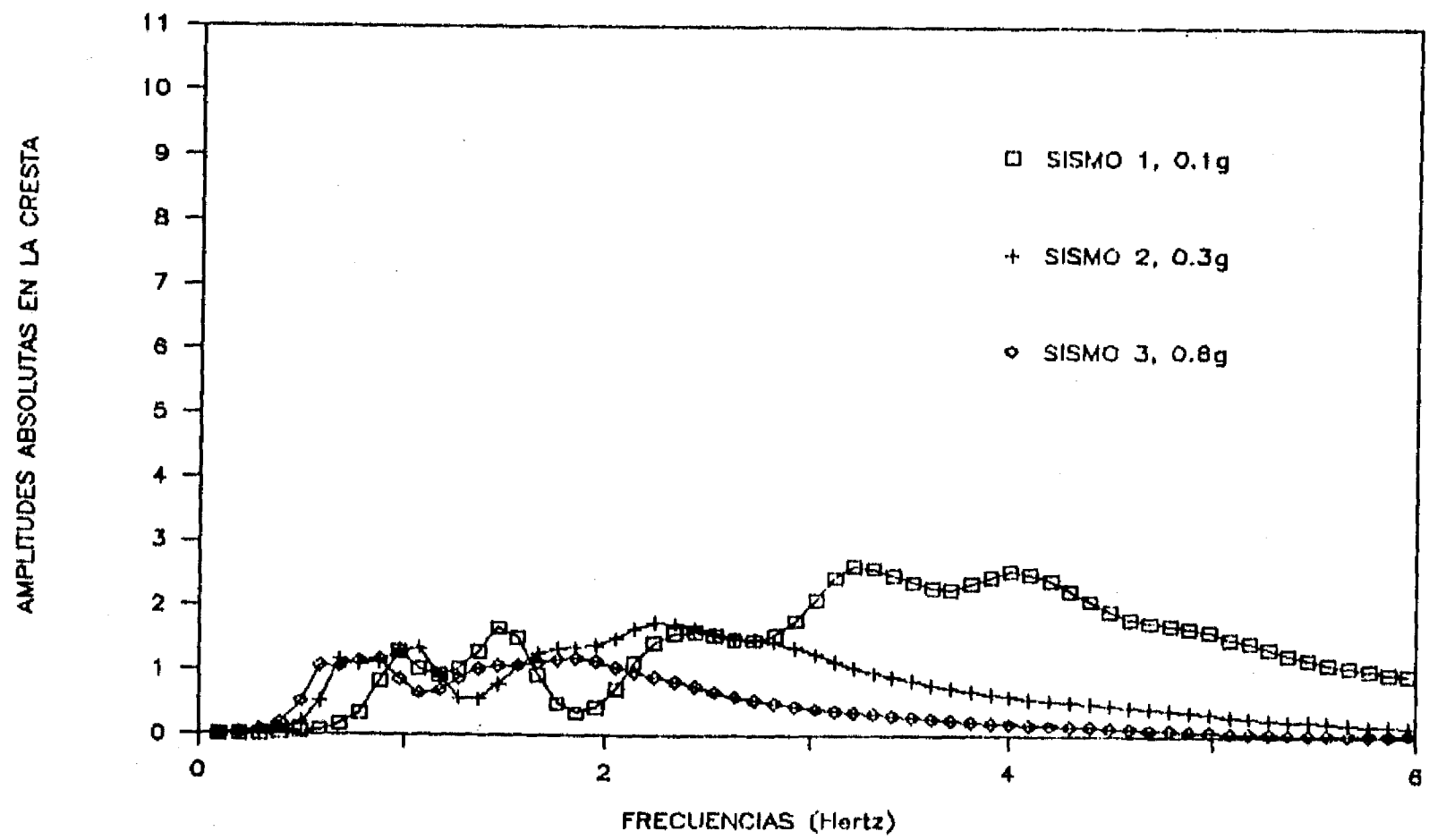


Fig. 6.23 Factores de amplificación (vertical) en la cresta de la presa 1 (1:1.3) para diferentes sismos

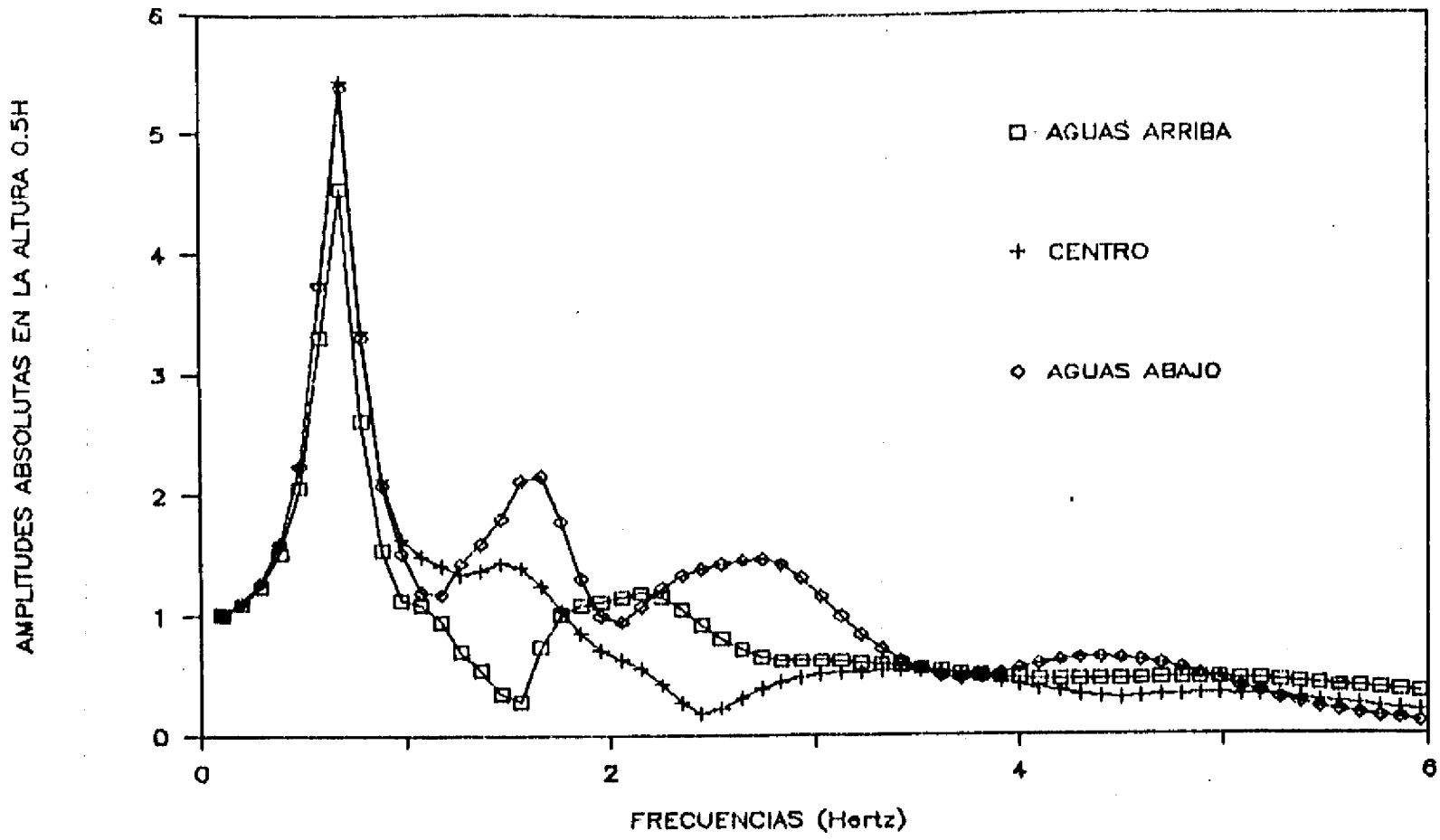


Fig. 6.24 Factores de amplificación en la cresta de la presa 1 (1:1.3) y sismo 2 (0.3g) para diferentes puntos a la altura 0.5H

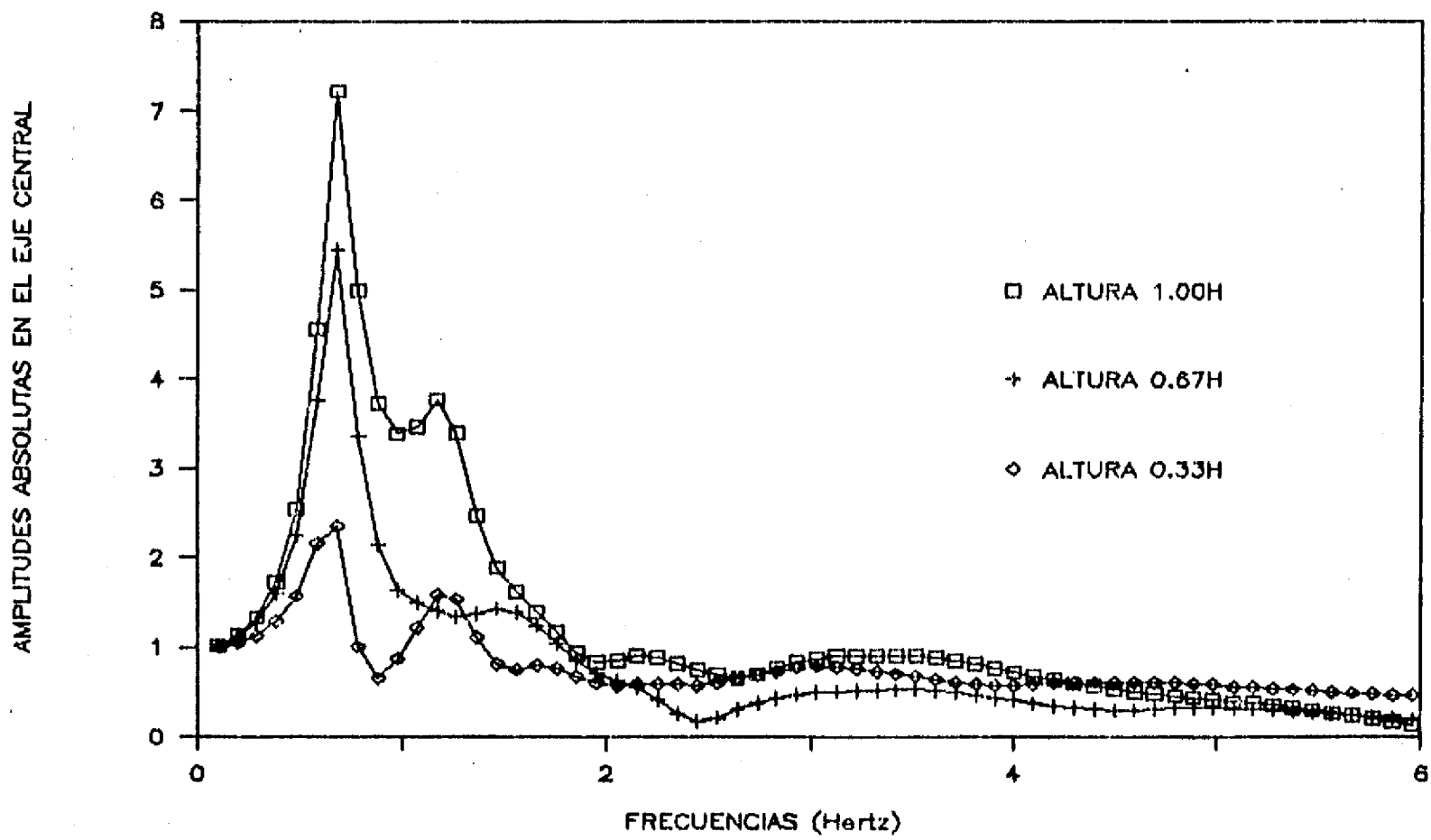


Fig. 6.25 Factores de amplificación en la cresta de la presa 1 (1:1.3) y sismo 2 (0.3g) para diferentes alturas sobre el eje central

ACELERACION MAXIMA (g)

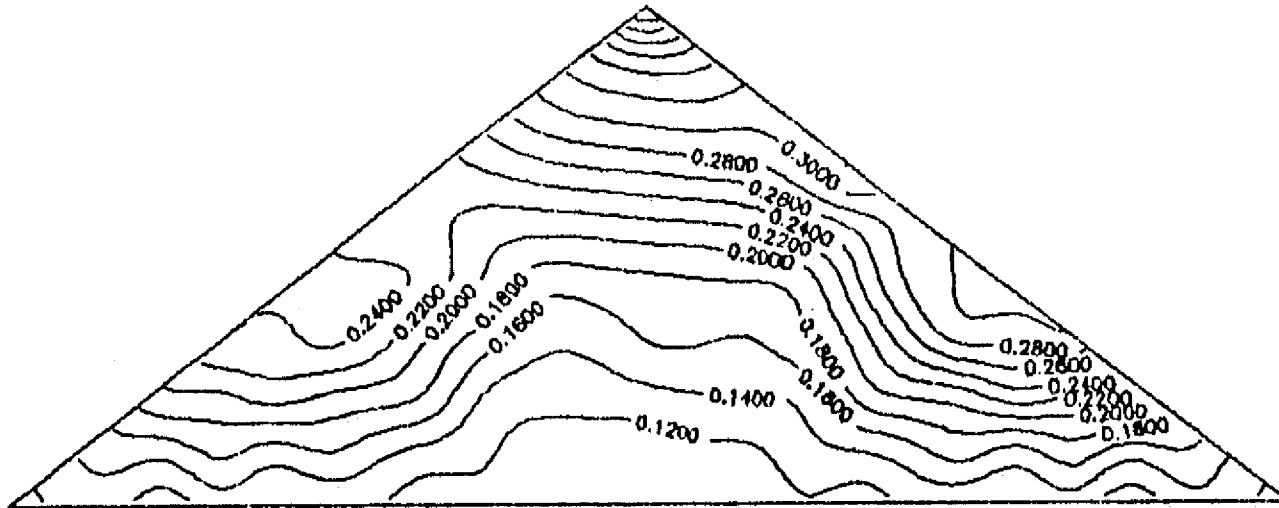


Fig. 6.26 Distribución de aceleraciones máximas de la presa 1 (1:1.3) y sismo 1 (0.1g)

ACELERACION MAXIMA (g)

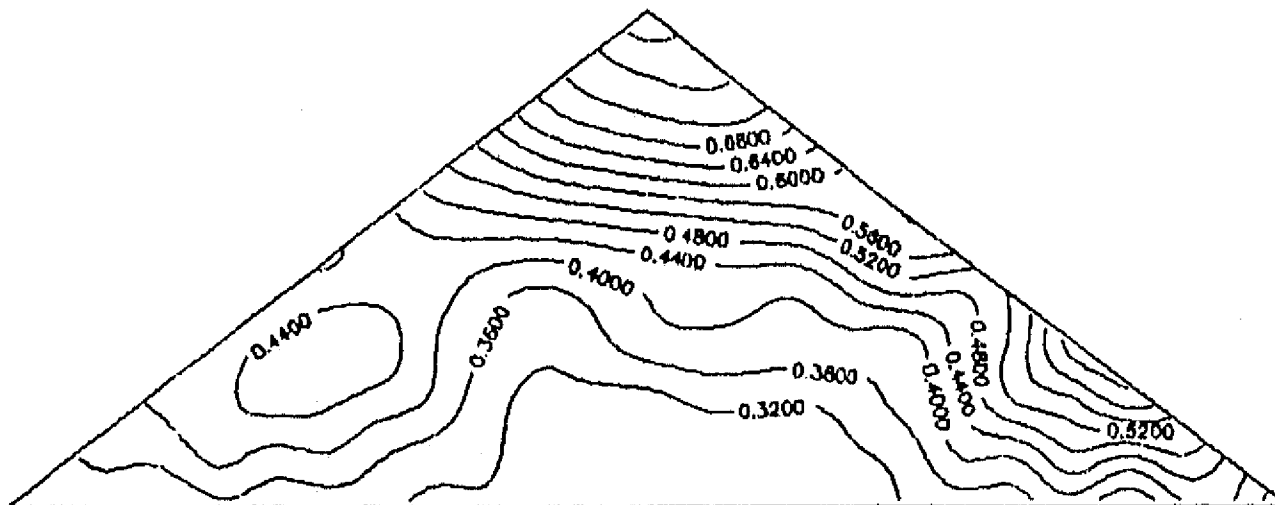


Fig. 6.27 Distribución de aceleraciones máximas de la presa 1 (1:1.3) y sismo 2 (0.3g)

ACELERACION MAXIMA (g)

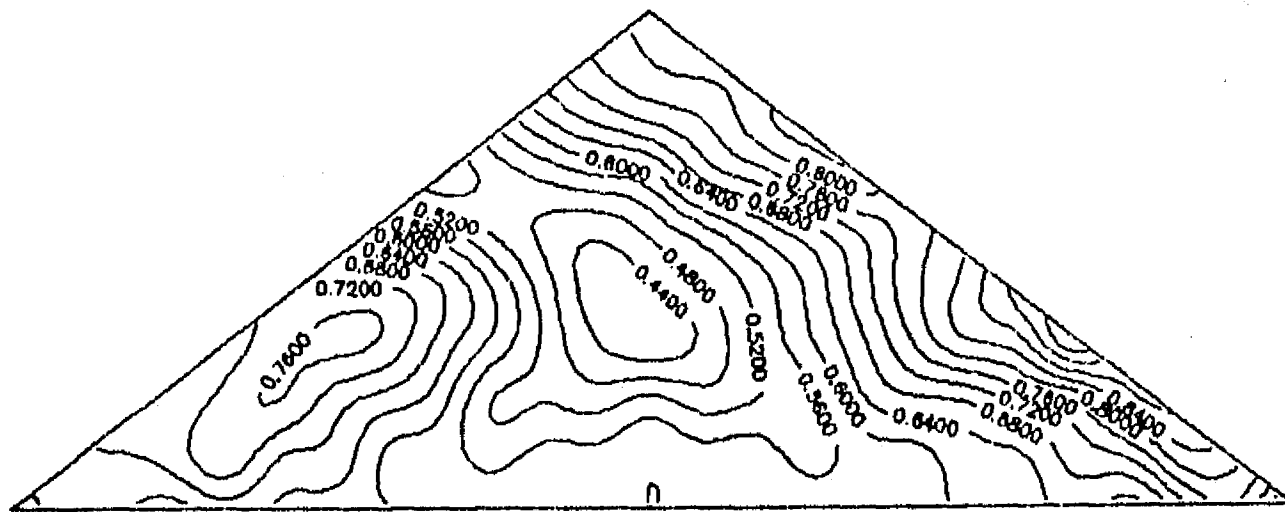


Fig. 6.28 Distribución de aceleraciones máximas de la presa 1 (1:1.3) y sismo 3 (0.6g)

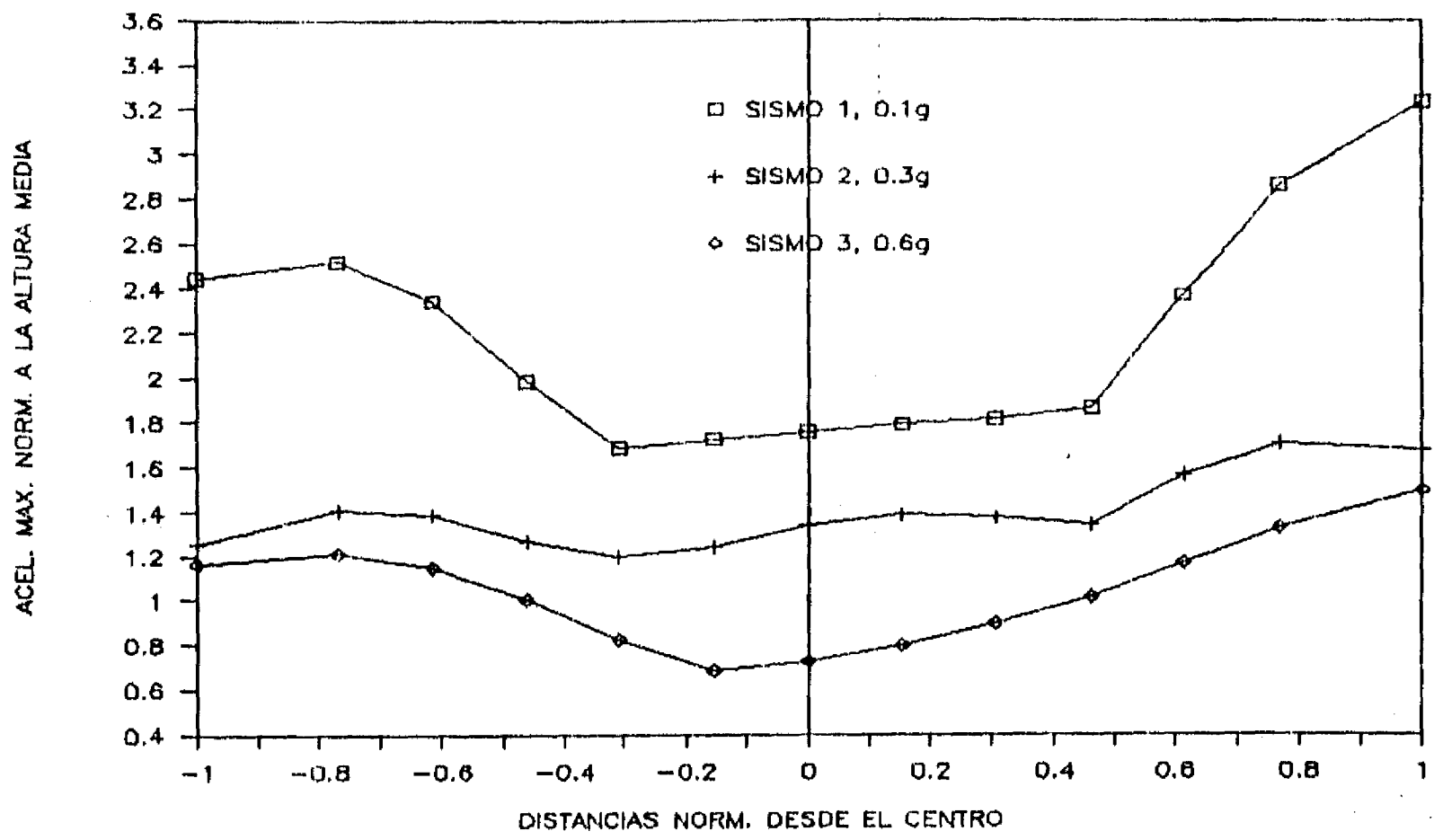


Fig. 6.29 Amplificaciones de las aceleraciones máximas a la altura 0.5H de la presa 1 (1:1.3) para diferentes sismos

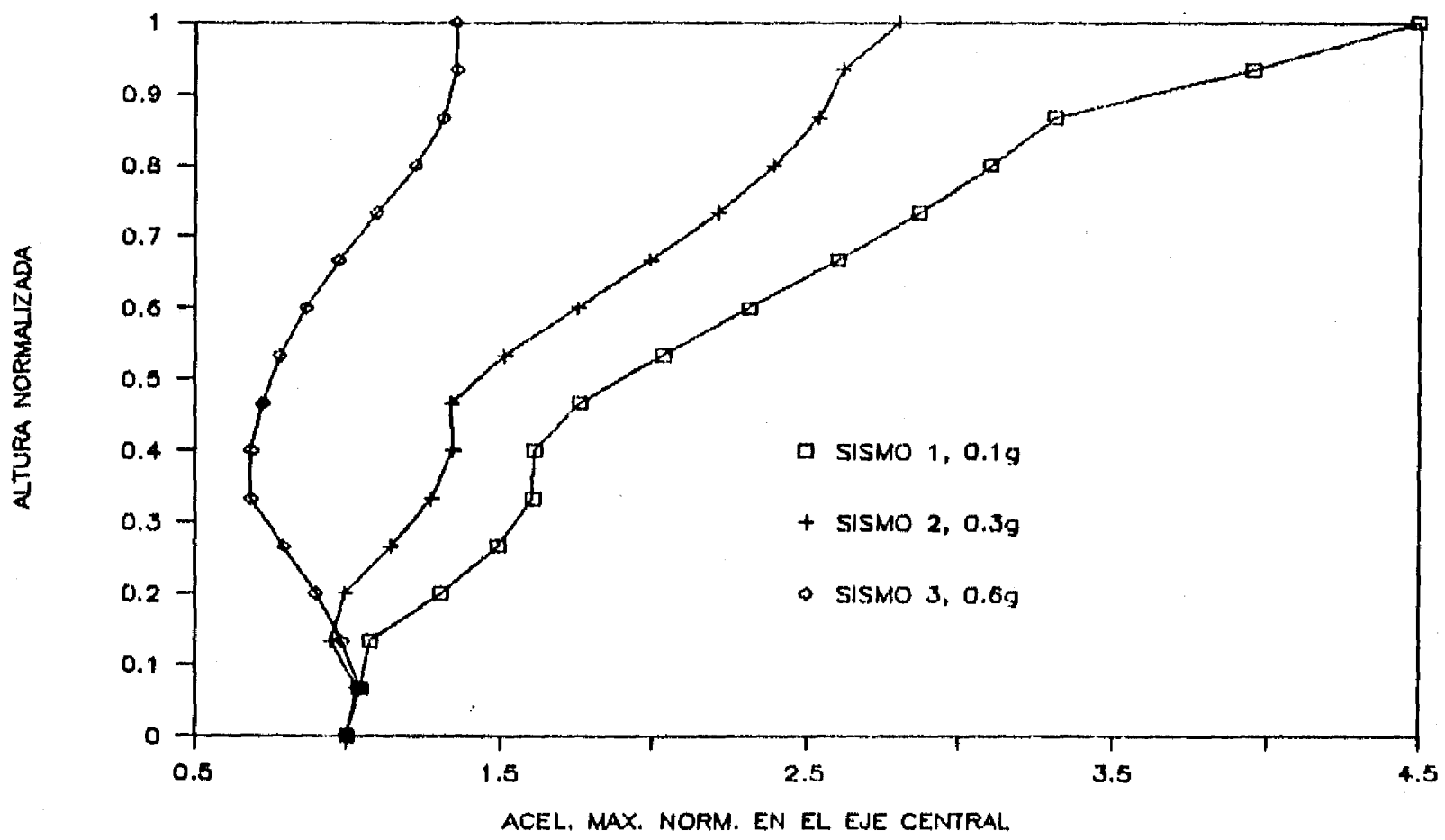


Fig. 6.30 Aceleraciones máximas en el eje central de la presa 1 (1:1.3) para diferentes sismos

DEFORM. CORTANTE MAXIMA (E-3 POR CIENTO)

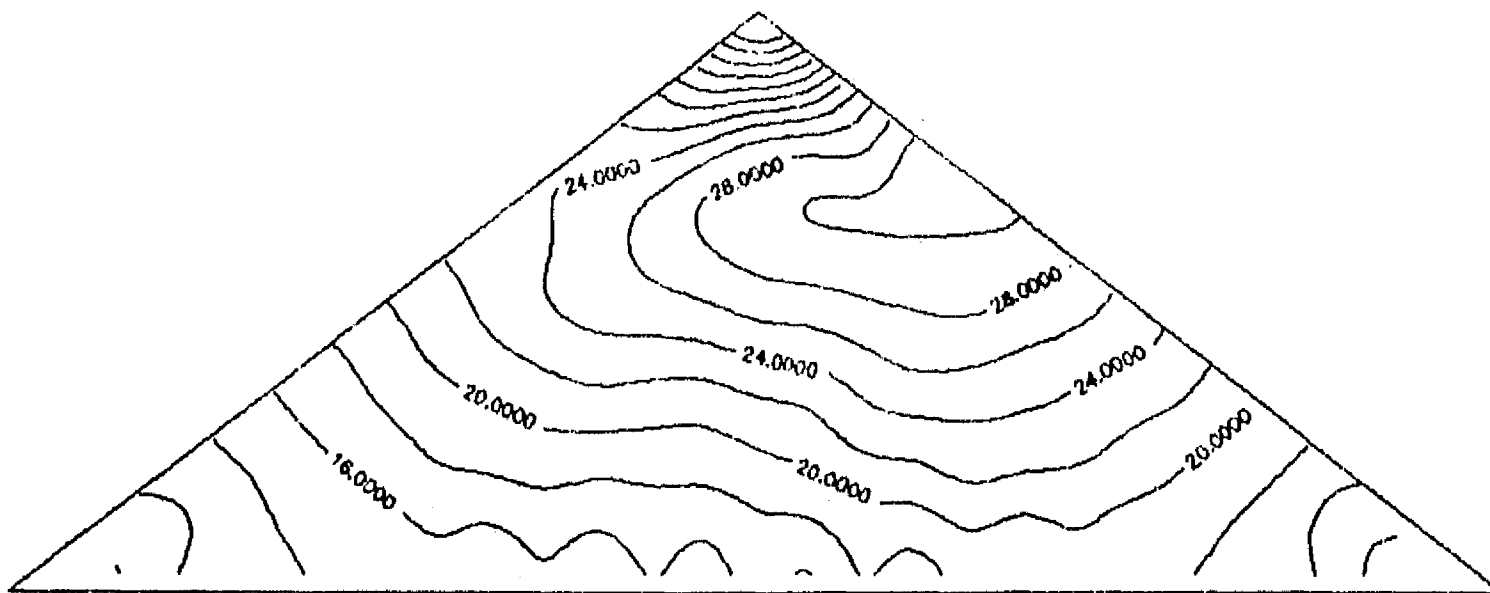


Fig. 6.31 Distribución de deformaciones cortantes máximas de la presa 1 (1:1.3) y sismo 1 (0.1g)

DEFORM. CORTANTE MAXIMA (E-3 POR CIENTO)

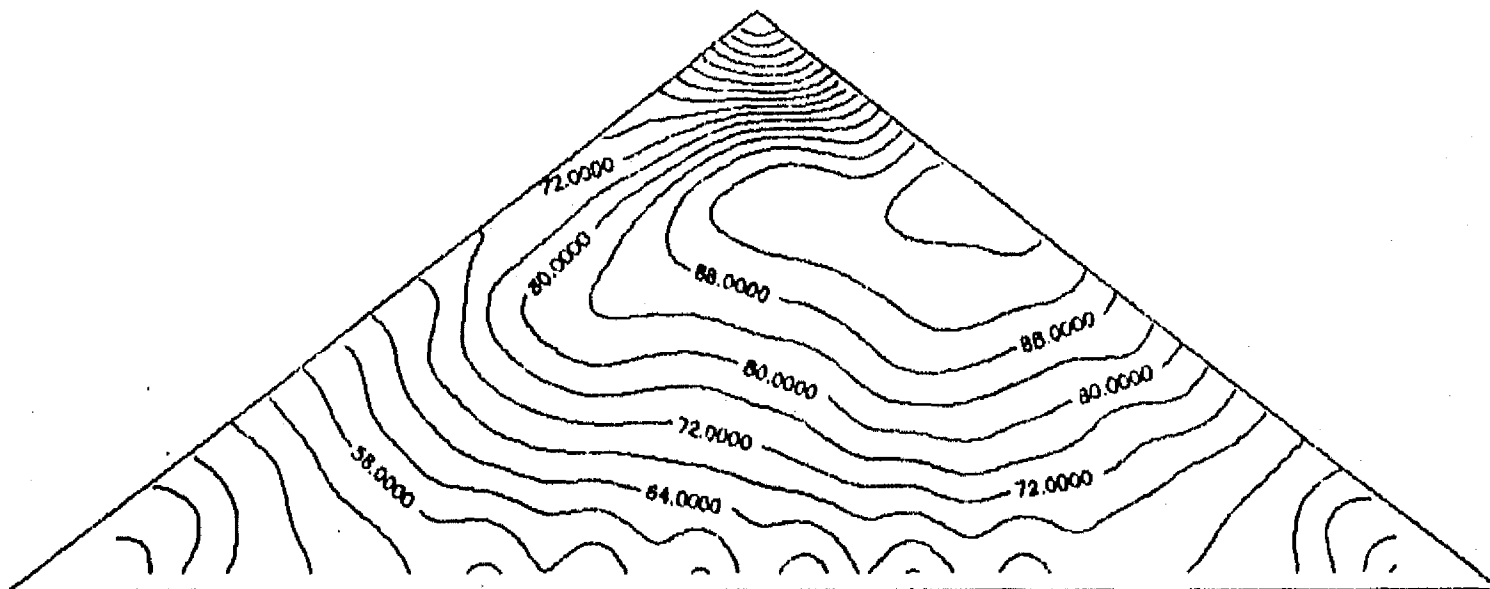


Fig. 6.32 Distribución de deformaciones cortantes máximas de la presa 1 (1:1.3) y sismo 2 (0.3g)

DEFORM. CORTANTE MAXIMA (E-3 POR CIENTO)

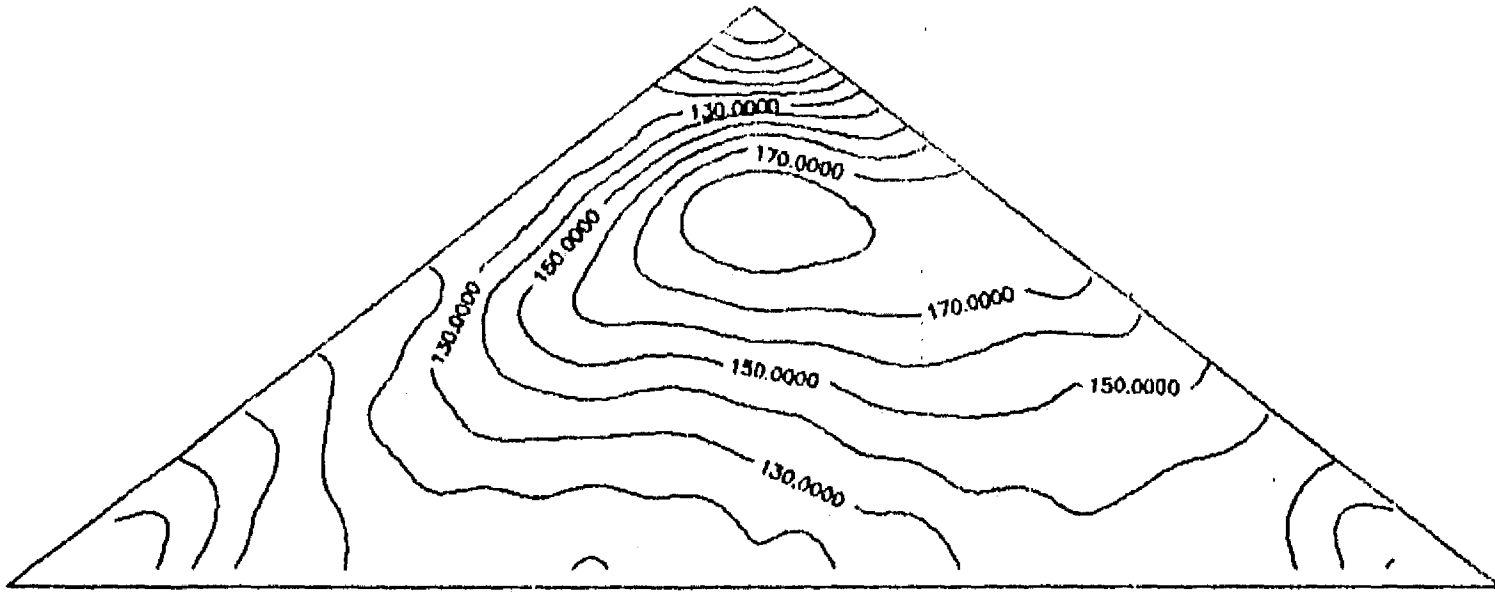


Fig. 6.33 Distribución de deformaciones cortantes máximas de la presa 1 (1:1.3) y sismo 3 (0.6g)

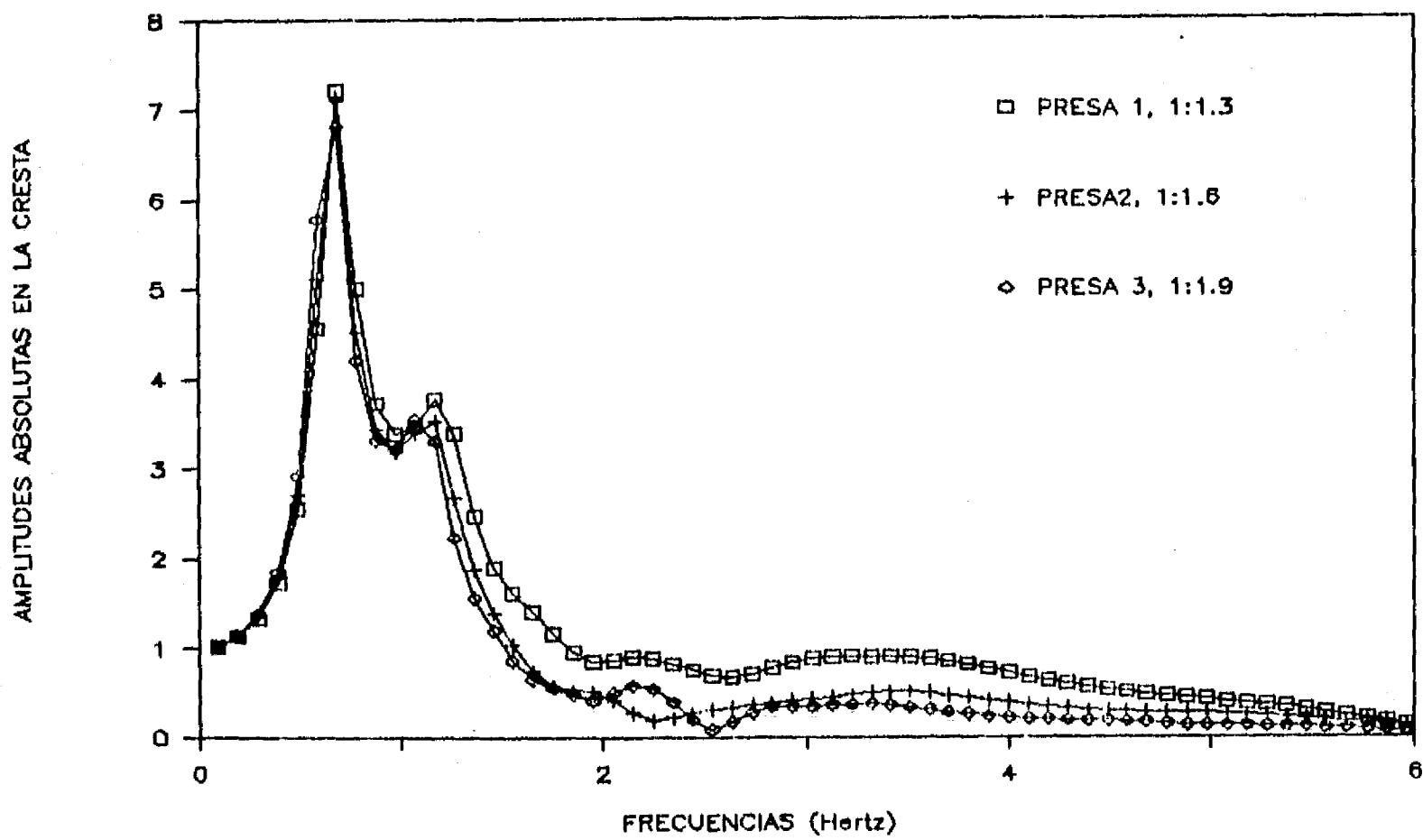


Fig. 6.34 Factores de amplificación en la cresta del sismo 2 (0.3g) para diferentes presas

ACELERACION MAXIMA (g)

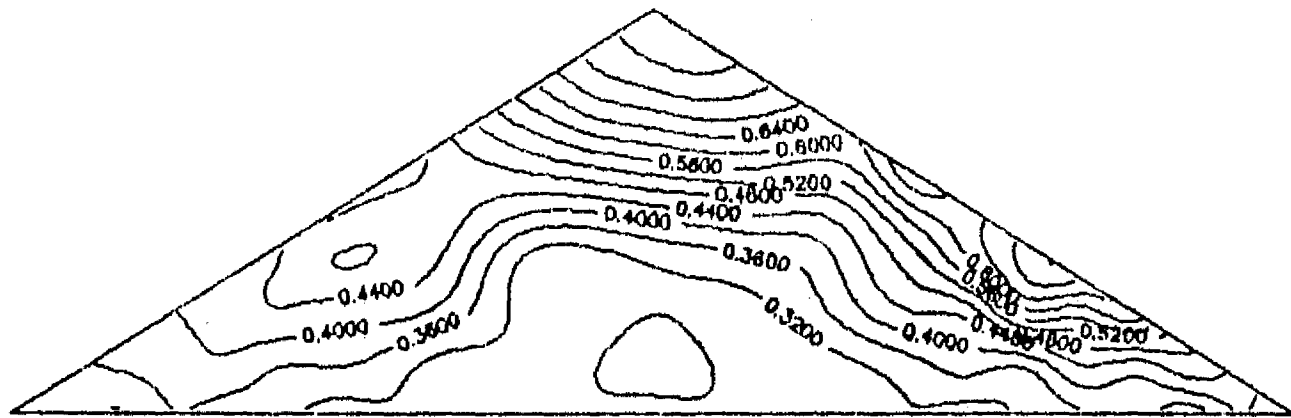


Fig. 6.35 Distribución de aceleraciones máximas de la presa 2 (1:1.6) y sismo 2 (0.3g)

ACELERACION MAXIMA (g)

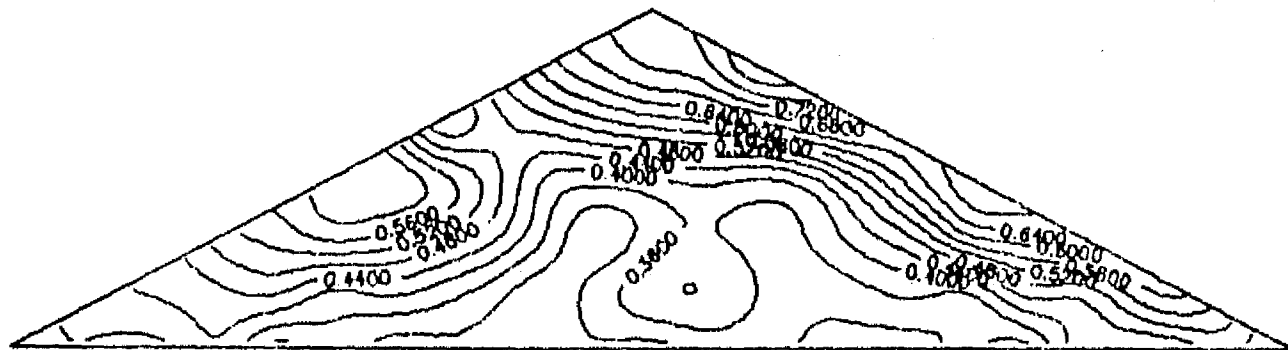


Fig. 6.36 Distribución de aceleraciones máximas de la presa 3 (1:1.9) y sismo 2 (0.3g)

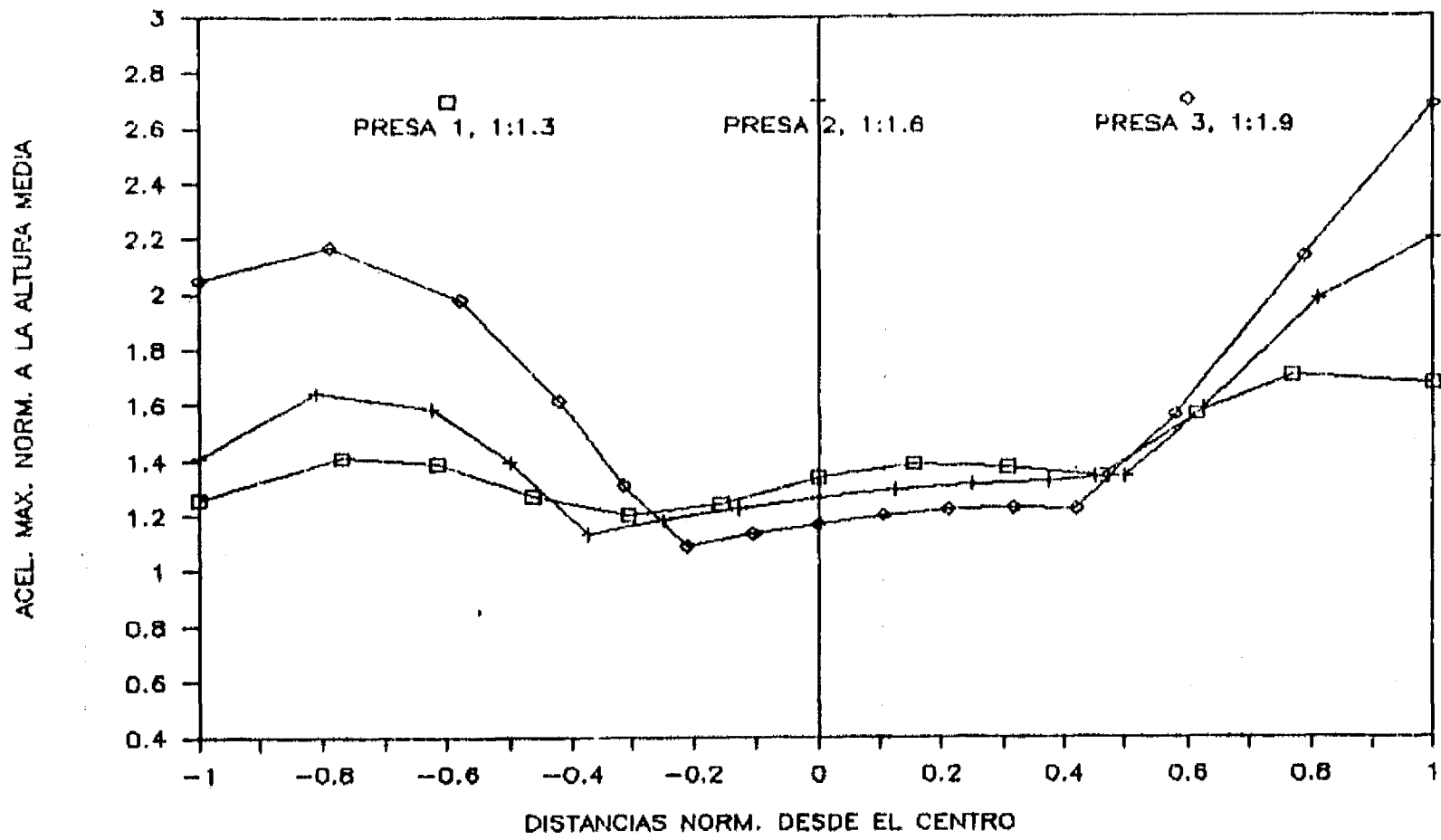


Fig. 6.37 Aceleraciones máximas a la altura 0.5H del sismo 2 (0.3g) para diferentes presas

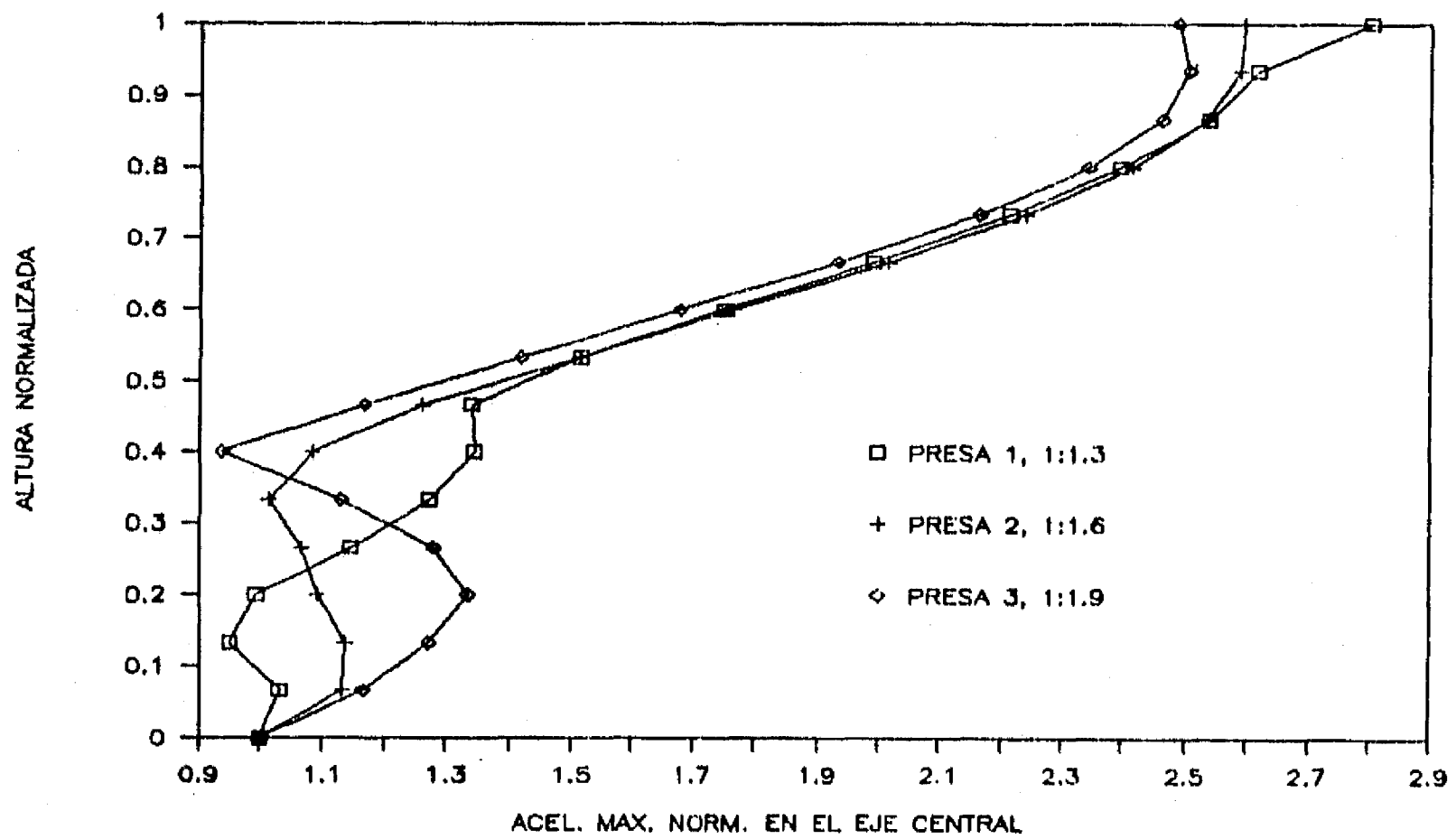


Fig. 6.38 Aceleraciones máximas en el eje central del sismo 2 (0.3g) para diferentes presas

DEFORM. CORTANTE MAXIMA (E-3 POR CIENTO)

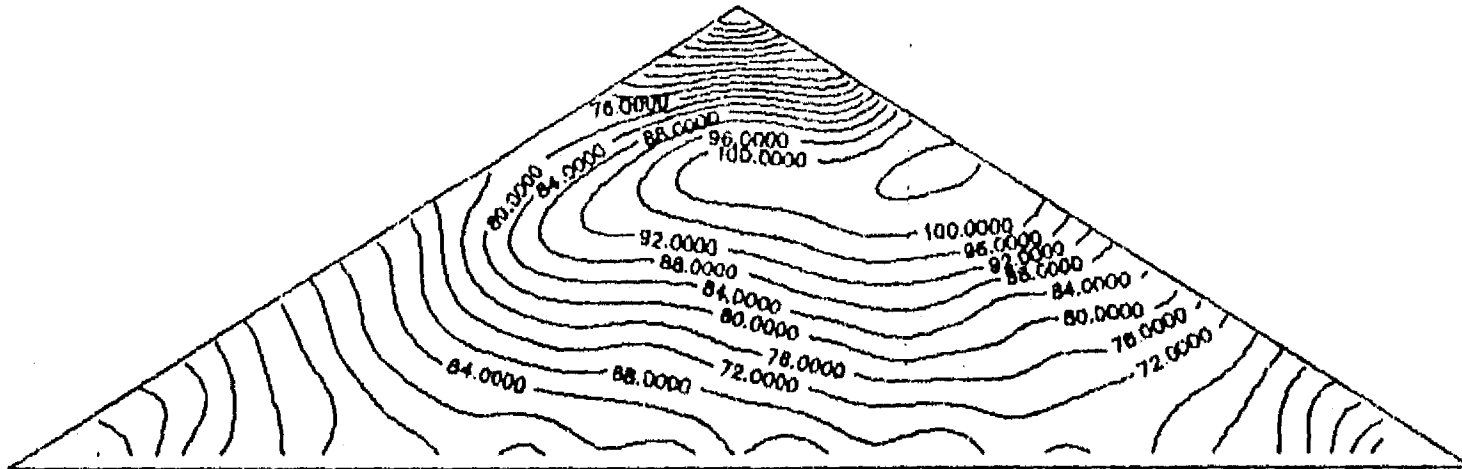


Fig. 6.39 Distribución de deformaciones cortantes máximas de la presa 2 (1:1.6) y sismo 2 (0.3g)

DEFORM. CORTANTE MAXIMA (E-3 POR CIENTO)

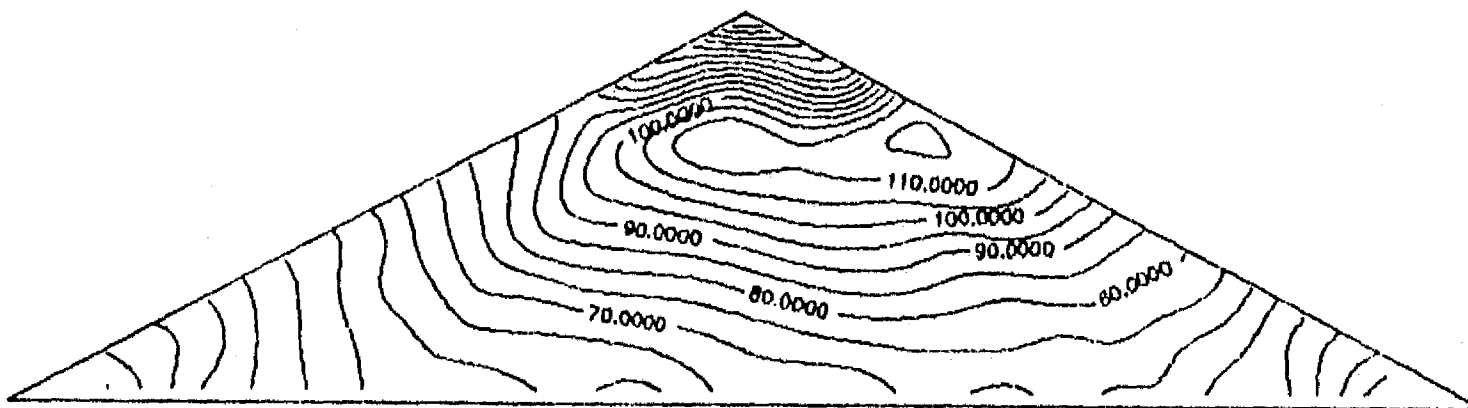


Fig. 6.40 Distribución de deformaciones cortantes máximas de la presa 3 (1:1.9) y sismo 2 (0.3g)

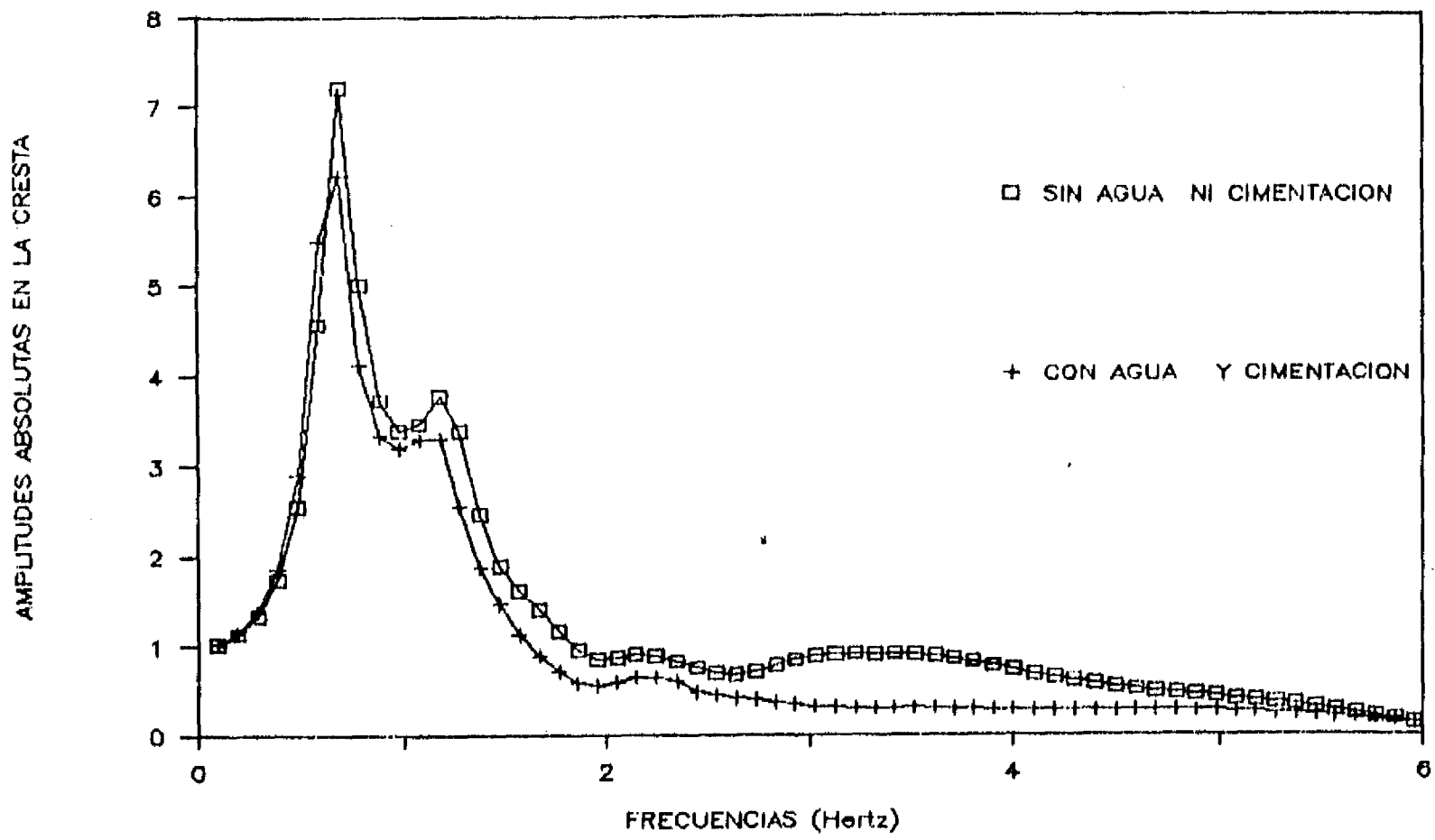


Fig. 6.41 Factores de amplificación en la cresta de la presa 1 (1:1.3) y sismo 2 (0.3g) para diferentes ambientes

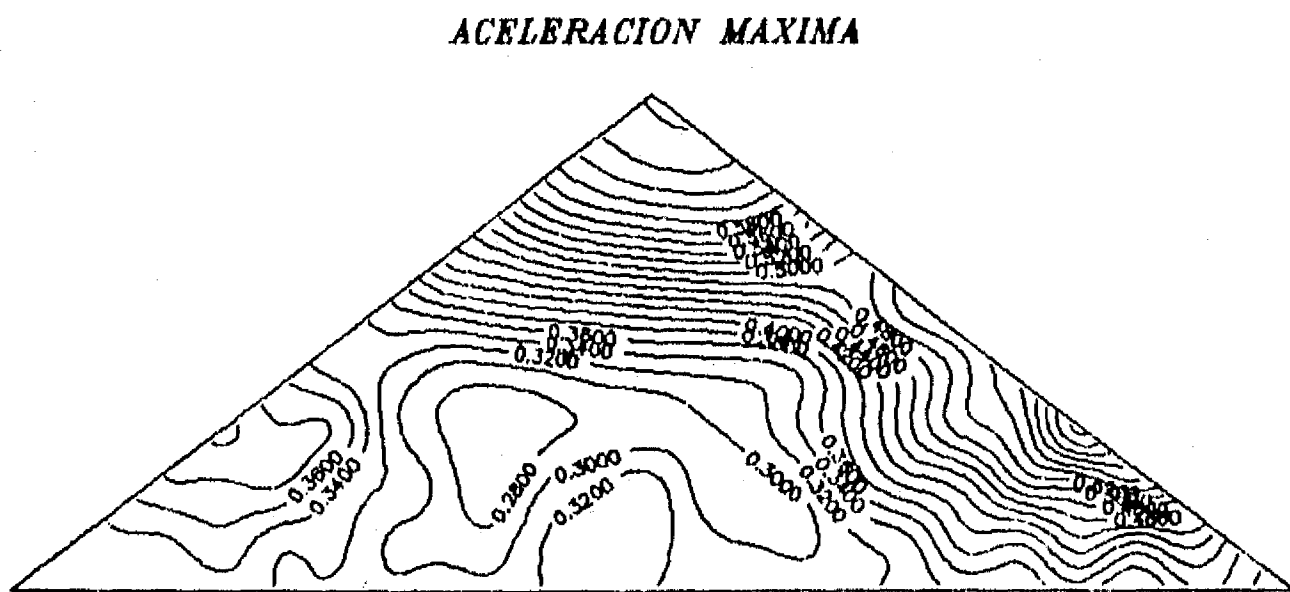


Fig. 6.42 Distribución de aceleraciones máximas de la presa 1 (1:1.3) y sismo 2 (0.3g) con agua y cimentación

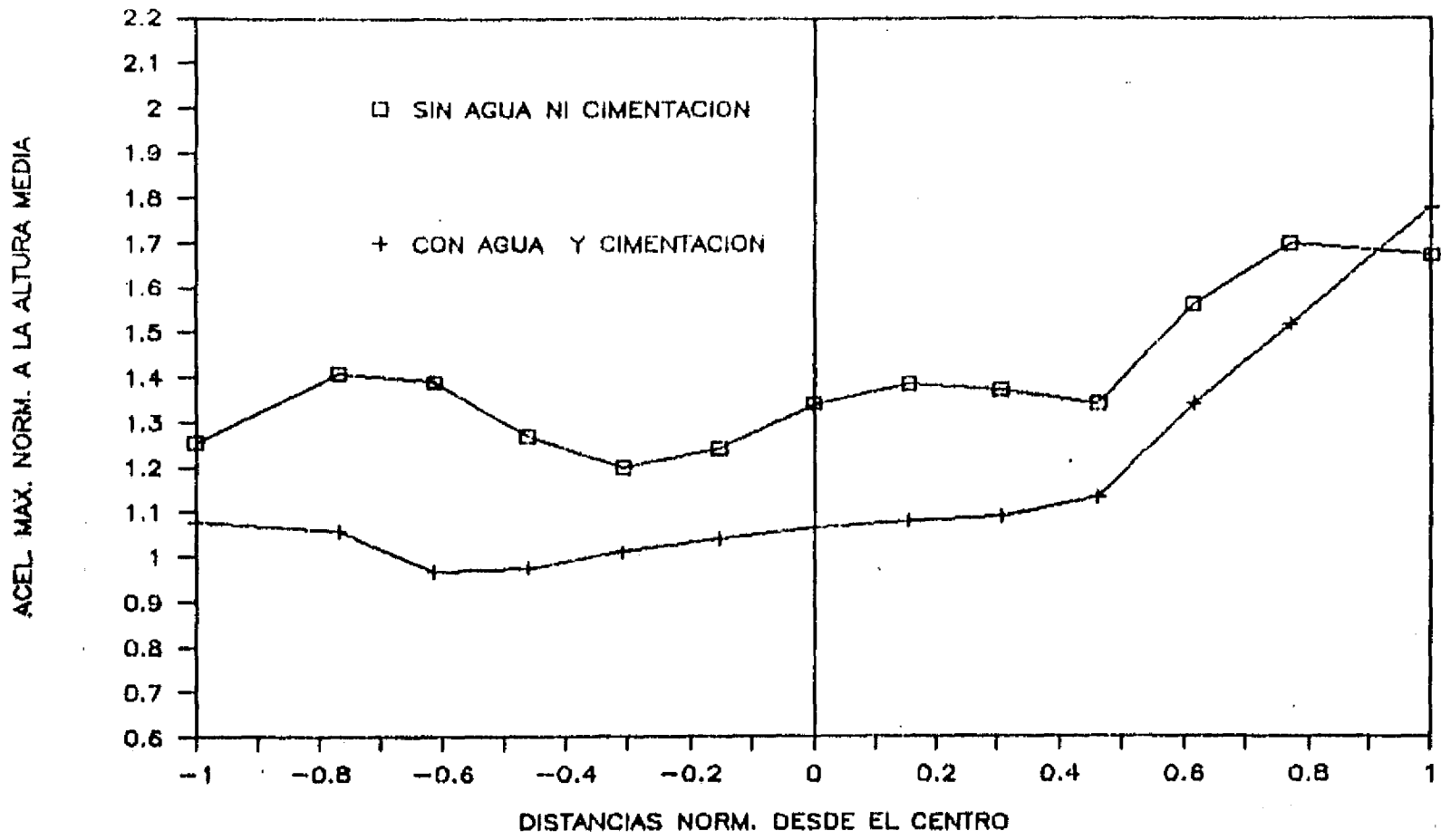


Fig. 6.43 Aceleraciones máximas a la altura 0.5H de la presa 1 (1:1.3) y sismo 2 (0.3g) para diferentes ambientes

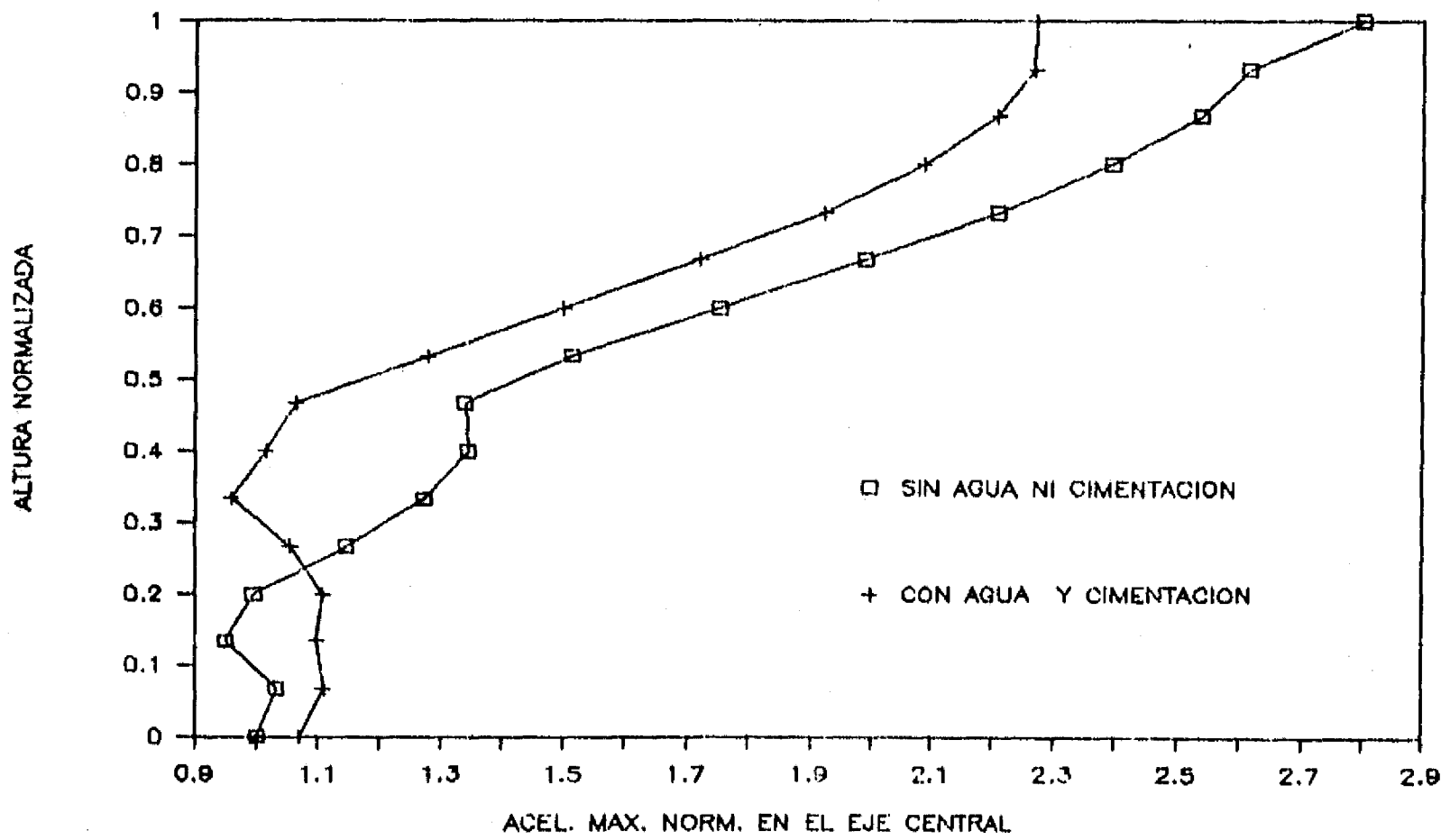


Fig. 6.44 Aceleraciones máximas en el eje central de la presa 1 (1:1.3) y sismo 2 (0.3g) para diferentes ambientes

DEFORM. CORTANTE MAXIMA (E-3 POR CIENTO)

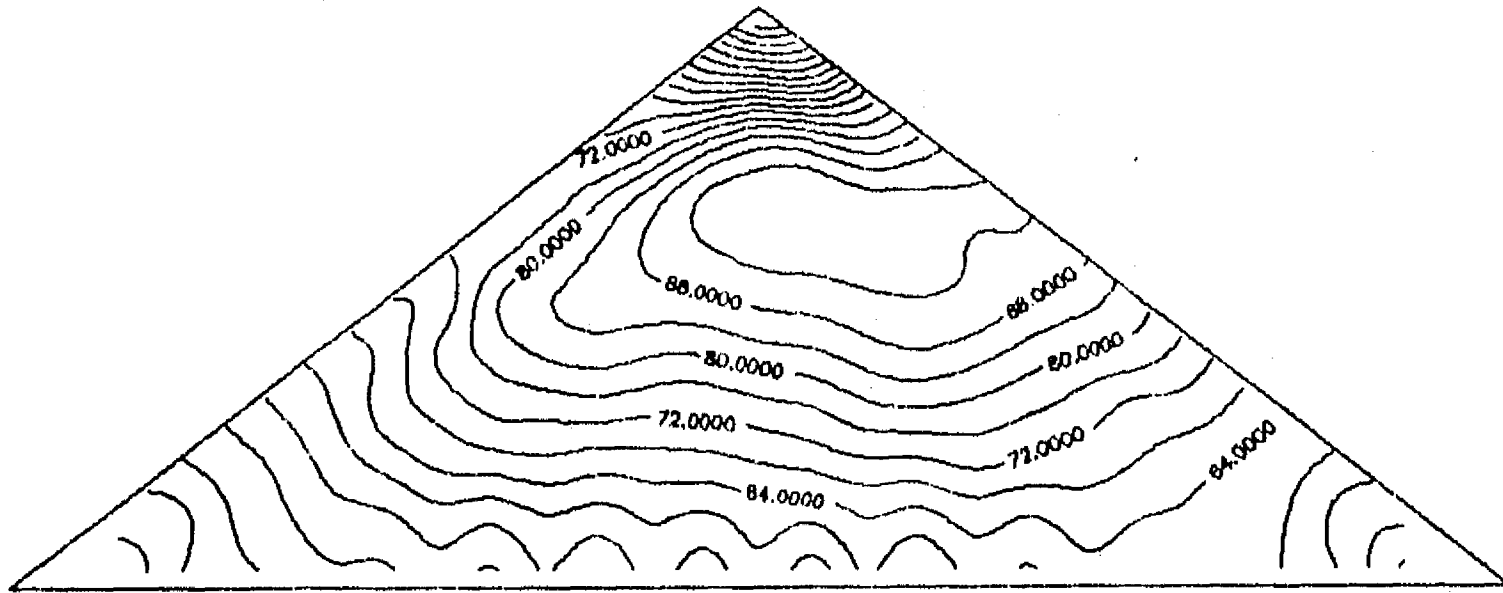


Fig. 6.45 Distribución de deformaciones cortantes máximas de la presa 1 (1:1.3) y sismo 2 (0.3g) con agua y cimentación

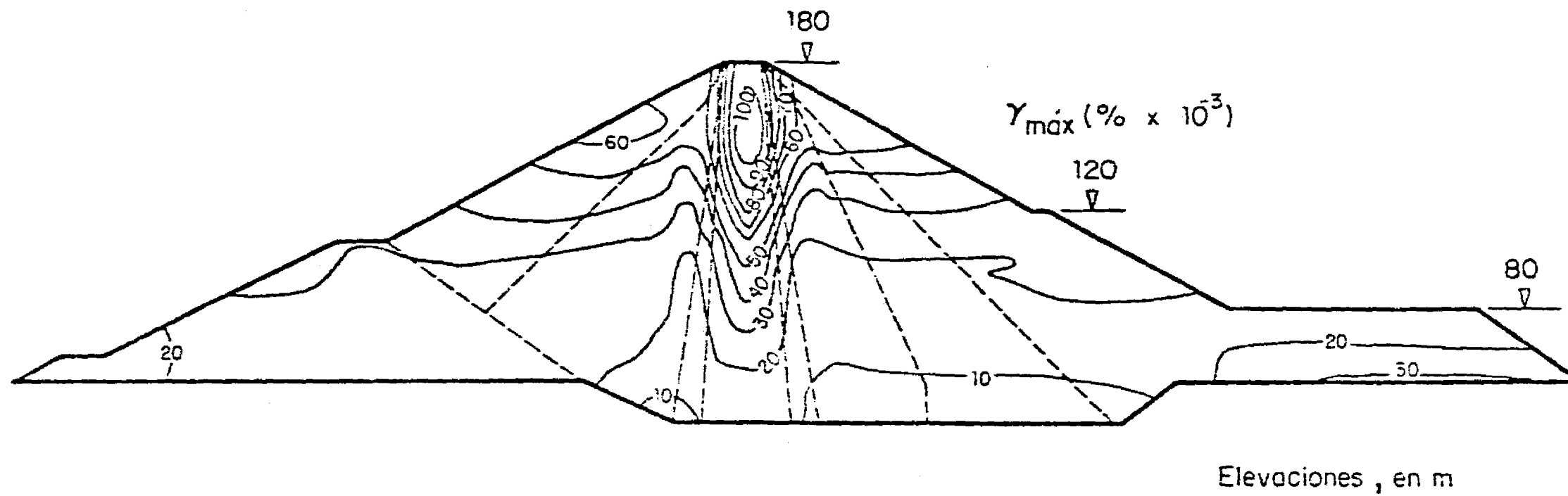
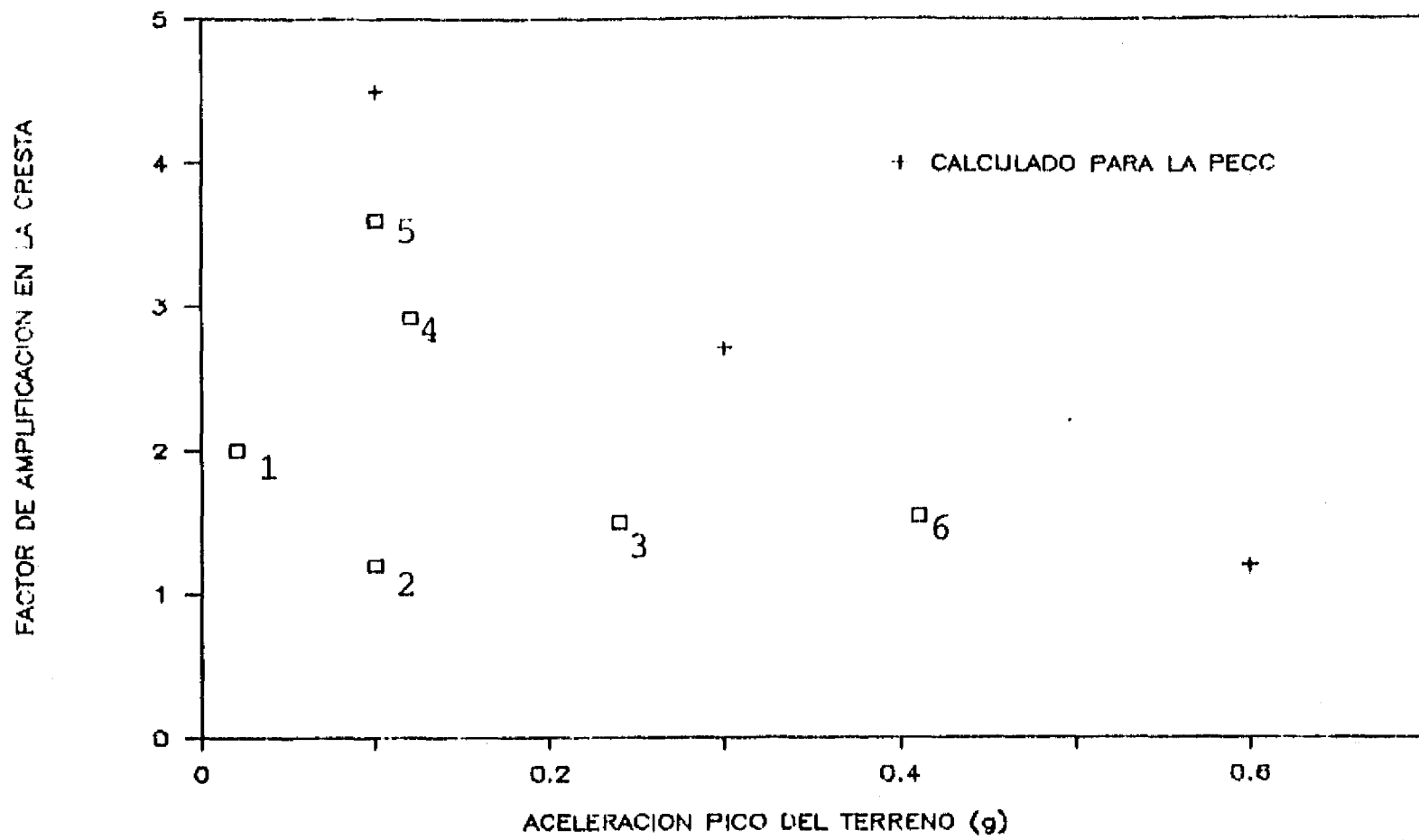


Fig. 6.46 Distribución de deformaciones cortantes máximas de EL Infiernillo, sismo de marzo 14 , 1979 (Tomada de Romo y Villaraga, 1989)



- | | | | |
|---|----------------|---|----------------------|
| 1 | Kuzuryu, | 4 | El Infiernillo, 1964 |
| 2 | Oroville, 1968 | 5 | La Villita, 1967 |
| 3 | Tarumizu, 1976 | 6 | Leroy Anderson, 1950 |
- (Datos tomados de Bereau y otros, 1985)

Fig. 6.47 Relación entre factor de amplificación en la cresta y la aceleración máxima del terreno

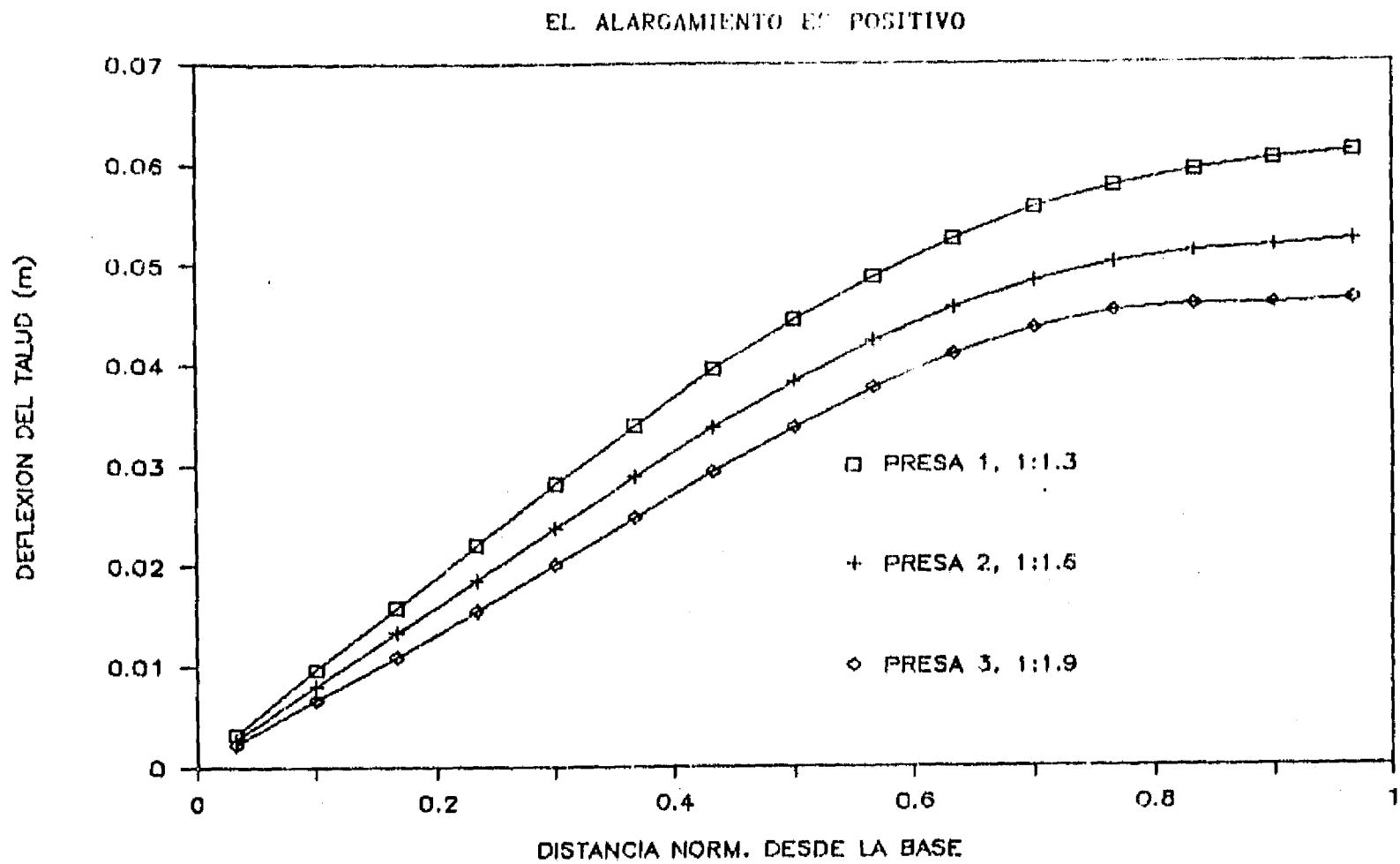


Fig. 7.1 Deflexiones del talud estáticas para diferentes presas

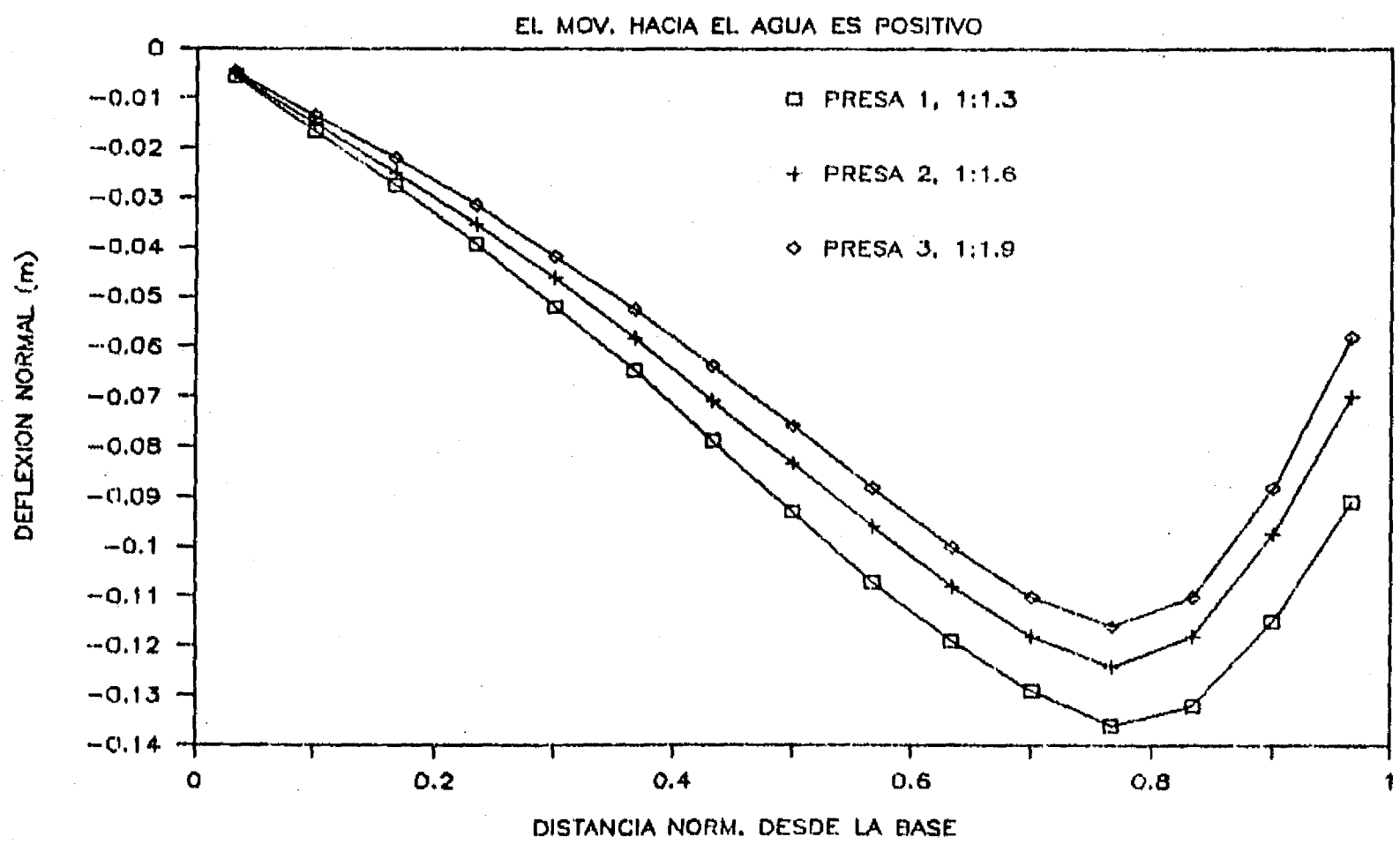


Fig. 7.2 Deflexiones normales estáticas para diferentes presas

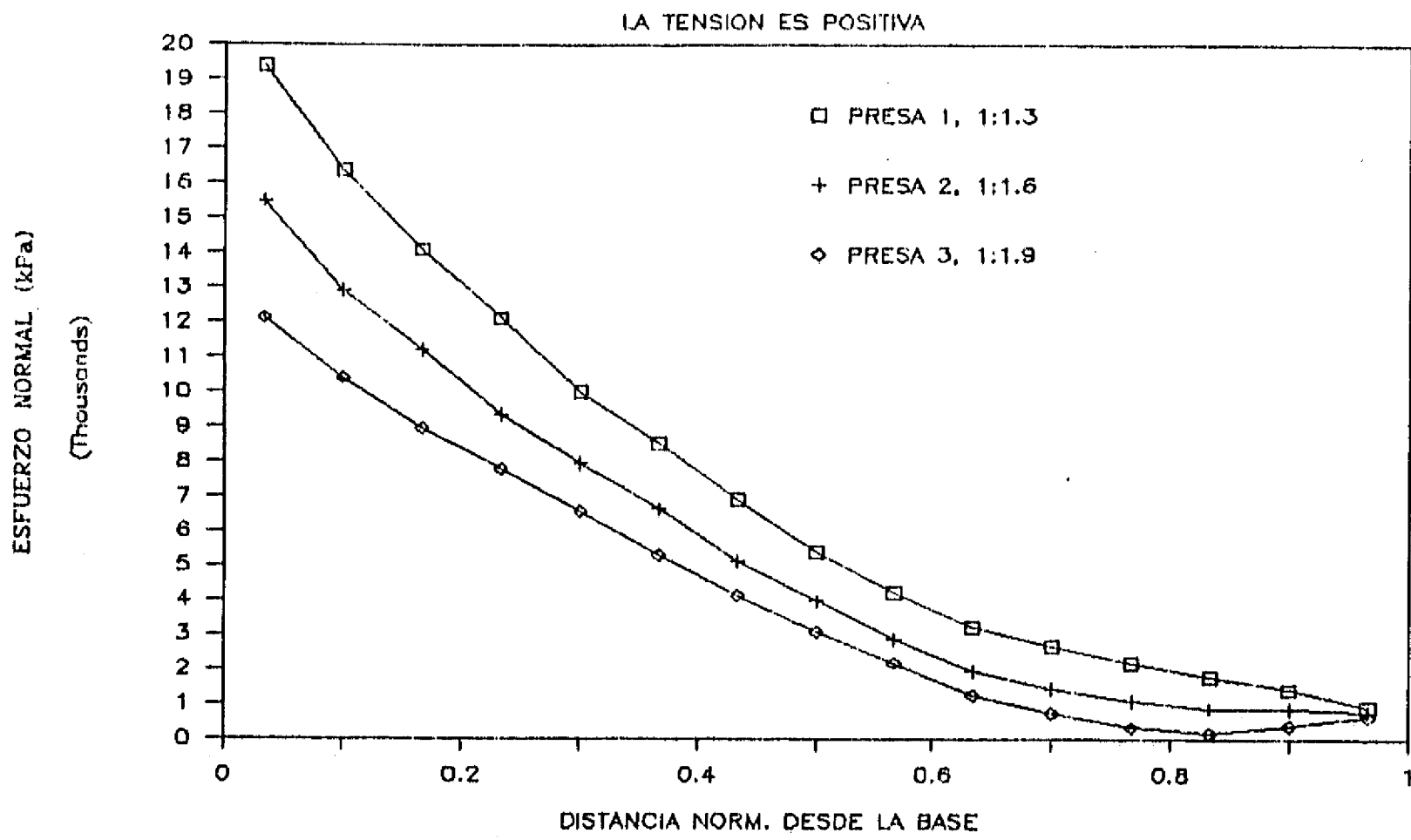


Fig. 7.3 Esfuerzos normales estáticos para diferentes presas

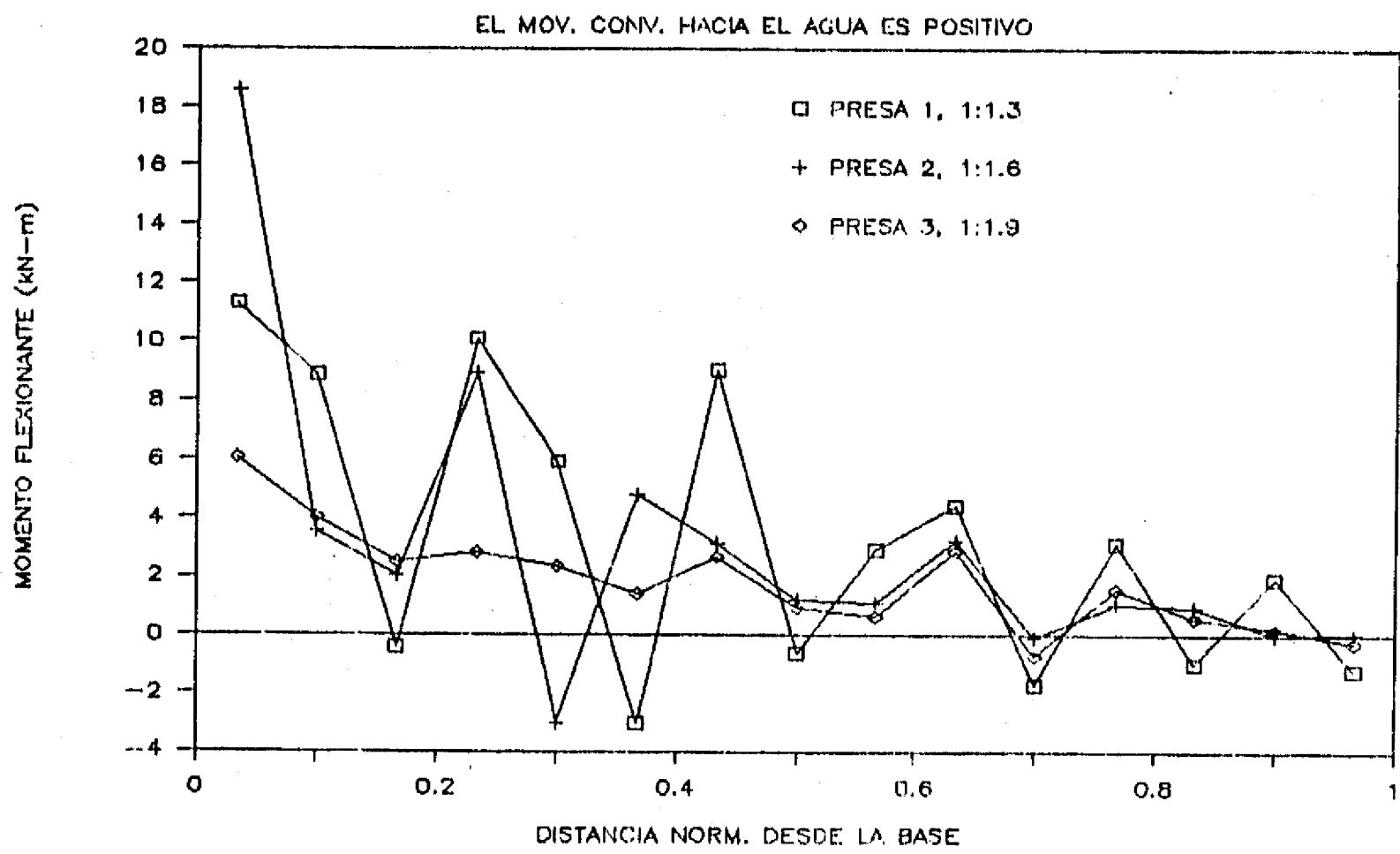


Fig. 7.4 Momentos flexionantes estáticos para diferentes presas

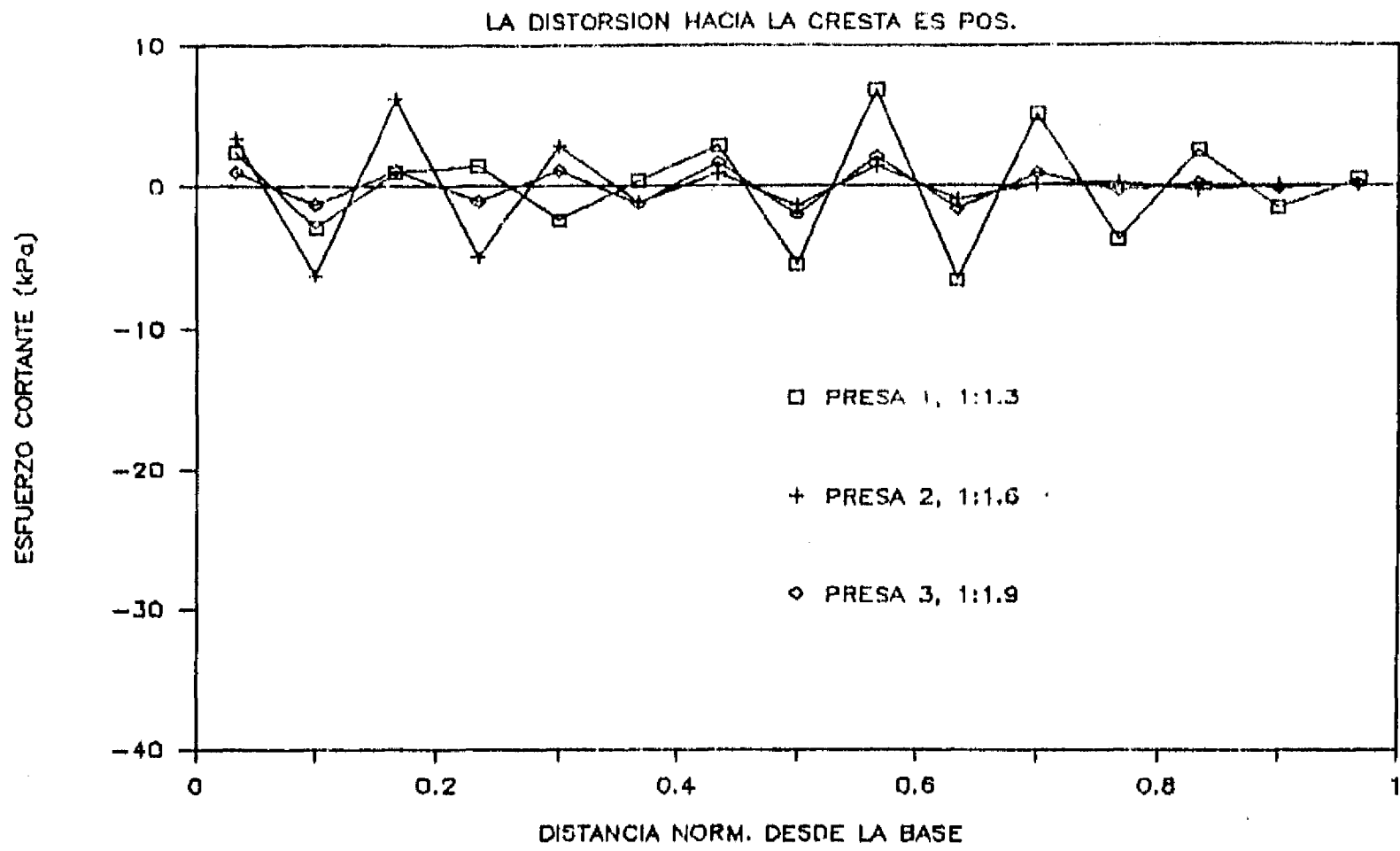


Fig. 7.5 Esfuerzos cortantes estáticos para diferentes presas

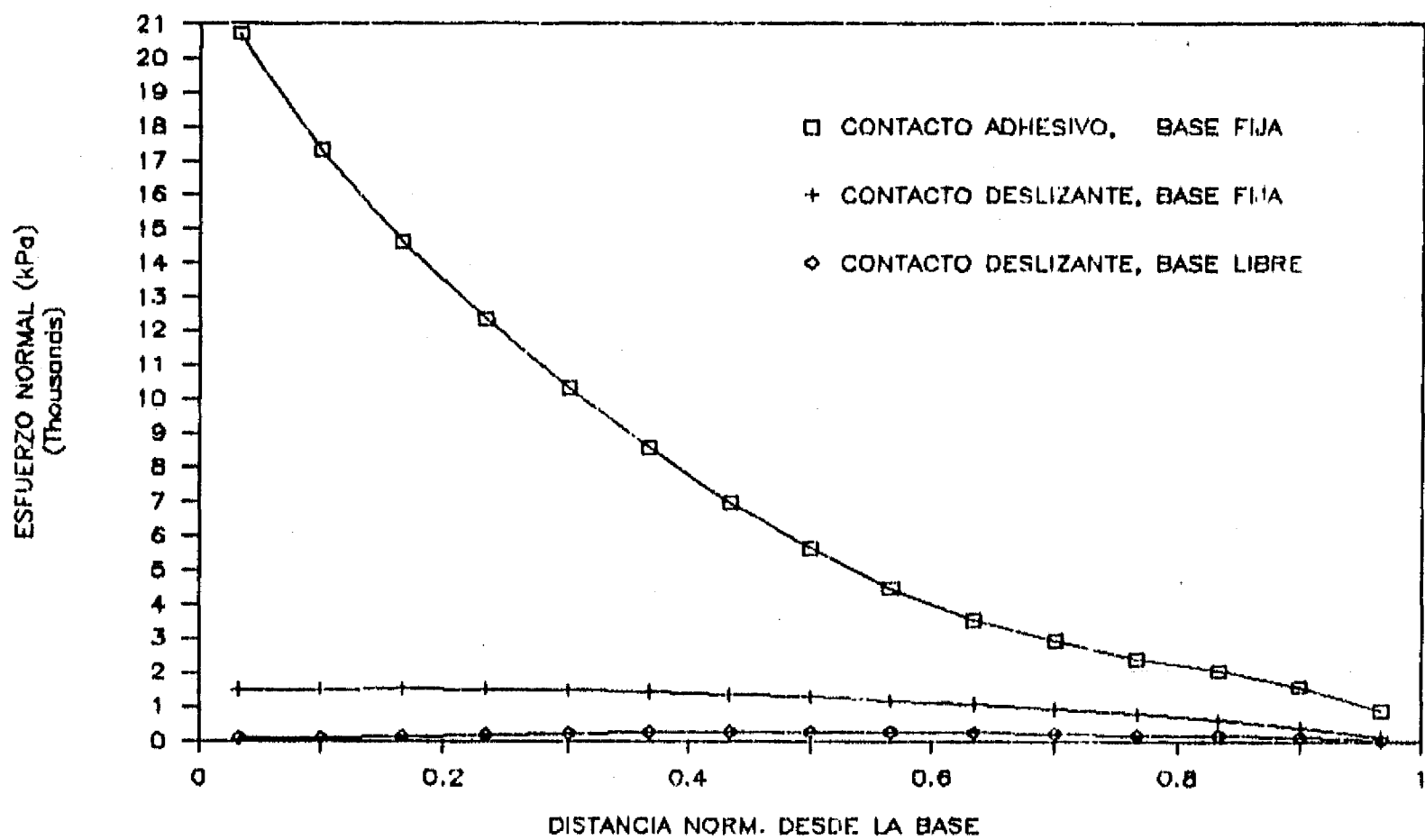


Fig. 7.6 Comparación de esfuerzos normales en la losa para diferentes condiciones de contacto y de base

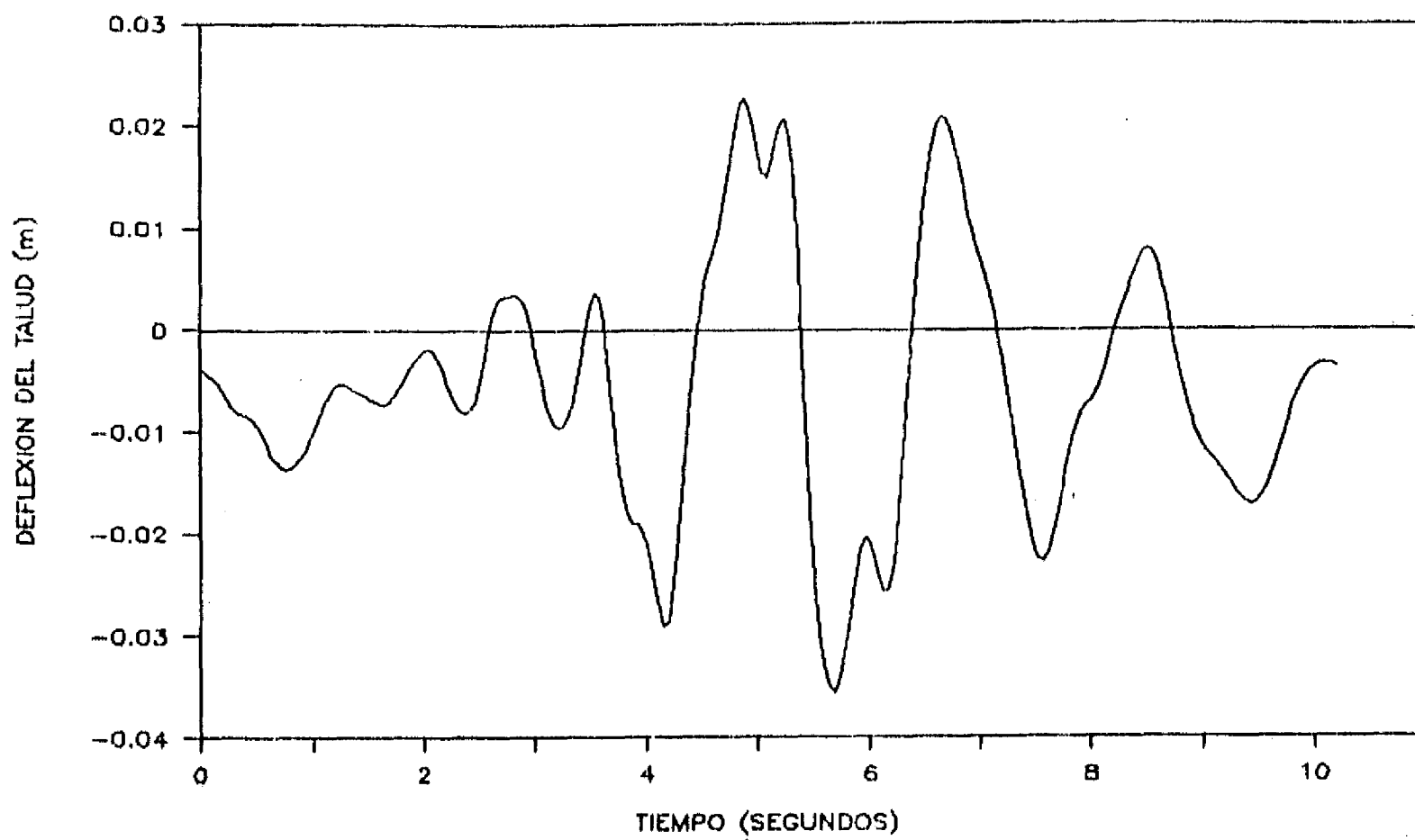


Fig. 7.7 Historia de deflexión del talud a la altura 0.5H de la presa 1 (1:1.3) y sismo (0.3g)

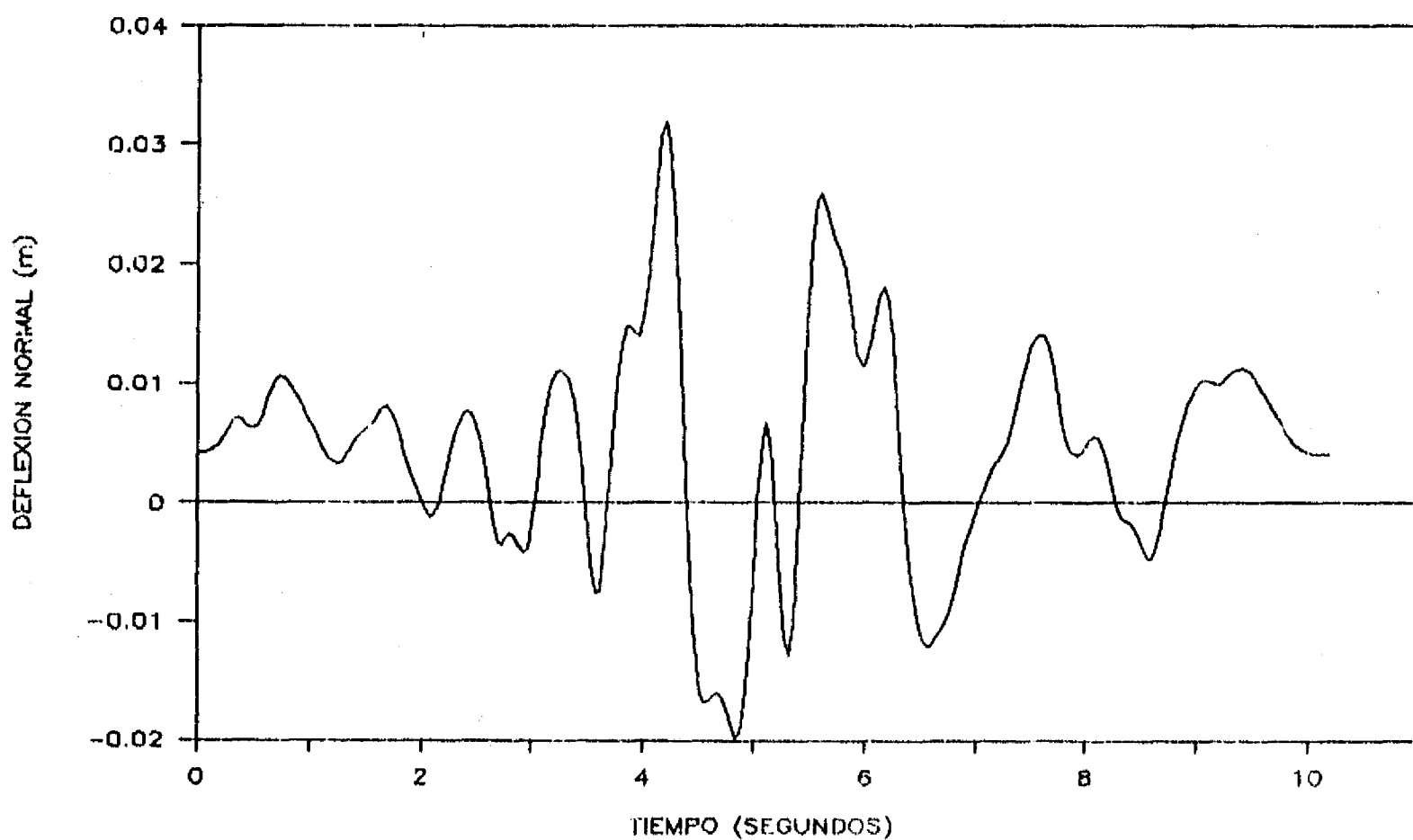


Fig. 7.8 Historia de deflexión normal a la altura 0.5H de la presa 1 (1:1.3) y sismo (0.3g)

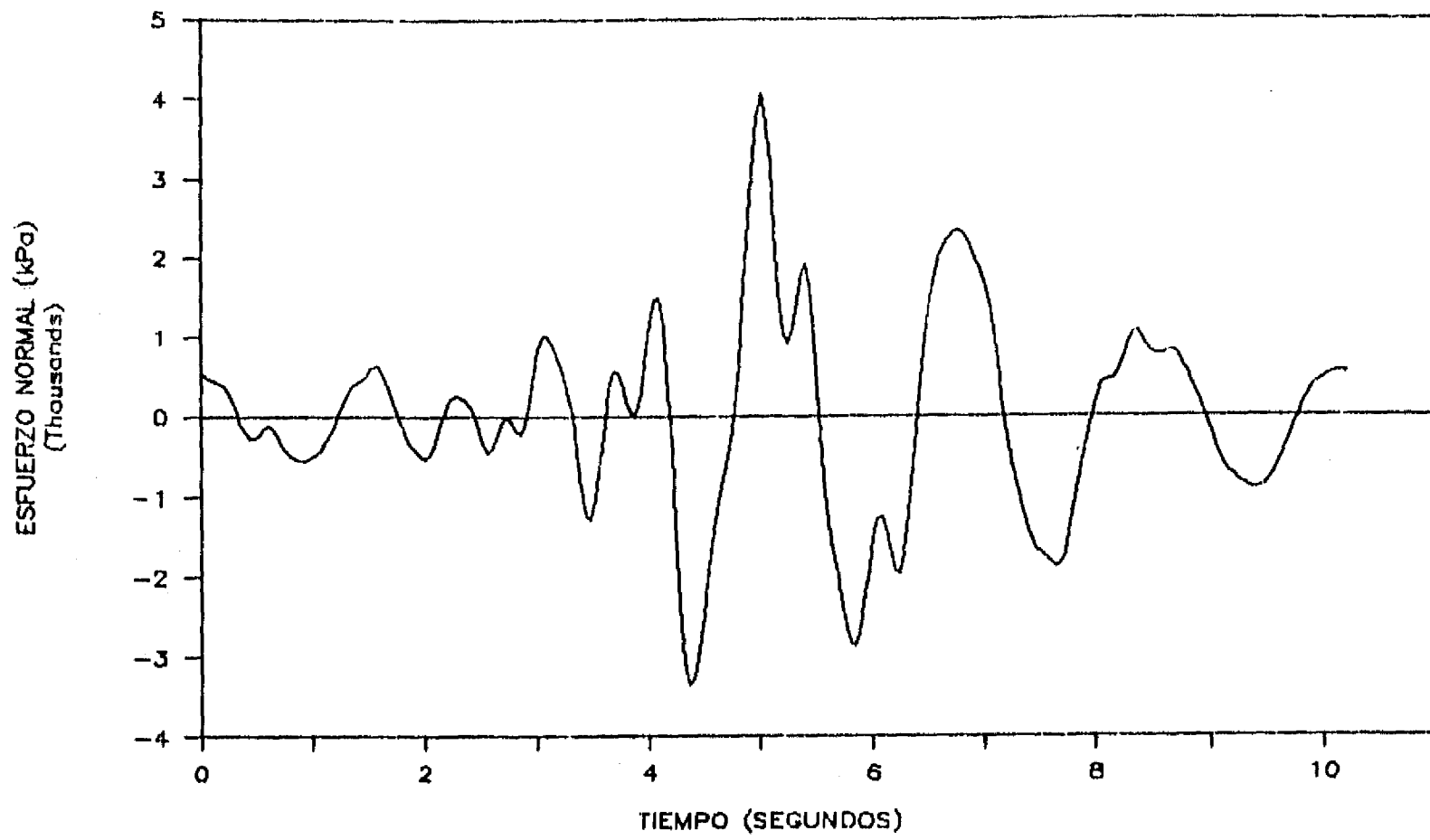


Fig. 7.9 Historia de esfuerzo normal a la altura 0.5H de la presa 1 (1:1.3) y sismo (0.3g)

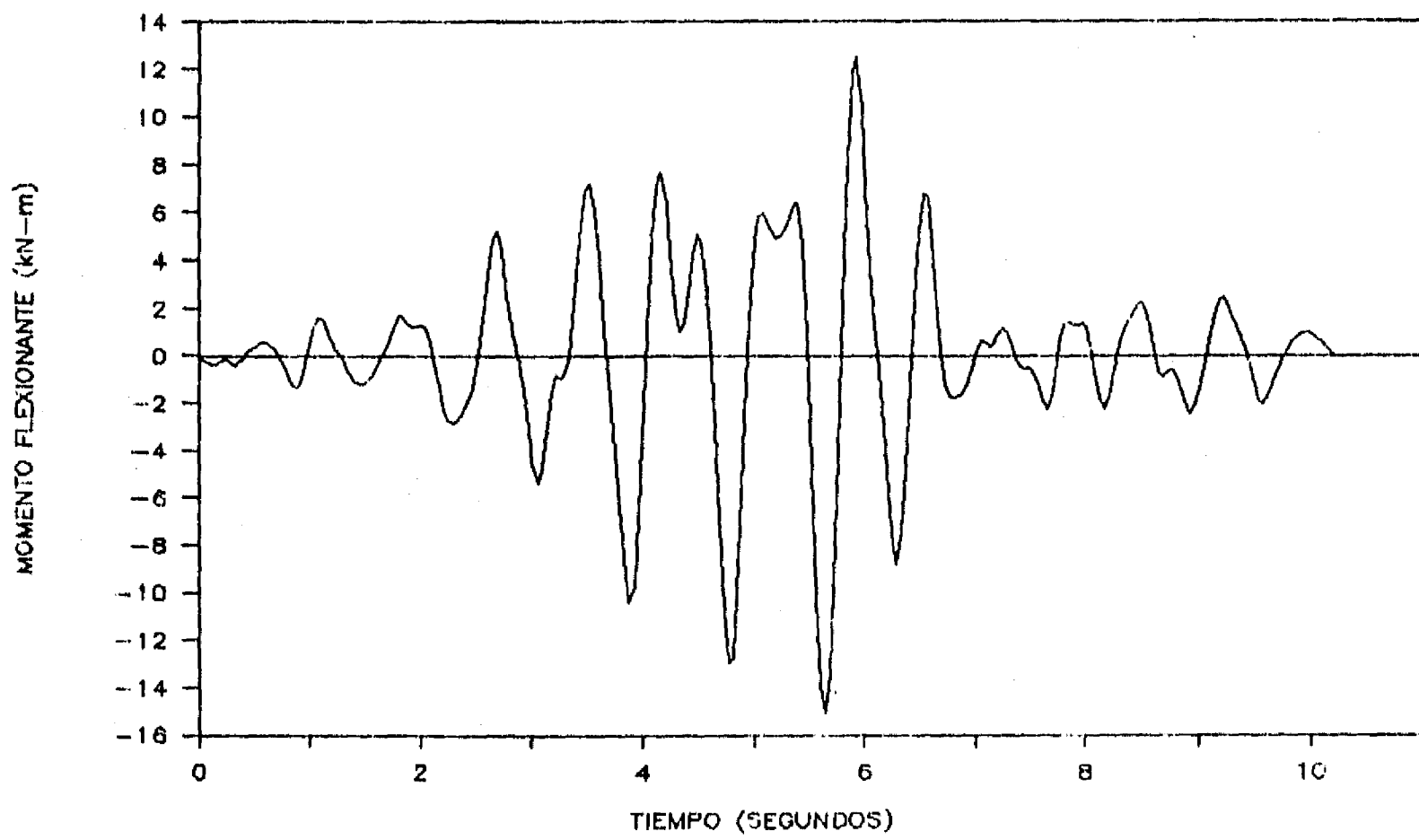


Fig. 7.10 Historia de momento flexionante a la altura 0.5H de la presa 1 (1:1.3) y sismo (0.3g)

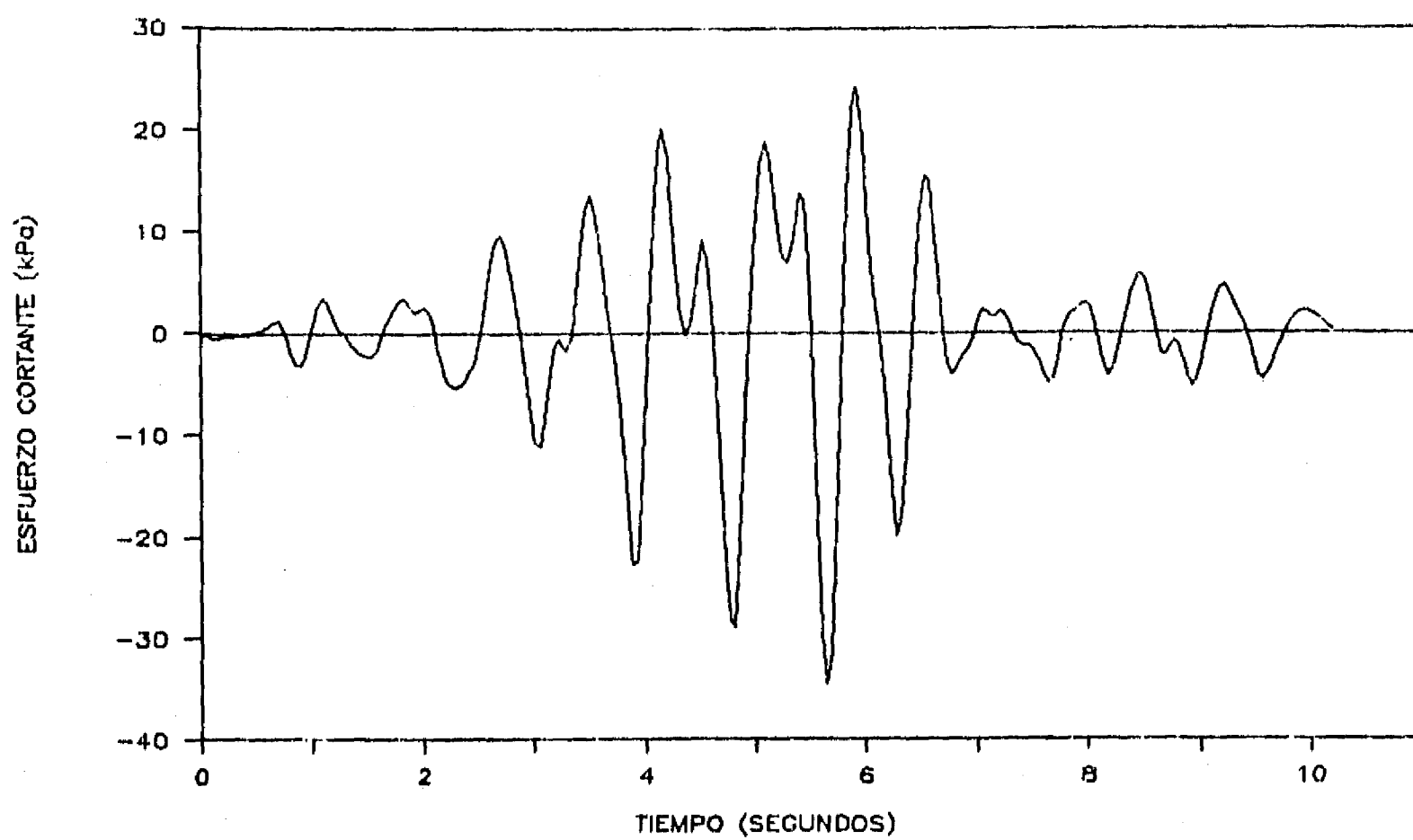


Fig. 7.11 Historia de esfuerzo cortante a la altura 0.5H de la presa 1 (1:1.3) y sismo (0.3g)

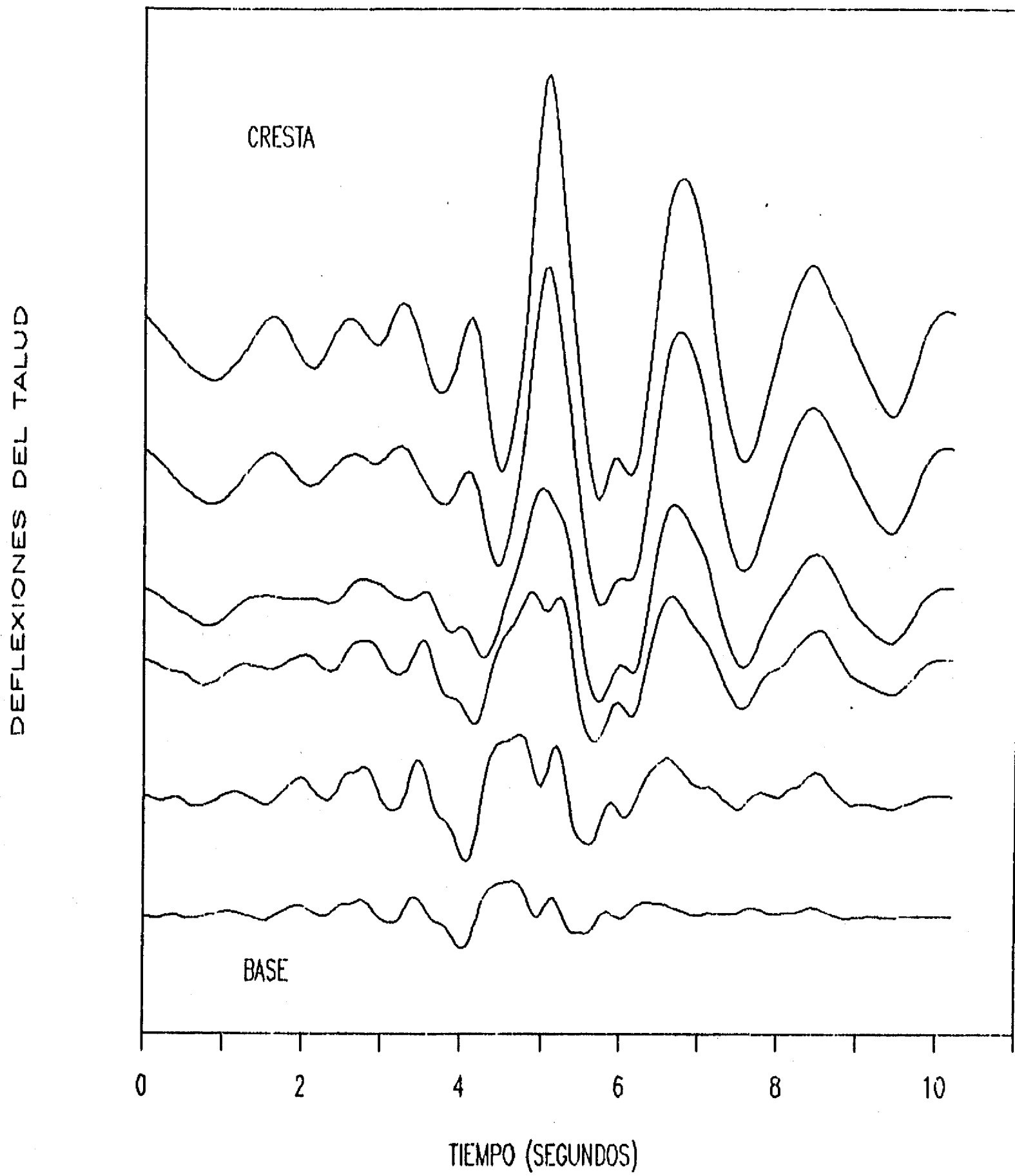


Fig. 7.12 Distribución espacial de historias de deflexión del talud de la presa 1 (1:1.3) y sismo (0.3g)

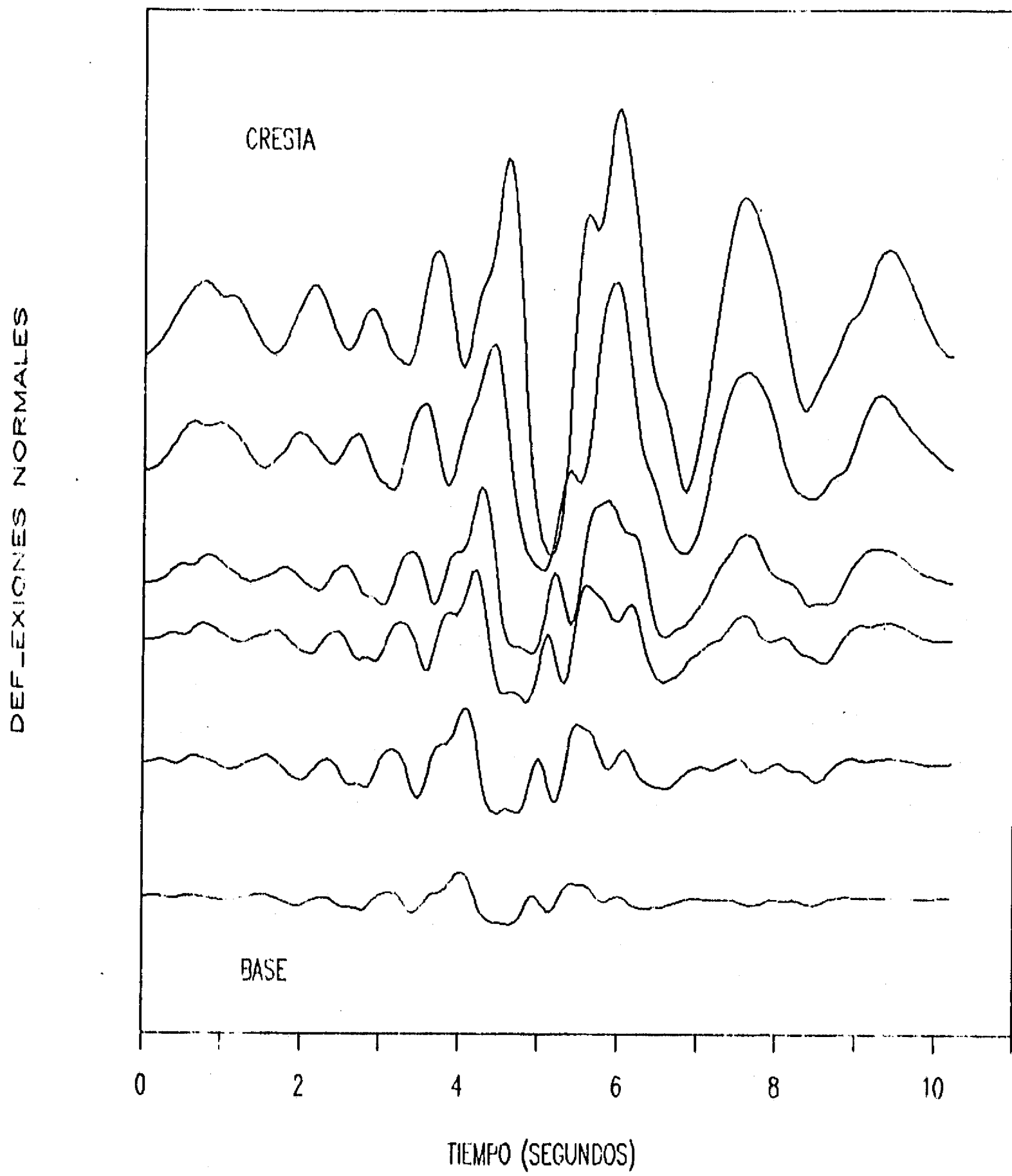


Fig. 7.13 Distribución espacial de historias de deflexión normal de la presa 1 (1:1.3) y sismo (0.3g)

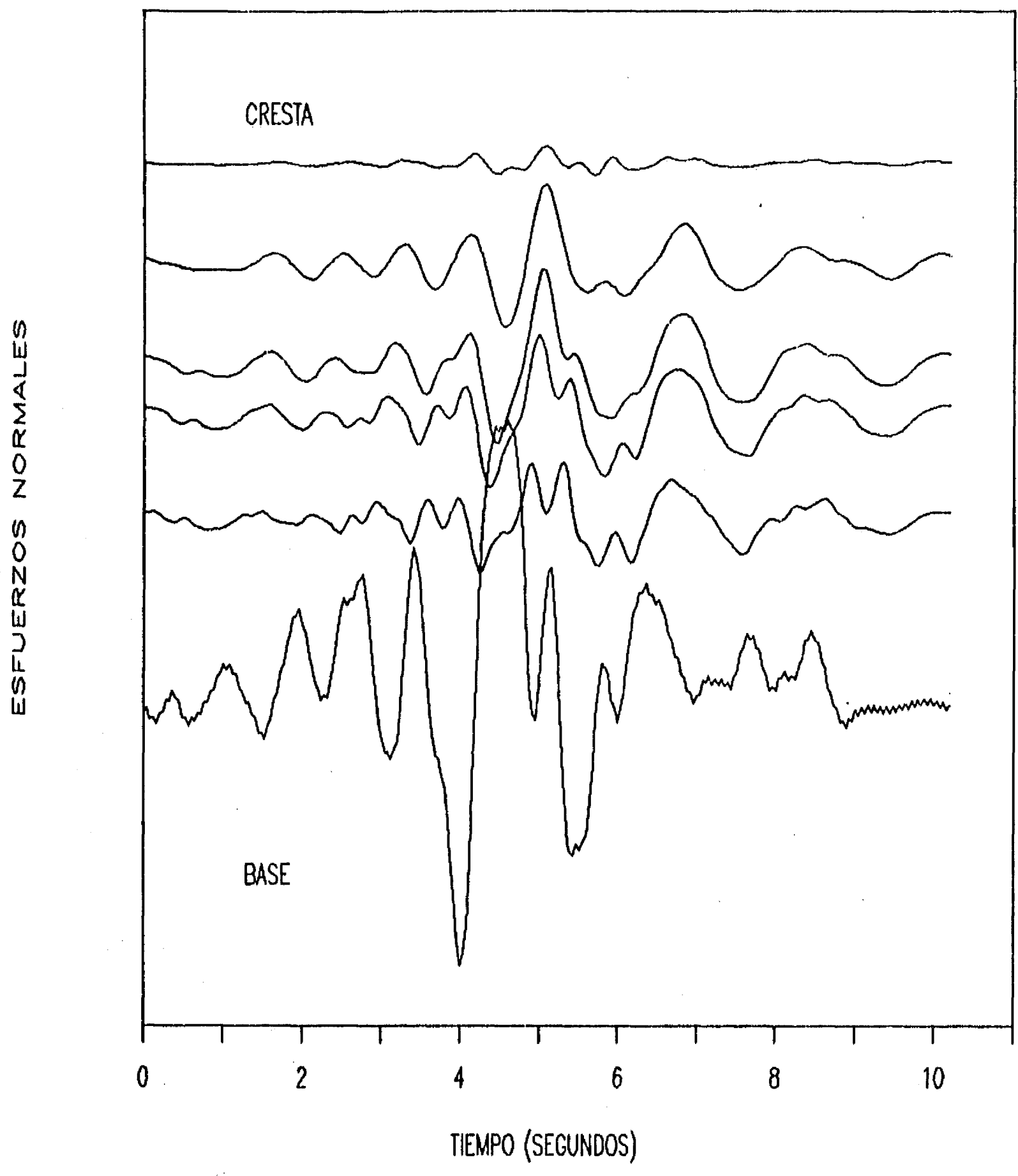


Fig. 7.14 Distribución espacial de historias de momentos flexionantes de la presa 1 (1:1.3) y sismo (0.3g)

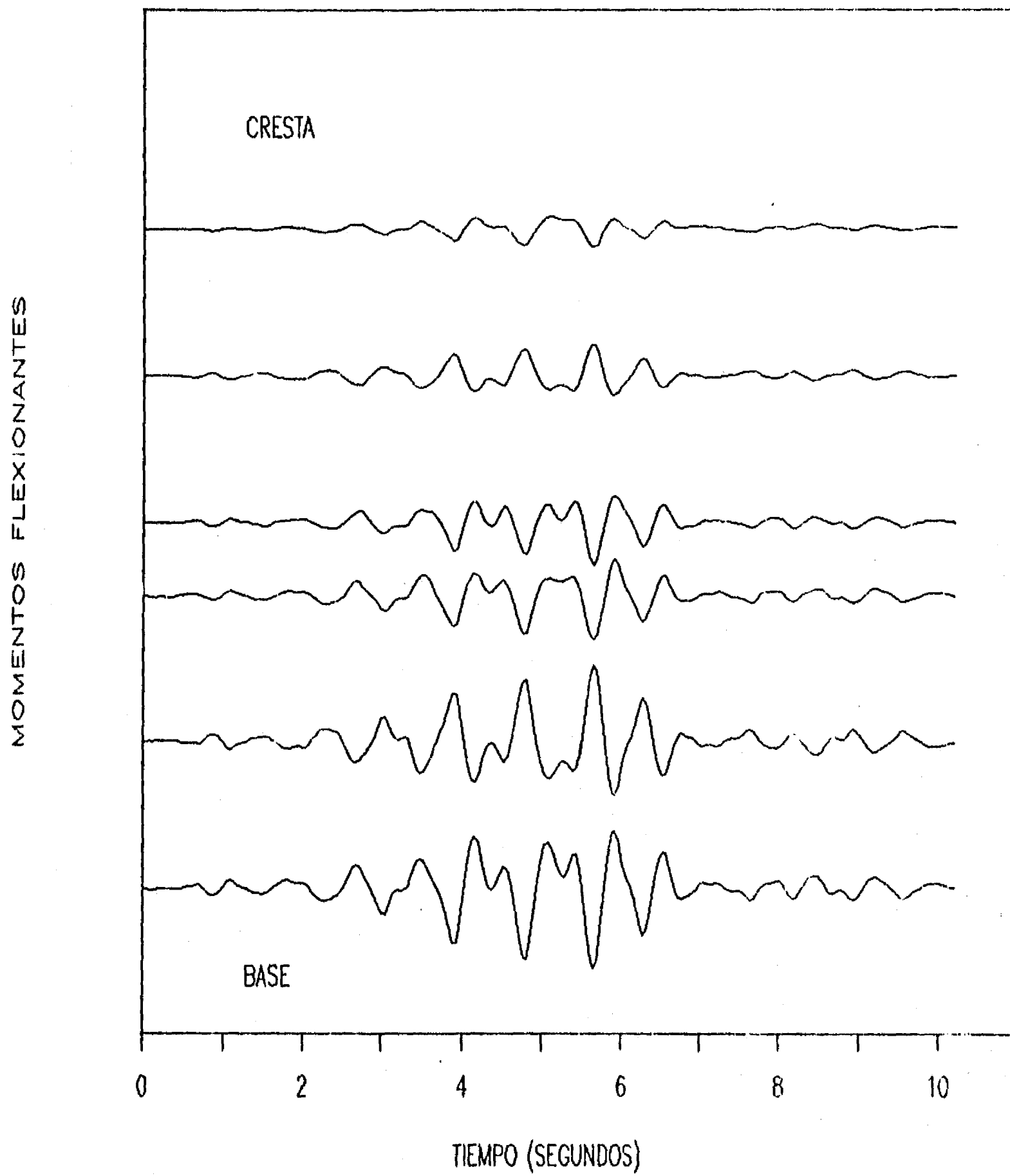


Fig. 7.15 Distribución espacial de historias de esfuerzos normales de la presa 1 (1:1.3) y sismo (0.3g)

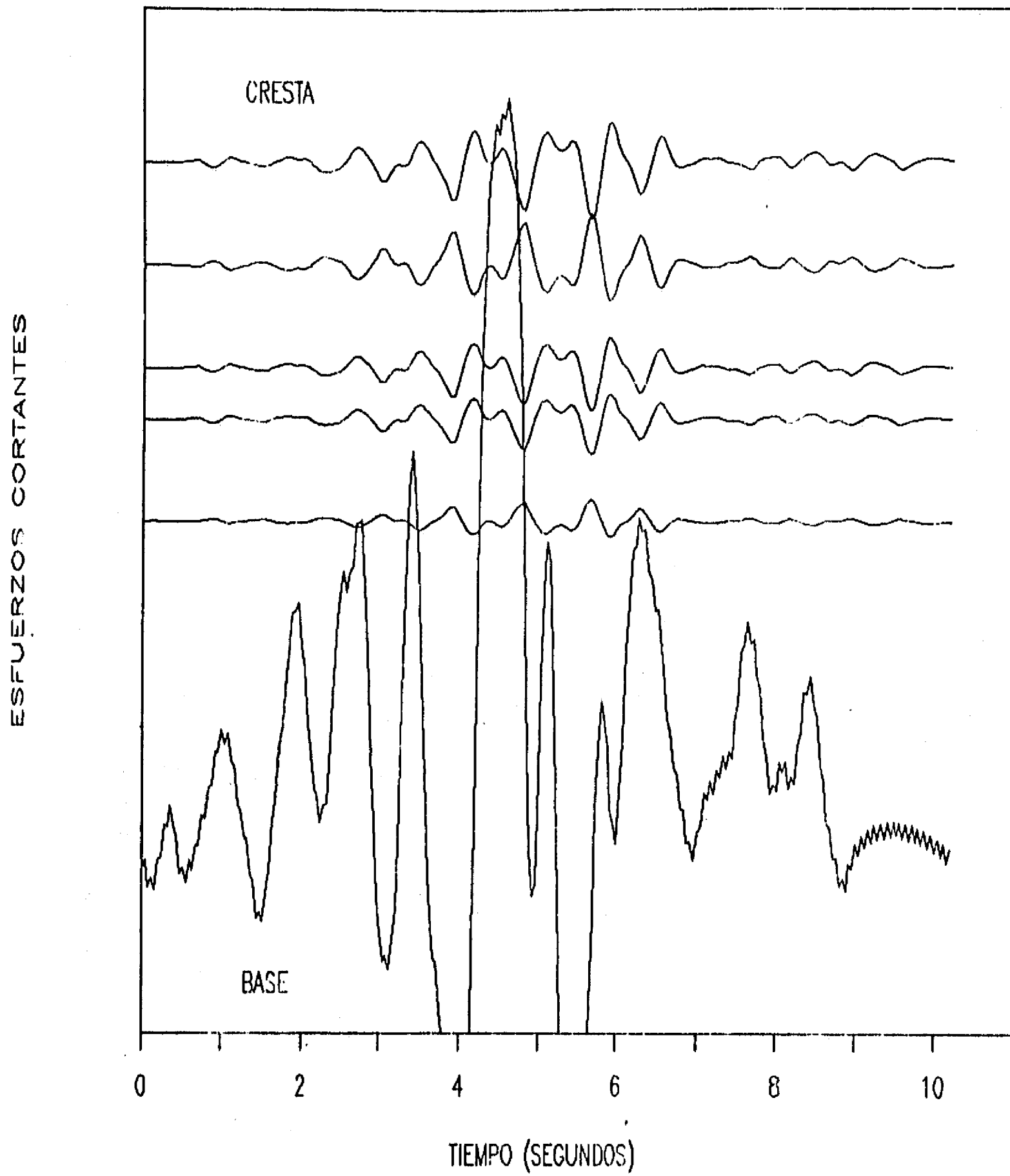


Fig. 7.16 Distribución espacial de historias de esfuerzos cortantes de la presa 1 (1:1.3) y sismo (0.3g)

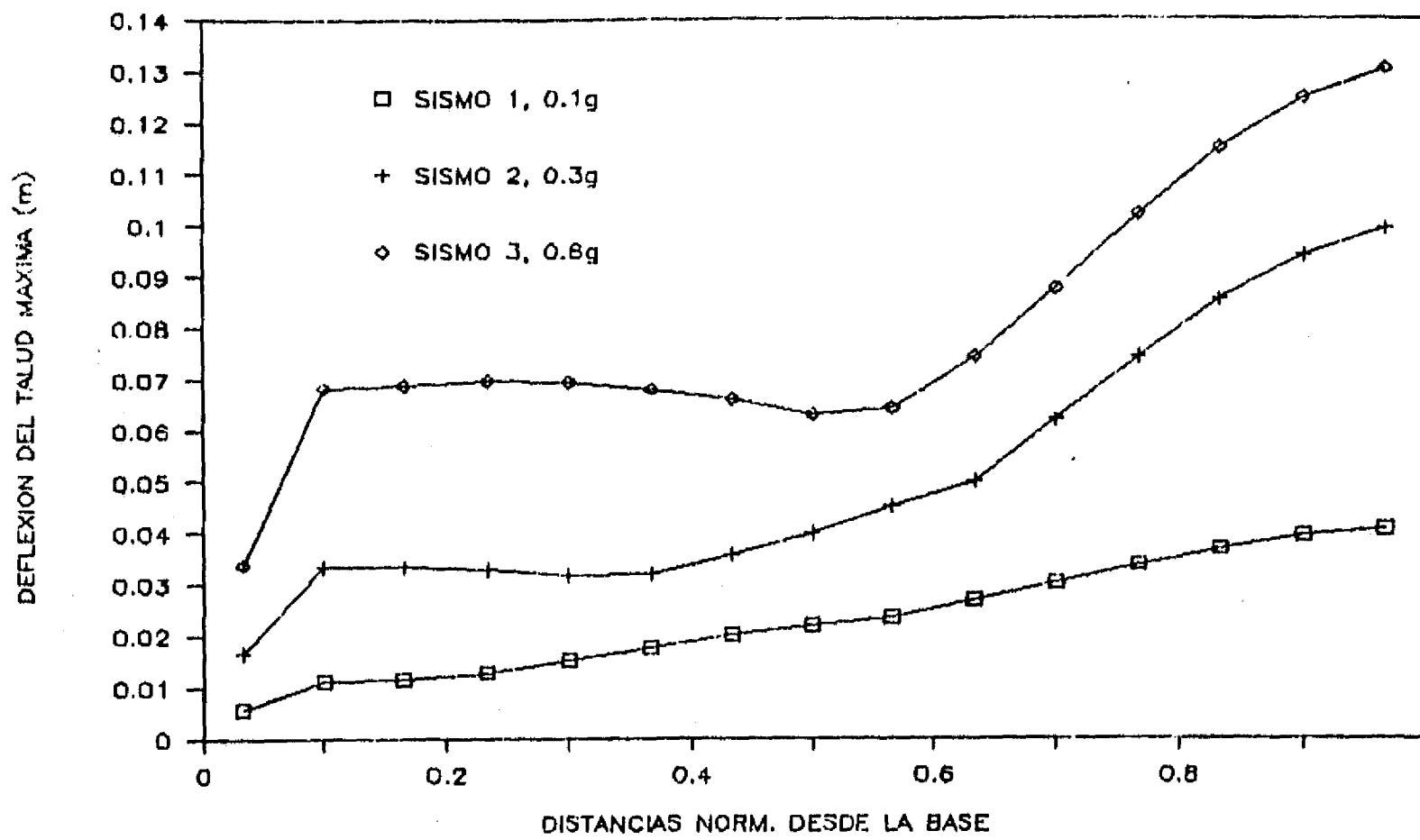


Fig. 7.17 Deflexiones del talud máximas de la presa 1 (1:1.3) para diferentes sismos

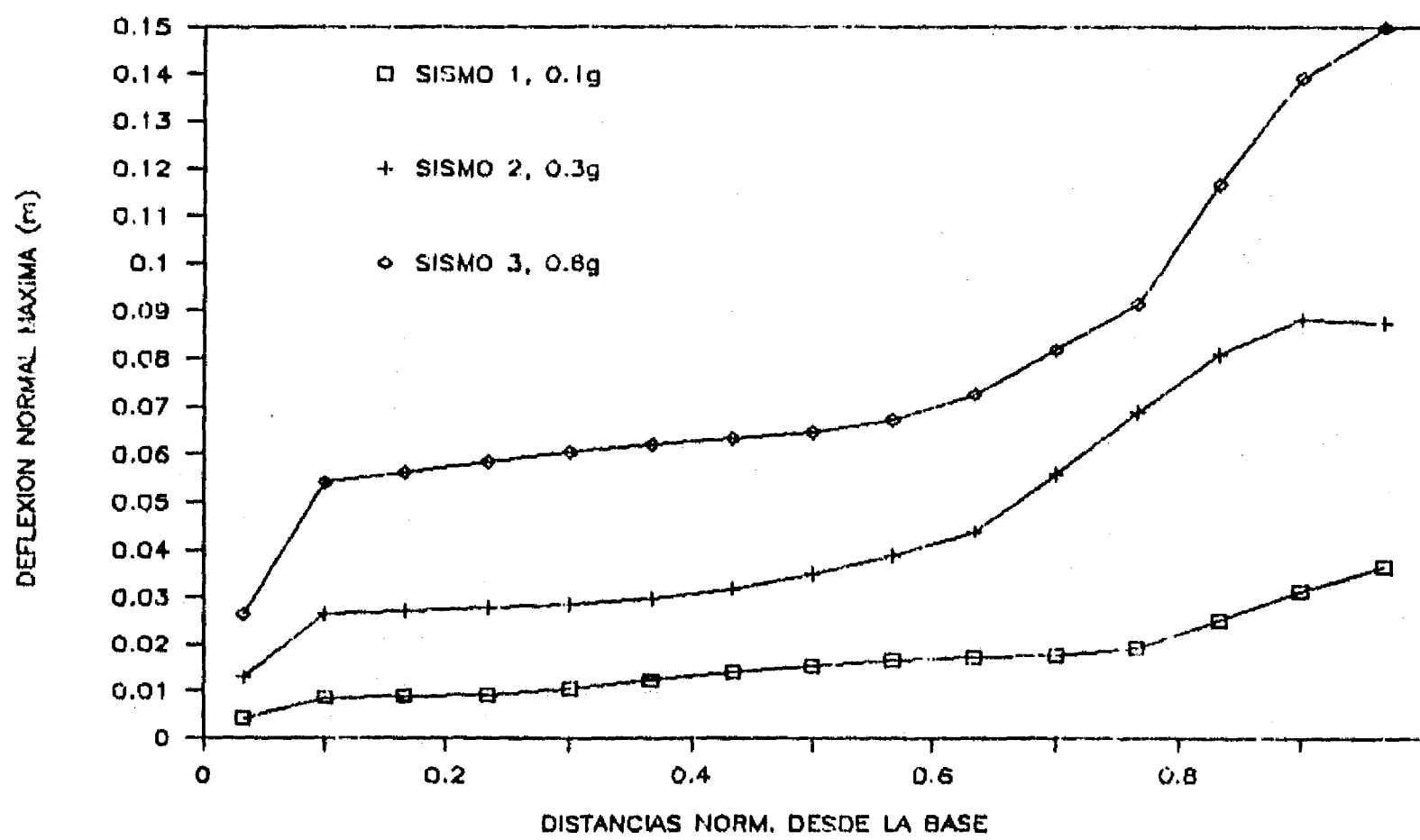


Fig. 7.18 Deflexiones normales máximas de la presa 1 (1:1.3) para diferentes sismos

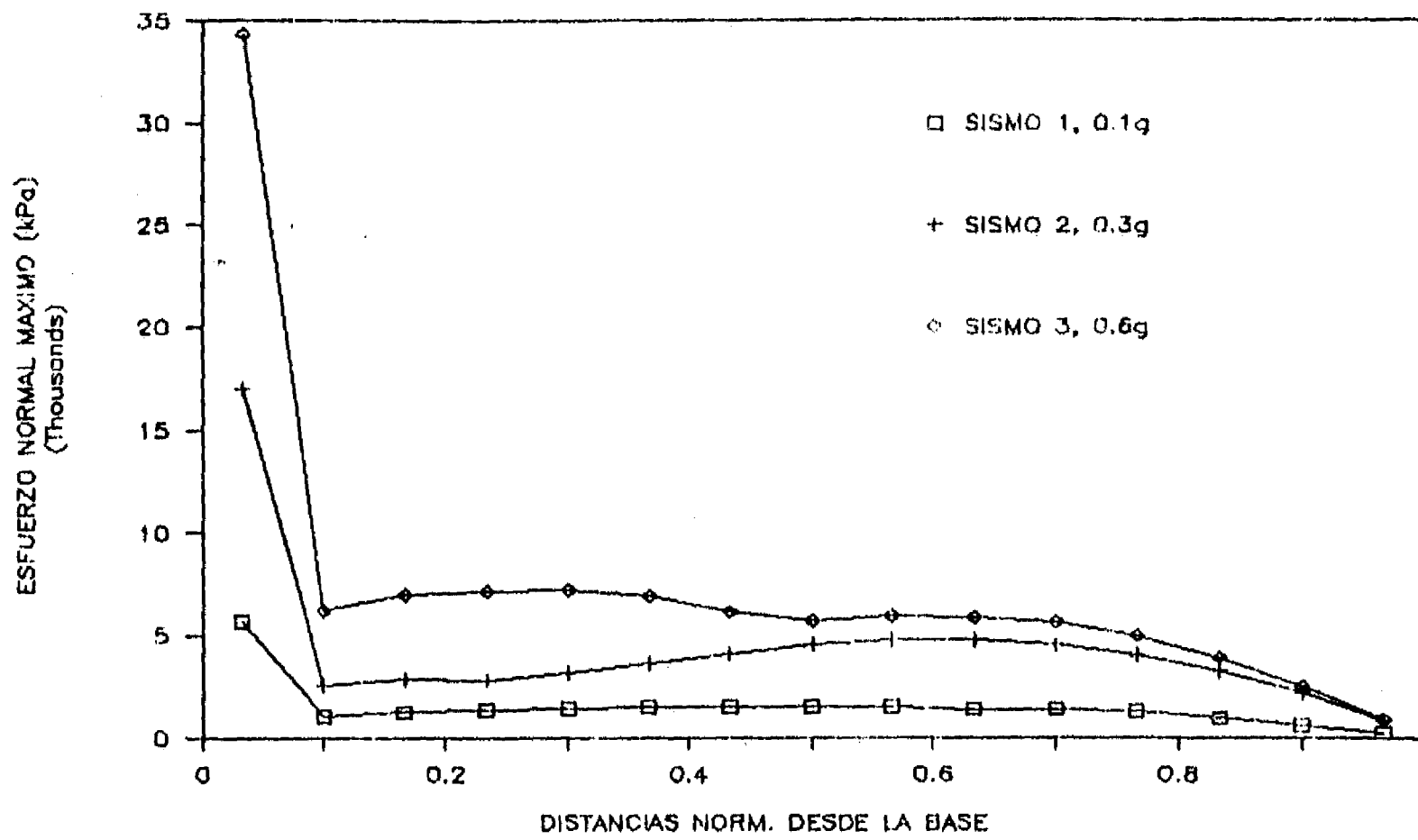


Fig. 7.19 Esfuerzos normales máximos de la presa 1 (1:1.3) para diferentes sismos

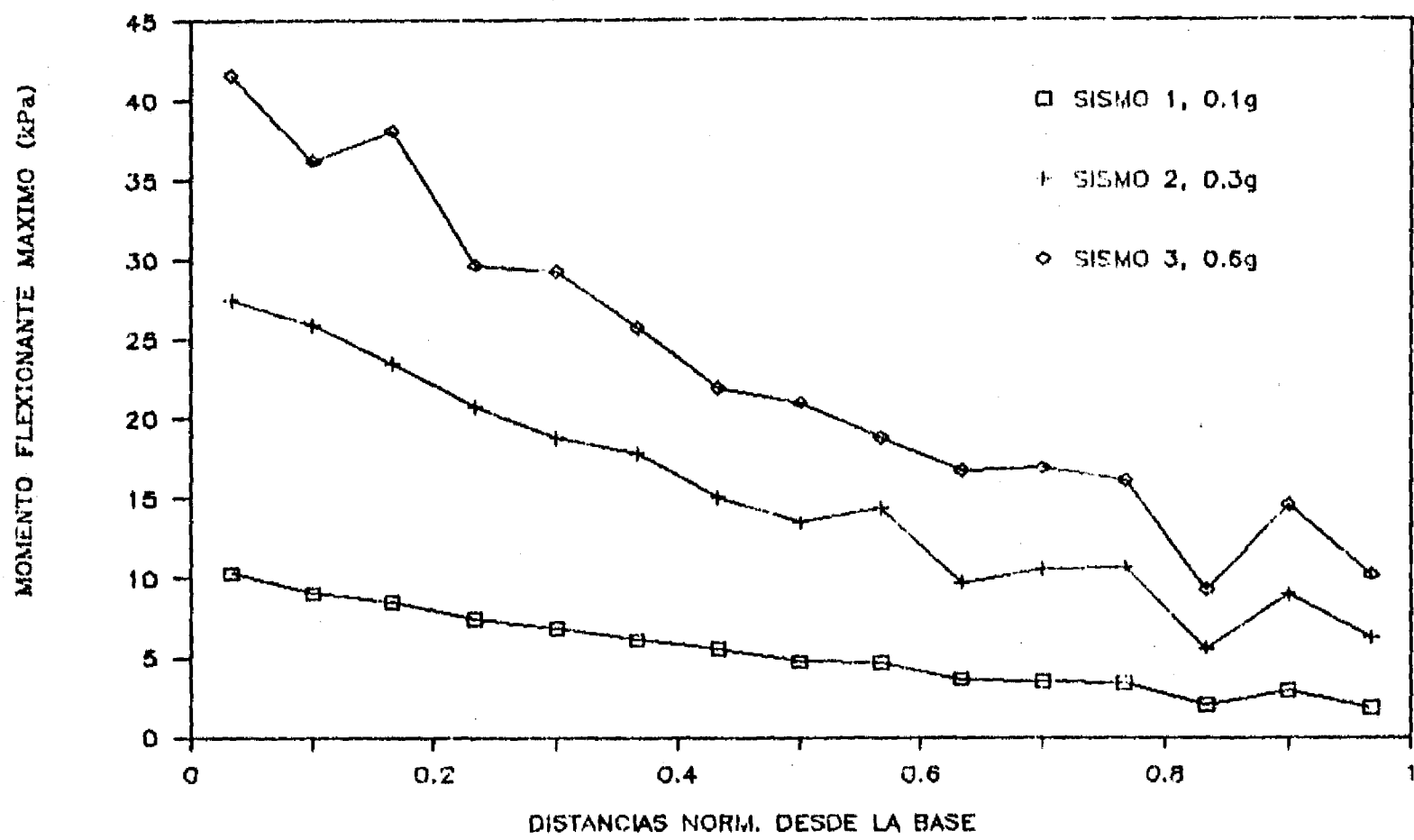


Fig. 7.20 Momentos flexionantes máximos de la presa 1 (1:1.3) para diferentes sismos

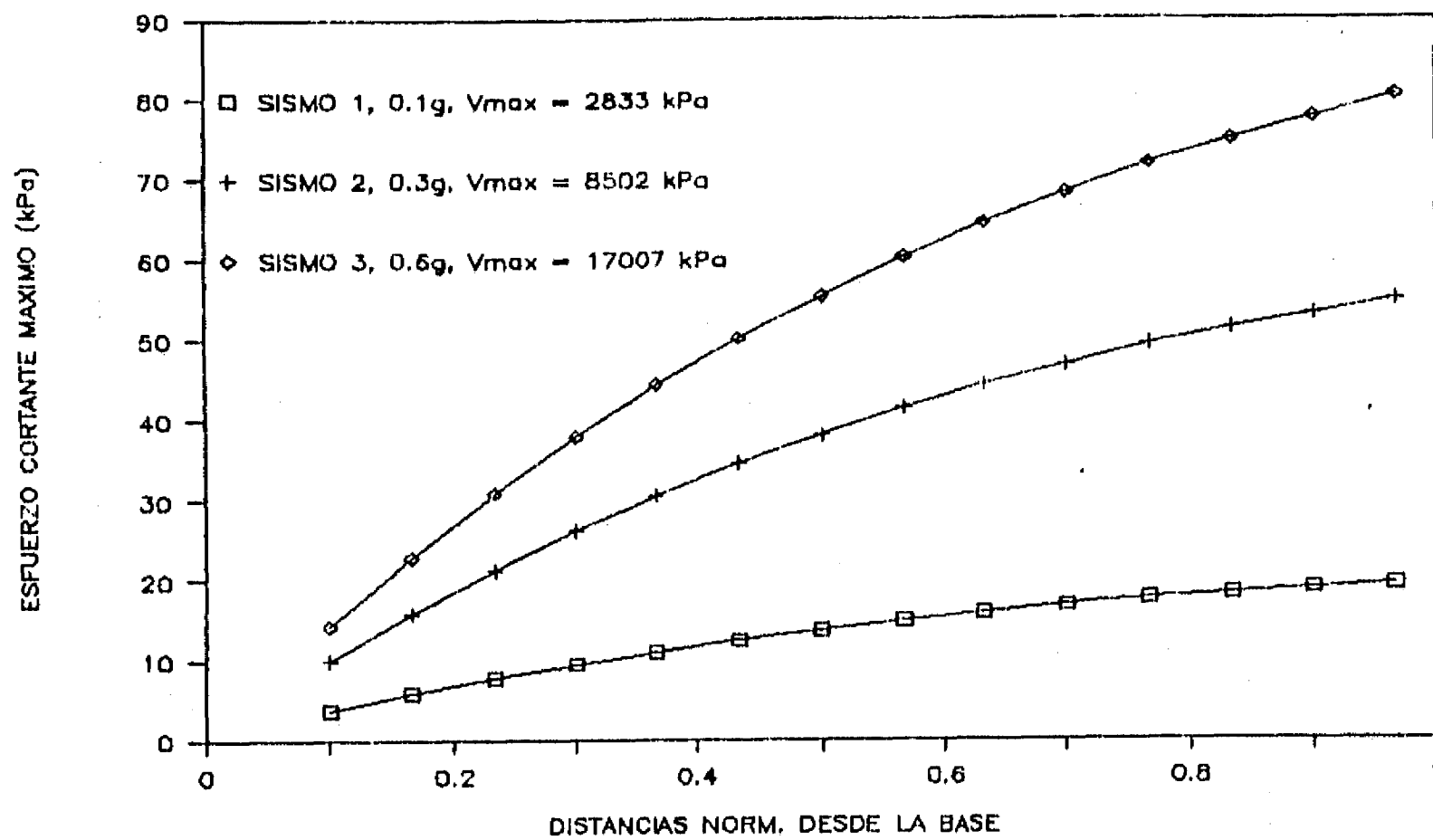


Fig. 7.21 Esfuerzos cortantes máximos de la presa 1 (1:1.3) para diferentes sismos

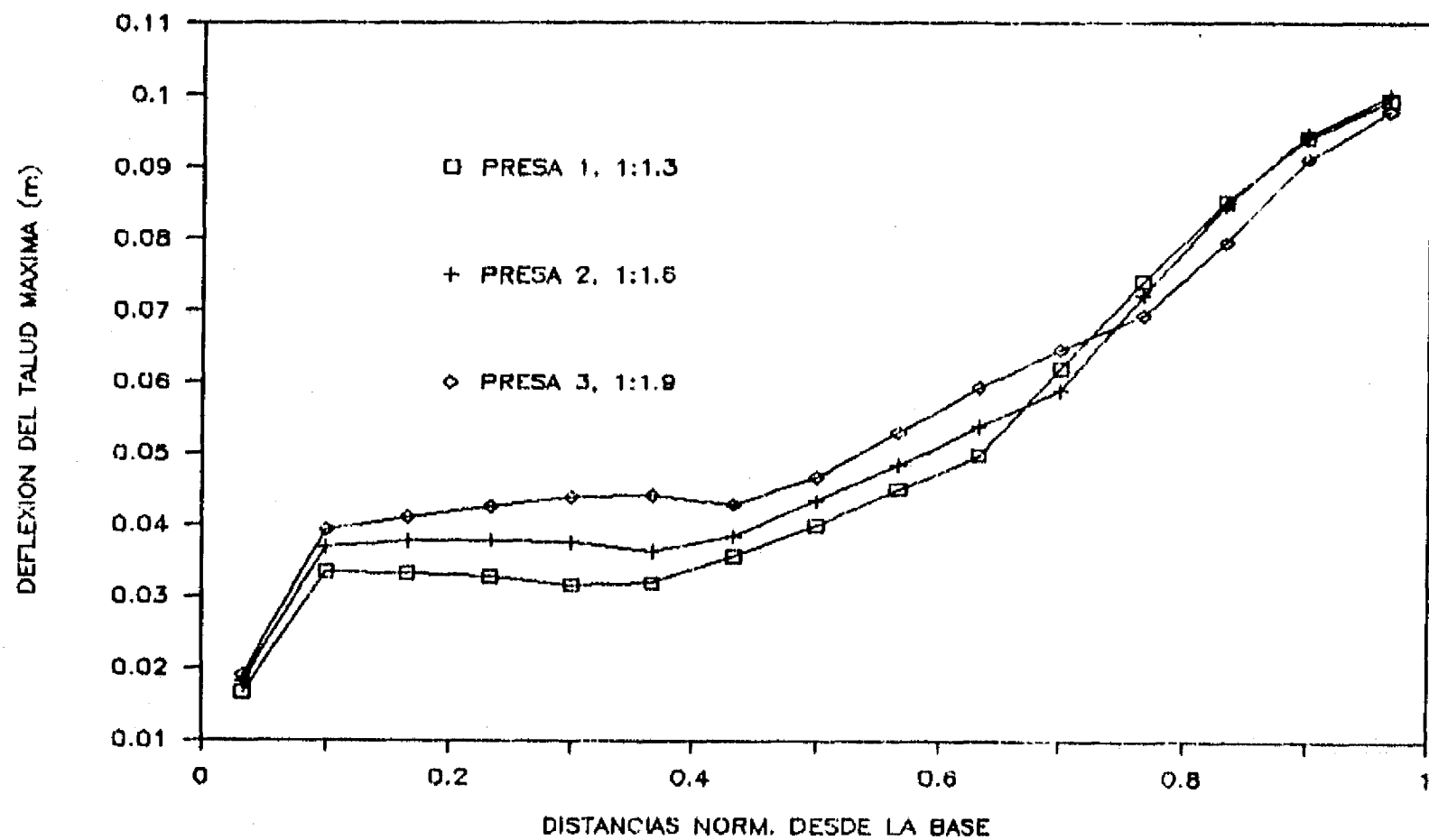


Fig. 7.22 Deflexiones del talud máximas del sismo 2 (0.3g) para diferentes presas

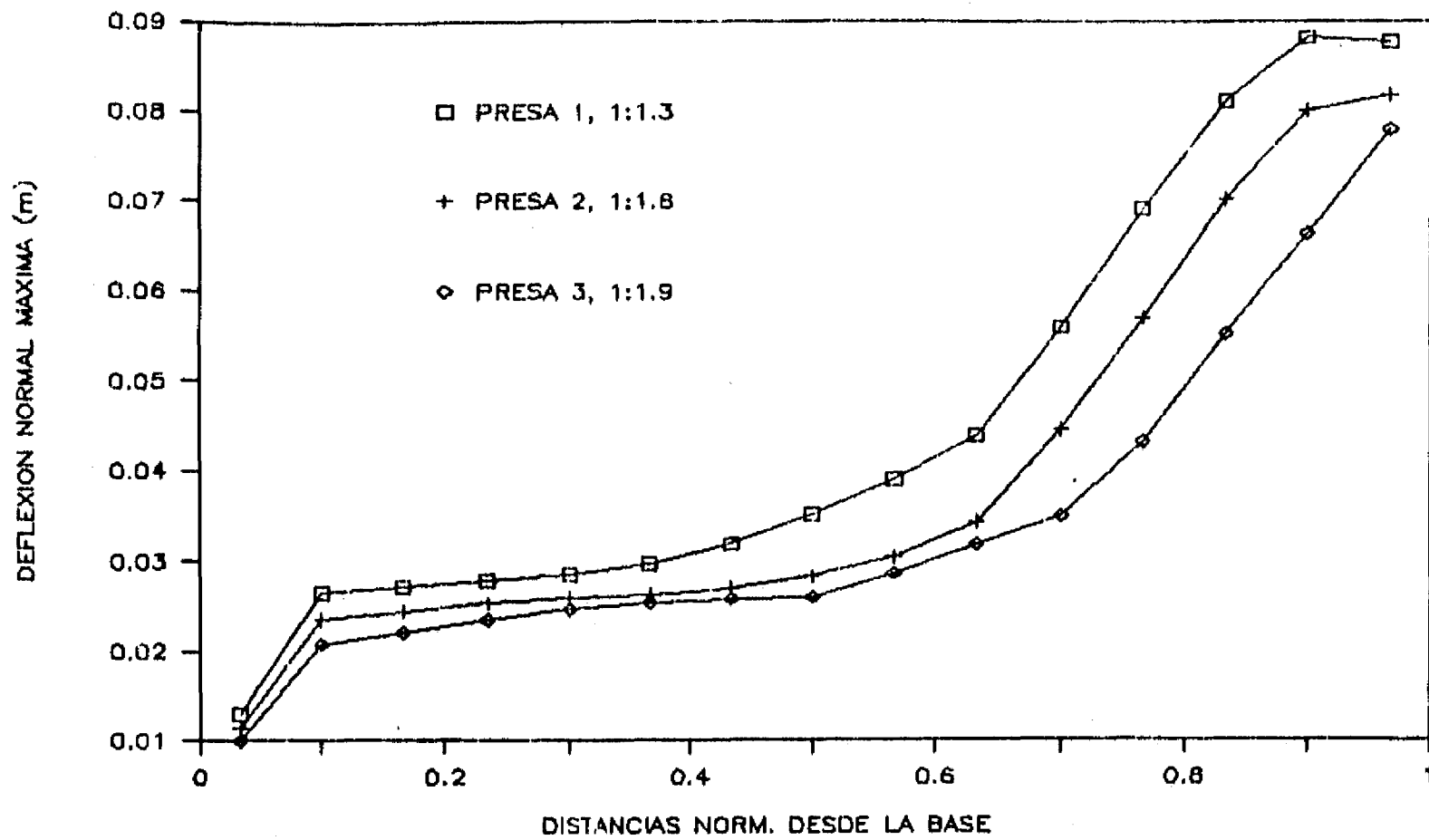


Fig. 7.23 Deflexiones normales máximas del sismo 2 (0.3g) para diferentes presas

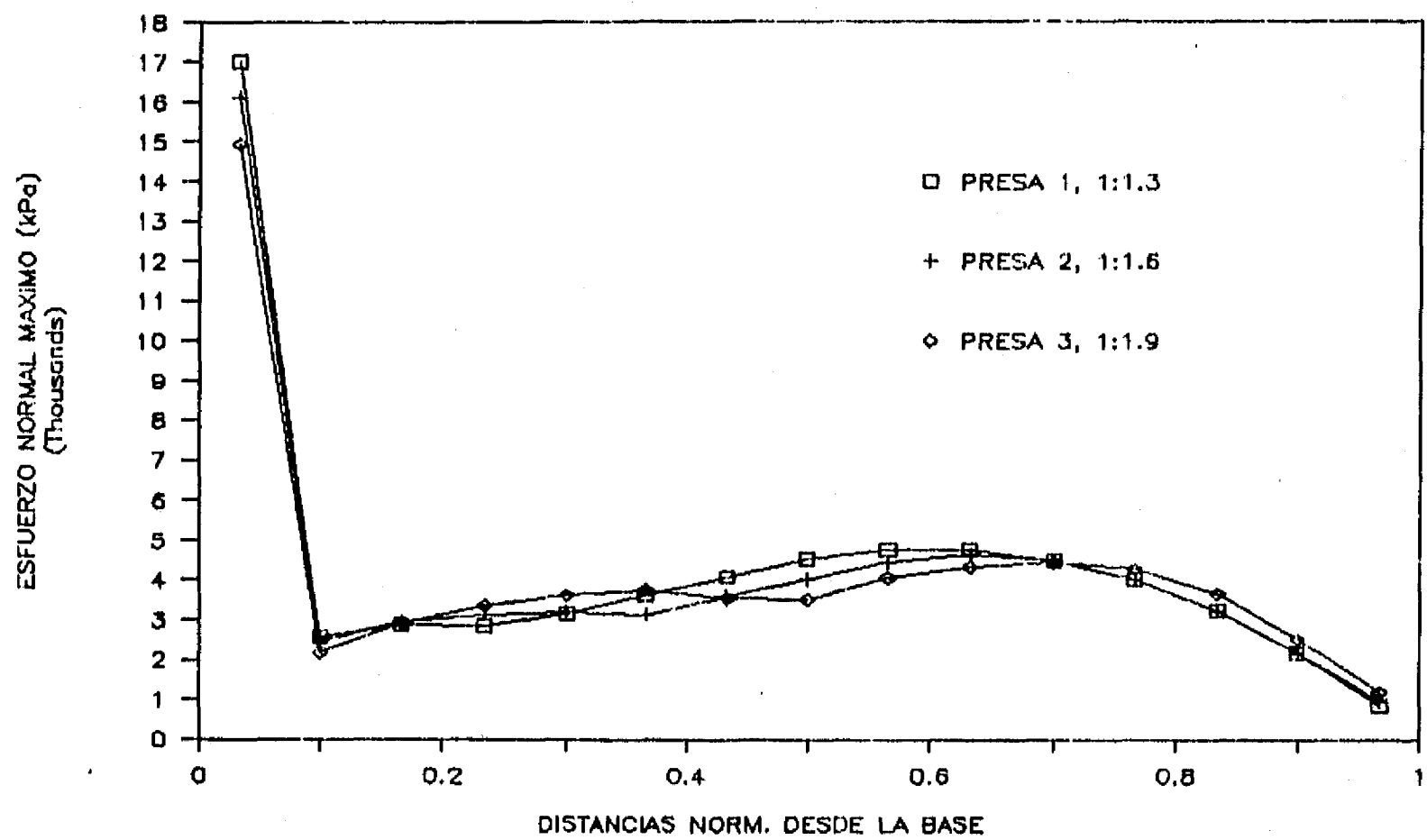


Fig. 7.24 Esfuerzos normales máximos del sismo 2 (0.3g) para diferentes presas

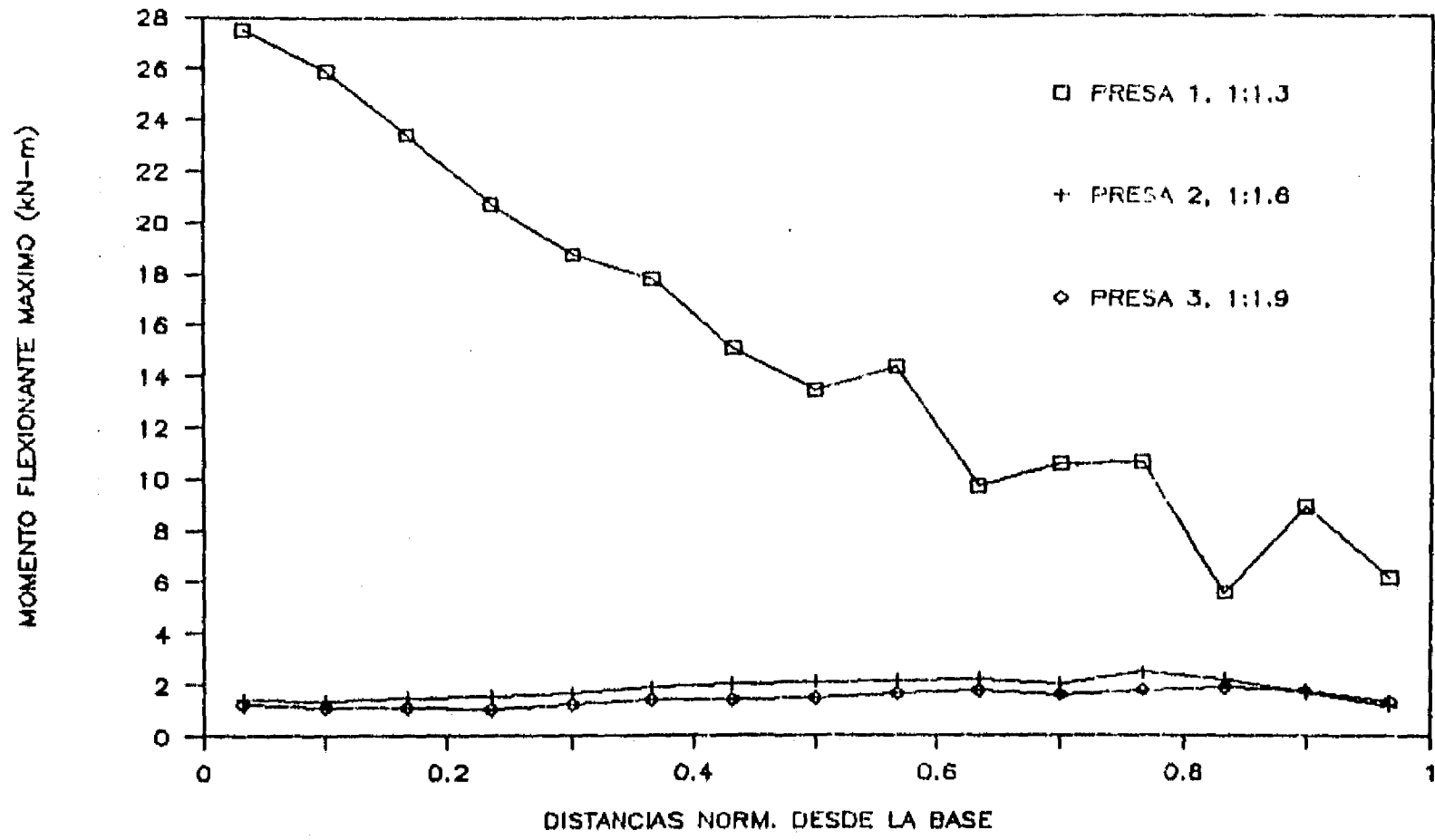


Fig. 7.25 Momentos flexionantes máximos del sismo 2 (0.3g) para diferentes presas

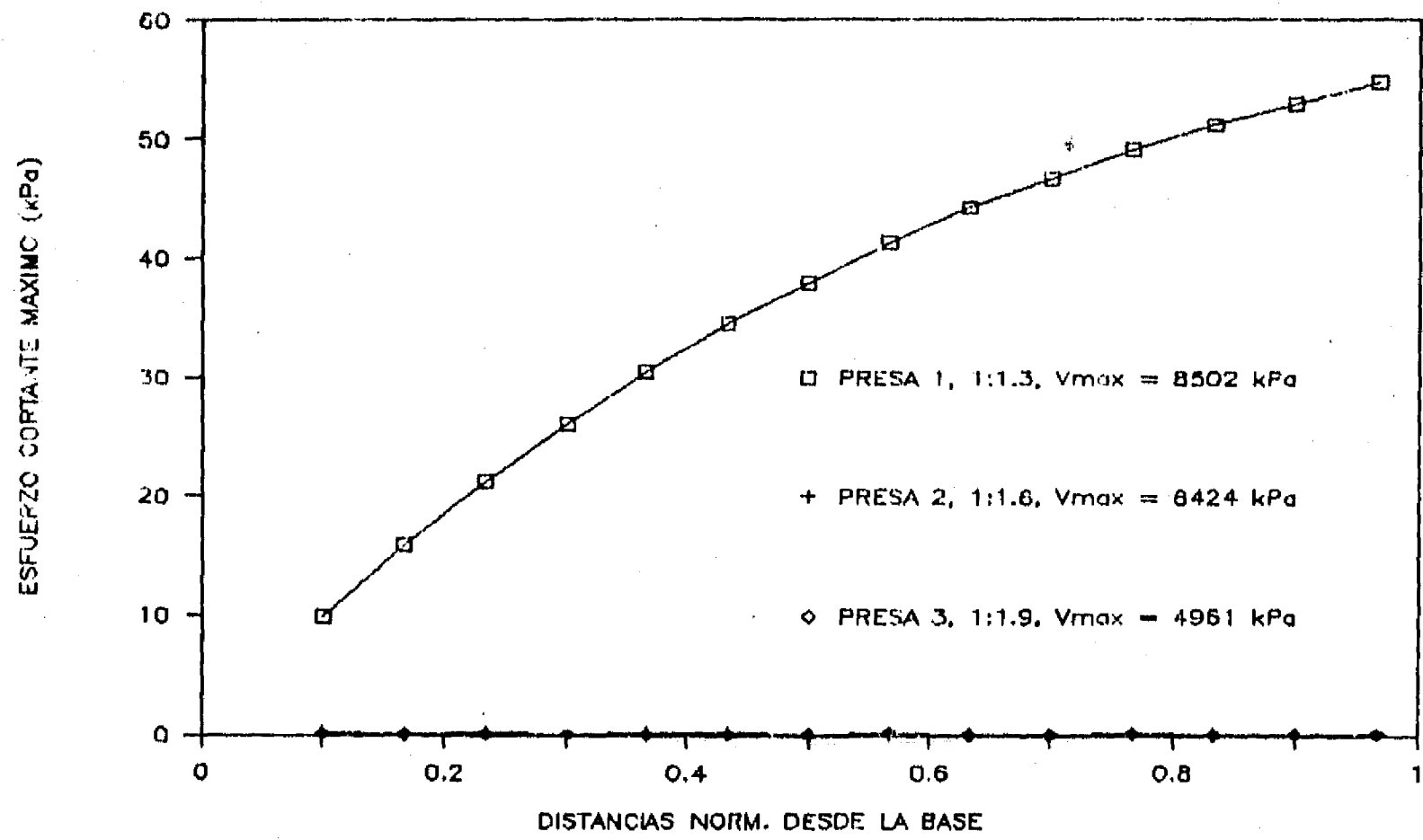


Fig. 7.26 Esfuerzos cortantes máximos del sismo 2 (0.3g) para diferentes presas

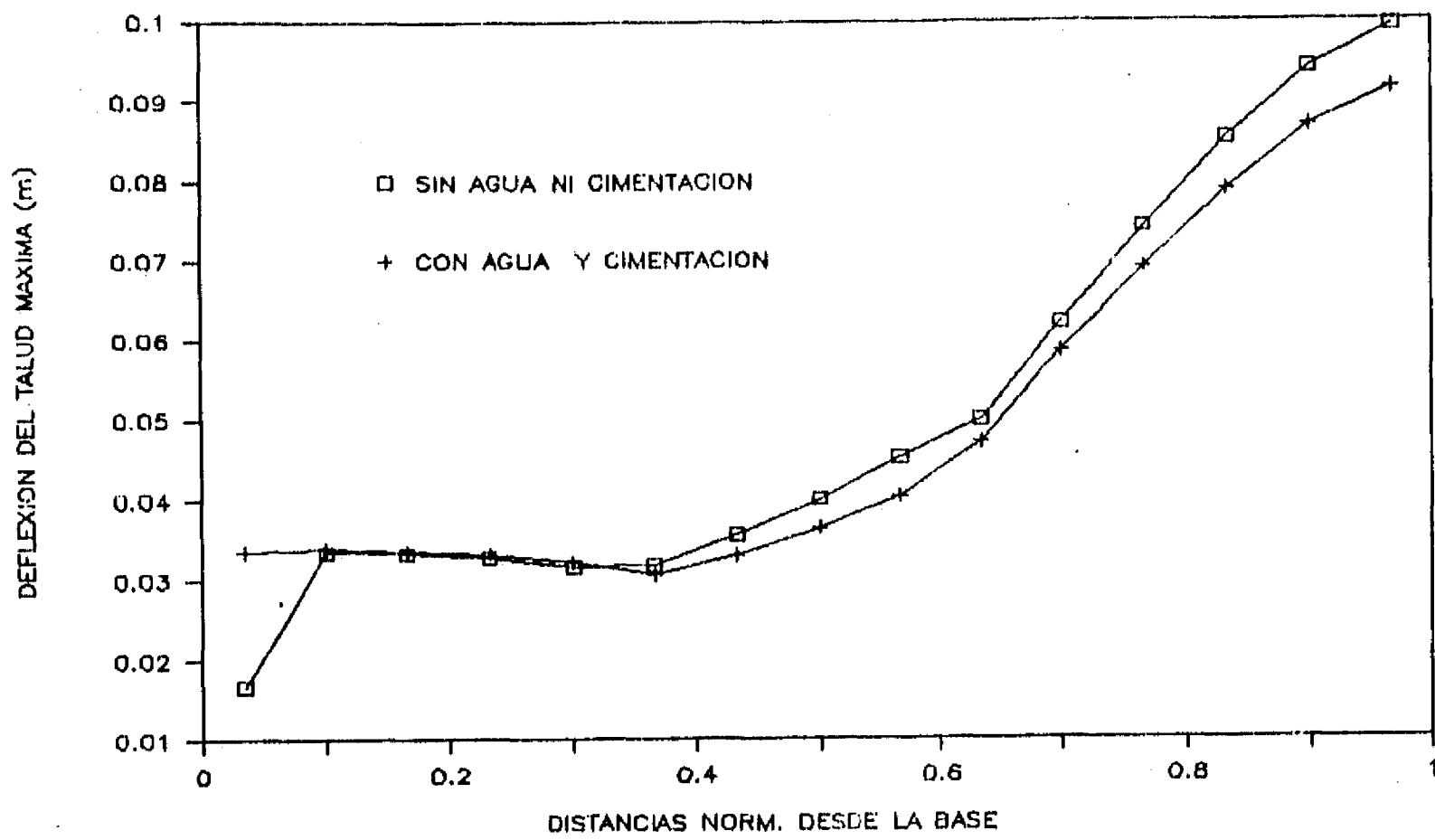


Fig. 7.27 Deflexiones del talud máximas de la presa 1 (1:1.3) y sismo 2 (0.3g) para diferentes ambientes

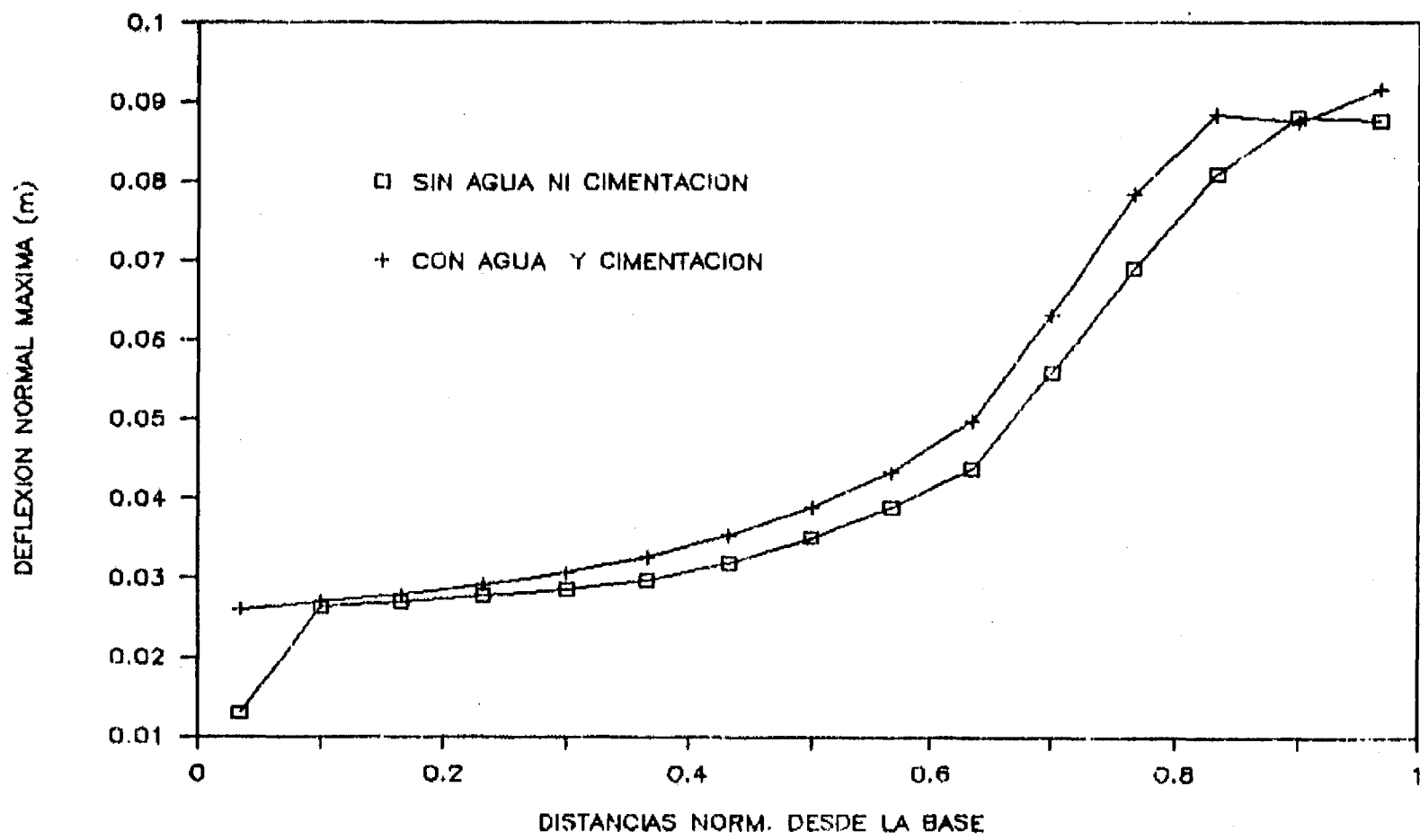


Fig. 7.28 Deflexiones normales máximas de la presa 1 (1:1.3) y sismo 2 (0.3g) para diferentes ambientes

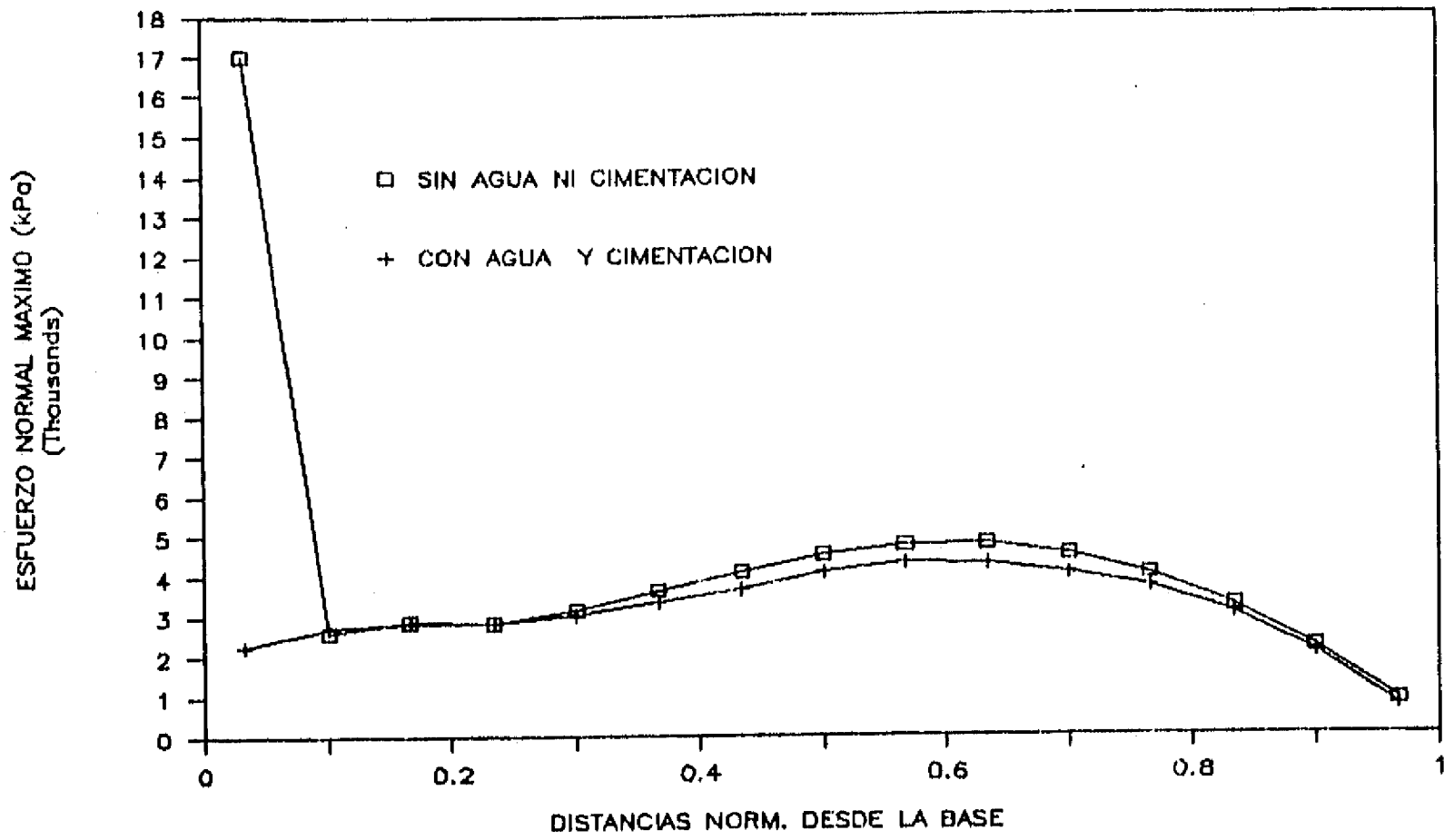


Fig. 7.29 Esfuerzos normales máximos de la presa 1 (1:1.3) y sismo 2 (0.3g) para diferentes ambientes

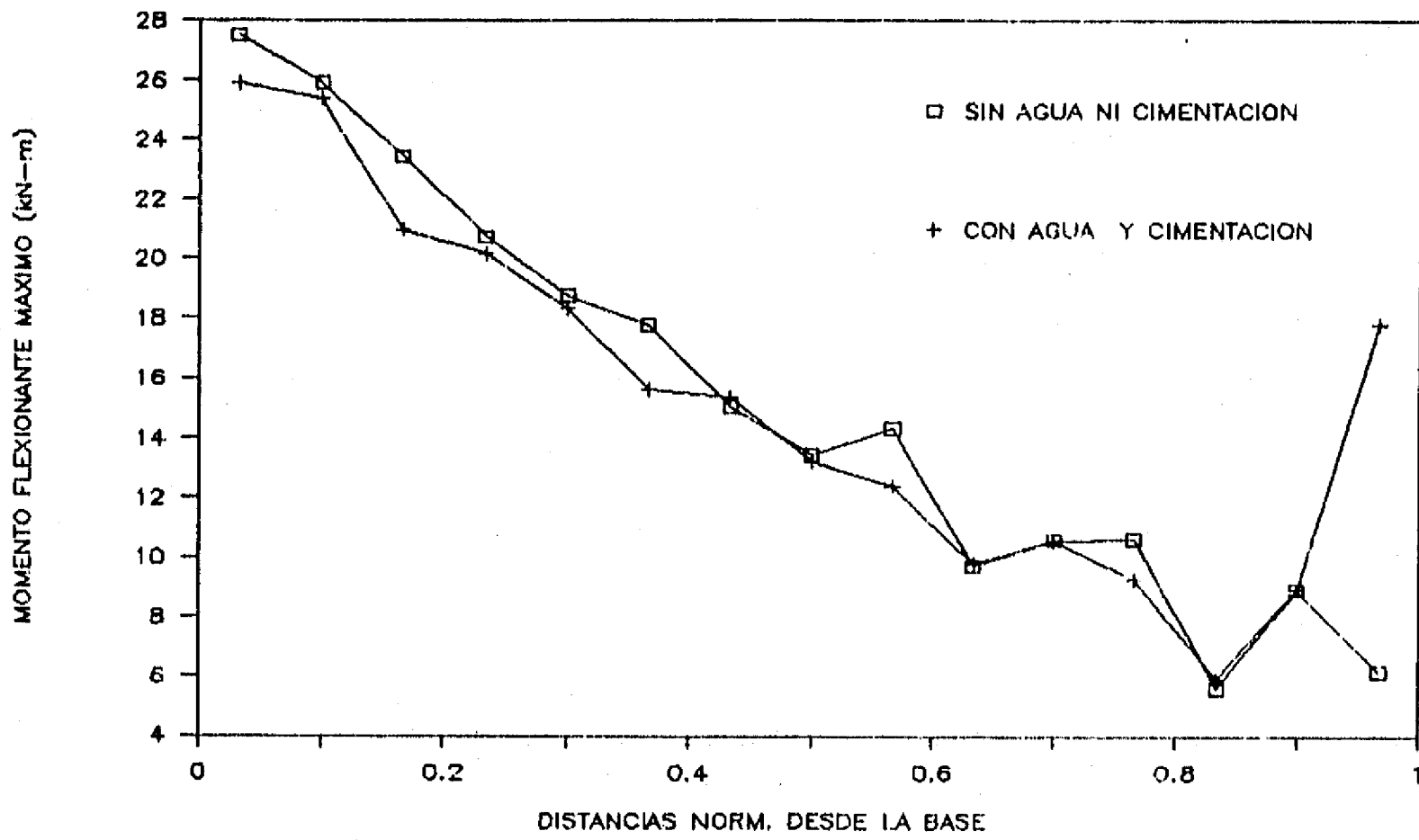


Fig. 7.30 Momentos flexionantes máximos de la presa 1 (1:1.3) y sismo 2 (0.3g) para diferentes ambientes

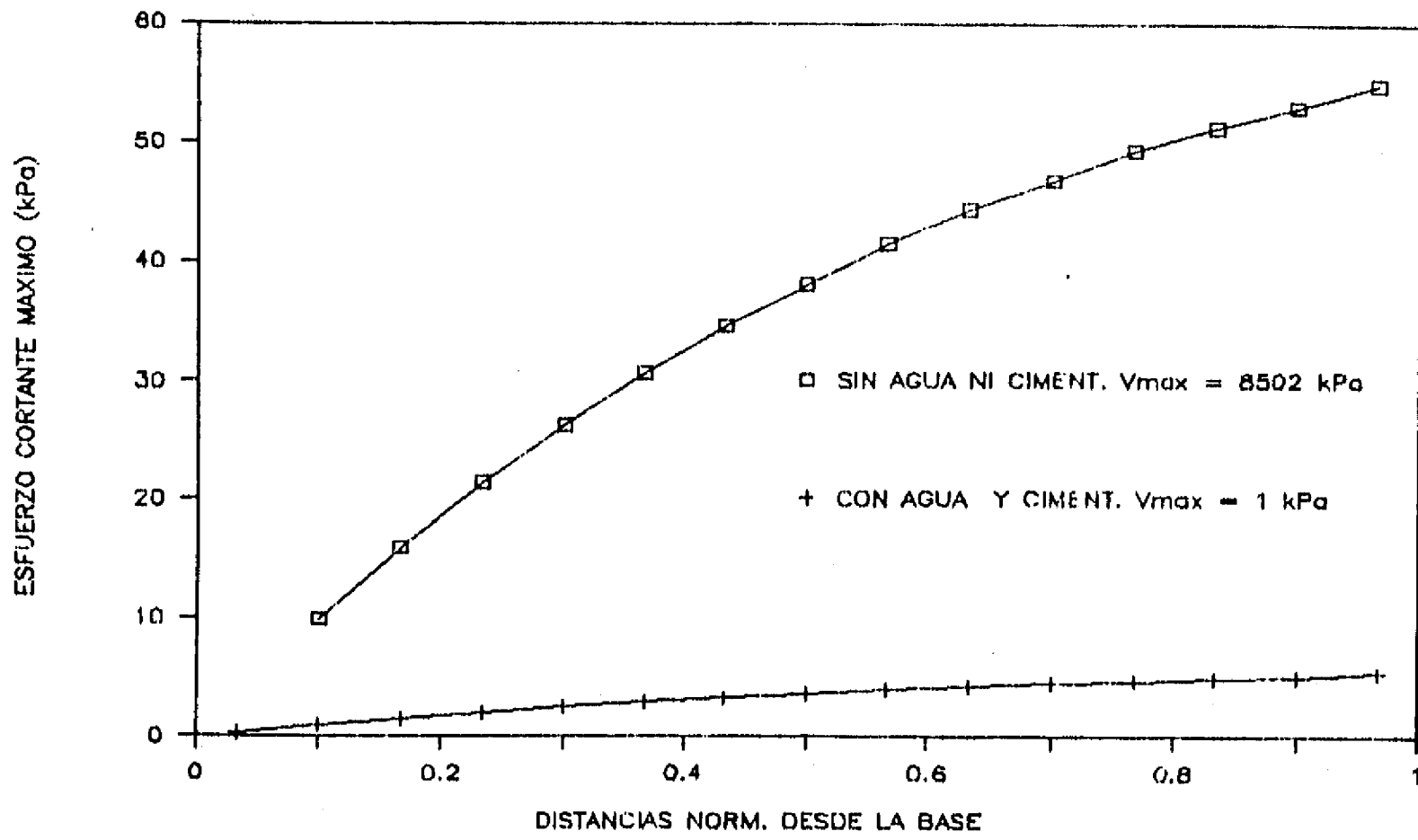


Fig. 7.31 Esfuerzos cortantes máximos de la presa (1:1.3) y sismo 2 (0.3g) para diferentes ambientes