

51



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA
DE MÉXICO**

FACULTAD DE INGENIERÍA

**“Evaluación de la seguridad sísmica
de la presa el Guineo”**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
GALLEGOS BAUTISTA JAVIER

29/6/14

DIRECTOR: M.I. Roberto Magaña del Toro

MÉXICO, D.F.

2001





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 esta 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.



FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
FING/DCTG/SEAC/UTIT/0011/2000

UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

Señor
JAVIER GALLEGOS BAUTISTA
Presente

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **M.I. ROBERTO MAGAÑA DEL TORO**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrollen ustedes como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

“EVALUACION DE LA SEGURIDAD SISMICA DE LA PRESA EL GUINEO”

INTRODUCCION

- I. FUNDAMENTOS DE DINAMICA PARA PRESAS**
 - II. PROGRAMA DE ANALISIS TRIDIMENSIONAL**
 - III. ANALISIS SISMICO**
 - IV. ANALISIS REALIZADOS**
 - V. CONCLUSIONES**
- APENDICE “SOFTWARE DE VISUALIZACION DE RESULTADOS ENSIGHT”**

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente
“POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU”
Cd. Universitaria, a 17 de enero del 2000.
EL DIRECTOR


M. en C. GERARDO FERRANDO BRAVO .

GFB/GMP/nll

Agradecimientos

Al M.I. Roberto Magaña por toda su ayuda y paciencia para realizar este trabajo.

Al Instituto de Ingeniería y su Coordinación de Geotecnia por todas las facilidades y enseñanzas que me permitieron realizar este trabajo.

A la Facultad de Ingeniería y sus profesores por todo lo valioso que me ha brindado en mi paso por ella.

A mis Abuelos

A mis Padres y Hermanos

A mis Tíos y Primos

A los amigos

INDICE

INTRODUCCION.	
I.- FUNDAMENTOS DE DINÁMICA PARA PRESAS.	4
I.1.- Análisis Seudoestático.	5
I.2.- Método de la Viga Cortante.	6
I.3.- Método de Martín y Seed.	12
I.4.- Método de Newmark.	15
I.5.- Método de Elementos Finitos.	17
II.- PROGRAMA DE ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL .	21
II.1.- Marco Teórico del programa TLUSH.	22
III.1.1.- Ecuación de Movimiento.	22
III.1.2.- El Método de la respuesta Compleja.	24
III.1.3.- Interpolación en el dominio de la frecuencia.	25
III.1.4.- El Método lineal equivalente.	26
III.1.5.- Deformación efectiva al cortante.	26
II.2.- Operación del programa TLUSH.	28
III.2.1.- Operación en Modo 1.	28
III.2.1.-Operación en Modo 2.	28
III.2.1.-Operación en Modo 3.	29
	29
III.- ANÁLISIS SÍSMICO	30
III.1.- Sismicidad en la zona de la presa "El Guineo"	30
III.2.- Características Geotécnicas de la presa "El Guineo".	32
III.2.1.- Sondeos Inalterados	32
III.2.2.- Ensayes de cono sísmico.	34
III.2.3.- Sondeos Geofísicos.	36
III.2.4- Resultados de Laboratorio.	46
a) Ensayes Estáticos	47
b) Ensayes Dinámicos	48
III.4.-Excitaciones registradas y sintéticas empleadas.	56
IV.- ANÁLISIS REALIZADOS.	59
IV.1.- Descripción del modelado de la presa "El Guineo" a través del Método del Elemento Finito.	59
IV.1.1.- Elaboración de la malla de elementos finitos para la presa "El Guineo".	59
IV.1.2.- Descripción de la metodología para obtener los parámetros dinámicos de los enrocamientos	60
IV.2.- Respuesta dinámica ante la variación del módulo al cortante y el amortiguamiento.	64
IV.2.1. Respuesta dinámica ante la variación del módulo al cortante.	64
IV.2.2. Respuesta dinámica ante la variación del amortiguamiento	72
IV.2.3. Respuesta dinámica ante la variación del módulo al cortante y el amortiguamiento.	74
IV.3.- Análisis del efecto del pie del talud con respecto a la respuesta del campo libre en la base.	94
IV.4.- Resultado de los parámetros dinámicos y niveles de deformación del modelo numérico para dos señales sintéticas.	95
V.- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	100
APENDICE "SOFTWARE DE VISUALIZACION DE RESULTADOS ENSIGHT"	

INTRODUCCIÓN.

El siguiente trabajo surge de los estudios realizados por el Instituto de Ingeniería y solicitados por la Comisión Nacional del Agua , con el fin de evaluar la seguridad sísmica de diez presas de tierra y enrocamiento en zonas de alta sismicidad y consideradas prioritarias.

Las presas que están consideradas en el estudio completo son : Benito Juárez, Vicente Guerrero, Constitución de Apatzingán, El Carrizo, Solidaridad, La Cangrejera, Aurelio Benassini, Cajón de Peña, Revolución Mexicana (El Guineo) y Andrés Figueroa.

De un análisis preliminar que consistió en evaluar principalmente la estabilidad de taludes en la sección máxima de la cortina de cada una de las diez presas, utilizando un método simplificado, basado en la método de la viga de corte y considerando a la presa compuesta de un material homogéneo, cuyas propiedades se obtenían de un promedio pesado de los enrocamientos y materiales arcillosos , se obtuvo la respuesta en la corona, periodo fundamental de vibración y factores de seguridad contra deslizamiento para dos señales sintéticas con periodo de retorno de 100 y 200 años. Los resultados desprendidos de este análisis preliminar mostraron que las presas Solidaridad, Benito Juárez, Cajón de Peña y El Guineo, tienen factores de seguridad menores a uno para los sismos considerados en el análisis . Por lo que se recomendó hacer un estudio más detallado de cada uno de los casos particulares.

En este contexto el Instituto de Ingeniería realizó el estudio de la presa El Guineo, considerando trabajos de exploración de la cortina y su modelación tridimensional a través del método del Elemento Finito, cuyos resultados y análisis se presentan en los capítulos de esta tesis.

La presa El Guineo está ubicada en el estado de Guerrero sobre el río Nexpa, en la cuenca Costa Chica-Río Verde. El uso de la presa es de riego con una capacidad útil de 107 m³ . La cortina tiene una altura máxima de 70.7 m desde el desplante de la cimentación, con 640 m de longitud total y 10 metros de ancho en la corona. Es del tipo de materiales graduados con un corazón impermeable de arcilla, cubierto con filtros de grava y arena y zonas de transición constituidas por partículas pequeñas de rezaga. Finalmente, en ambos lados se colocaron respaldos de roca y rezaga con mayor tamaño.

En este trabajo además de presentar las técnicas y procedimientos utilizados en campo y laboratorio para caracterizar geotécnicamente a la presa, se presenta la metodología que fue necesaria para determinar los parámetros dinámicos de los enrocamientos de la presa.

Una de las dificultades de la aplicación del método del elemento finito en el análisis de presas de tierra y enrocamiento es la de determinar los parámetros dinámicos (Módulo al cortante y amortiguamiento) y su comportamiento no lineal de los

enrocamientos, al no existir técnicas de laboratorio que puedan medirlos. Una alternativa a este problema es la de asignar propiedades iniciales y modificarlas racionalmente, de acuerdo a la experiencia del comportamiento de otro tipo de materiales ante las mismas condiciones de carga a las que están sometidos los enrocamientos y comparar la respuesta calculada del modelo numérico con el comportamiento real de la presa, que se puede establecer a través de mediciones directas.

En la modelación numérica de la presa fue necesario seguir un procedimiento como el antes mencionado y a partir de las propiedades obtenidas de los trabajos de campo y laboratorio, se realizaron modificaciones para lograr una similitud entre la respuesta calculada del modelo numérico y el comportamiento real de la presa. La comparación entre la respuesta del modelo y el comportamiento de la presa se realizó a través de los espectros de respuesta de la presa obtenidos del evento sísmico del 15 junio de 1999, los cuales se compararon con los espectros de respuesta calculados por el modelo numérico utilizando la excitación del 15 de junio de 1999. El programa de elemento finito utilizado en los análisis fue el TLUSH, diseñado en la Universidad de California Berkeley y que permite el análisis no lineal de los materiales.

Uno de los rasgos interesantes en el trabajo realizado fue la necesidad de implementar el programa TLUSH en la supercomputadora CRAY, con la finalidad de no tener limitantes respecto a recursos computacionales y aumentar la velocidad de procesamiento de los análisis. Esto abrió la posibilidad de usar nuevas herramientas que facilitaran el trabajo con archivos con gran cantidad de información así como el uso de paquetes de postproceso como el ENSIGHT, que aumentan la posibilidad de análisis más completos y mejor manejo de la información. Todas estas herramientas hicieron más rápido el análisis de los resultados pero también trajeron nuevas problemáticas, debidas principalmente a la escasa interacción entre el Instituto de Ingeniería y organismos propios de la UNAM, como son la Dirección General de Servicios de Cómputo Académico (DGSCA) y el instituto de investigaciones de Matemáticas Aplicadas (IIMAS). Una mayor relación y la estructuración de programas de trabajo conjuntos pueden traer como consecuencia mayor eficiencia en la investigación de la modelación numérica. En las conclusiones se presentan comentarios sobre este tema.

La inclusión del Apéndice A tiene como finalidad dejar un pequeño manual introductorio en la utilización del software de postproceso, Ensign, que facilite el aprendizaje de los conceptos principales.

I. FUNDAMENTOS DE DINÁMICA DE PRESAS.

Durante las décadas de los 60s y 70s inició un gran interés en el estudio dinámico de las presas, debido principalmente a que las teorías hasta el momento desarrolladas no explicaban las fallas que sucedían en presas tales como Sheffield, Anchorage, San Fernando entre otras, así como, la aparición de las computadoras abrió el camino para el desarrollo de nuevos métodos de análisis.

Durante toda la primera mitad del siglo, el análisis de la seguridad sísmica se realizaba incluyendo en un análisis estático de estabilidad de taludes la fuerza lateral inducida por el sismo, calculando esta fuerza como el producto del coeficiente sísmico multiplicado por el peso de la posible masa deslizante, si la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales a lo largo de la falla (por lo general circular) era igual o mayor a los esfuerzos cortantes inducidos por la fuerza sísmica, la presa se consideraba segura.

El coeficiente sísmico desde entonces, se considera como un porcentaje de la aceleración de la gravedad y para aquellas épocas su valor variaba de 0.1 a 0.2, aunque se daban algunas recomendaciones que dependían de características cualitativas de donde se ubicaba la presa, la asignación de su valor realmente no tenía ninguna base racional que lo explicara.

El primer intento racional que se hizo para obtener el coeficiente sísmico, fue el considerar la presa como un cuerpo rígido por lo que la máxima aceleración inducida a la presa, sería igual a la máxima aceleración registrada en la base y el coeficiente sísmico se calcularía como la relación entre la aceleración de la gravedad y la aceleración máxima de la base de la presa.

Aunque para presas en cañones estrechos pudiera pensarse que su comportamiento se puede asemejar al de un cuerpo rígido, mediciones en campo utilizando maquinaria para someter a vibración a presas, demostraron que existía una amplificación en la corona, de la aceleración medida en la base, echando abajo la hipótesis del comportamiento de la presa como un cuerpo rígido.

Por lo que se sugirió analizar a la presa como un cuerpo visco-elástico y aparecieron métodos como el de la viga cortante y el método del elemento finito, basados en esta idealización. Paralelamente se desarrollaron métodos basados en el análisis de deformaciones, cuya principal aportación al análisis dinámico es considerar que la seguridad de la presa está en función de las deformaciones permanentes que se producen durante el sismo.

A continuación se explica brevemente las bases teóricas de algunos métodos utilizados en el análisis dinámicos de presas.

I.1 Análisis Seudoestático.

El análisis seudoestático es propuesto inicialmente por Terzaghi, el cual consiste en representar el efecto del sismo a través de una fuerza horizontal equivalente, que actuará en el centro de gravedad de la masa deslizante y la evaluación de la seguridad se realiza a través del factor de seguridad definido de la siguiente forma :

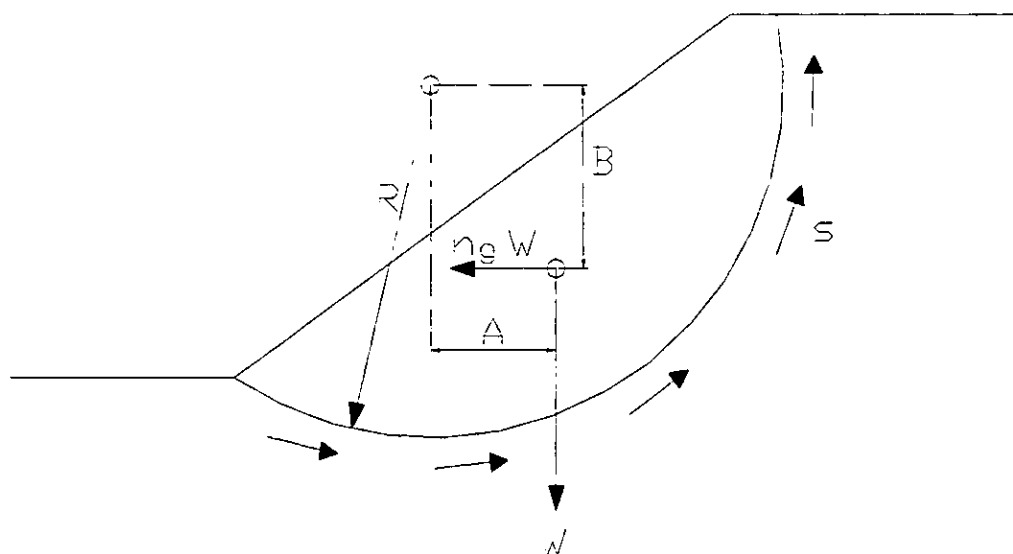


Fig. I.1 Método seudoestático.

$$G_s = \frac{sR}{W(A + Bn_g)} \quad (1.1)$$

donde :

- s Resistencia al corte del suelo.
- R Radio de la superficie de falla analizada.
- W Peso de la masa de suelo deslizante.
- n_g Coeficiente sísmico.
- G_s Factor de Seguridad.
- A y B distancia horizontal y vertical respectivamente, del centro del círculo de falla al centro de gravedad de la masa deslizante

Si el factor de seguridad es igual o mayor a uno se considera que no existe peligro de deslizamiento, es decir, se exige que el momento originado por las fuerza equivalente y el peso de la masa deslizante sea igual o menor que el momento producido por las fuerzas de resistencia al corte.

Este análisis puede extenderse fácilmente a métodos de estabilidad de taludes, tales como el método de las "dovelas" o el método de Bishop entre otros.

La dificultad a la que se enfrentaron los ingenieros en la utilización del método fue la selección del coeficiente sísmico, al inicio se utilizaron valores empíricos que variaban de 0.1 (Estados Unidos) a 0.2 (Código Japonés). El primer intento de obtener el coeficiente de una forma analítica fue el considerar a la presa como un cuerpo rígido, lo que implicaba que la aceleración es uniforme en toda la presa e igual a la aceleración de la base de ella, pero mediciones en campo probaron que la hipótesis no se cumplía y fue necesario abordar el problema de otra forma.

En este método no sólo se enfrenta la dificultad de la selección del coeficiente sísmico, si no también, el hecho que un coeficiente de seguridad mayor a uno no garantiza la estabilidad del talud, tales fueron los casos de las fallas de las presas Superior e Inferior de San Fernando en el sismo de 1971, que se habían diseñado con un factor de seguridad de 1.3 y 2 respectivamente, usando un coeficiente sísmico de 0.15, el cual era recomendado para la zona de California.

De acuerdo con Seed (1979) el uso de métodos pseudoestáticos no se recomienda para presas construidas con materiales susceptibles a inestabilidad como es el caso de materiales arcillosos sensitivos que pueden sufrir pérdidas de resistencia de más del 15% durante carga cíclica o arenas sueltas poco densas que pueden sufrir incrementos en la presión de poro durante un sismo y por lo tanto pérdidas de resistencia que pueden llegar a ser del 100%.

I.2 Método de la Viga Cortante.

Ante las deficiencias que implicaba utilizar coeficientes sísmicos a partir de reglas empíricas o a través de la hipótesis del comportamiento de una presa de tierra y enrocamiento como un cuerpo rígido, los investigadores empezaron a estudiar modelos viscoelásticos cuyos resultados teóricos tuvieran una mayor concordancia con las experiencias hasta el momento obtenidas y es así como el método de la viga cortante en el estudio de presas de tierra y enrocamiento comienza a ser una herramienta importante. Aunque en un principio el método sólo fue utilizado para obtener los coeficientes sísmicos máximos a cualquier profundidad para realizar después un análisis pseudoestático común, después es utilizado para determinar la distribución de aceleraciones absolutas a todo lo alto de la presa para cualquier tiempo t durante el sismo para luego realizar un análisis en términos de deformaciones (Método de Seed y Martin).

El método de viga cortante es sugerido por primera vez para el análisis dinámico de una presa de tierra y enrocamiento por Mononobe, Takata y Matumura en 1936 y estudian el caso para una sección simétrica y homogénea de longitud infinita, apoyada sobre una cimentación rígida. En 1955 Hatanaka (referencia 11) extiende el análisis para una sección triangular elástica en un cañón rectangular llegando a la conclusión que cuando la longitud de la presa es igual o mayor que cuatro veces la altura de la misma, las restricciones impuestas por el cañón se pueden considerar despreciables en los efectos que estas puedan tener sobre las amplitudes y frecuencias naturales de vibración de la región central de la presa, por lo que, la consideración de una presa infinitamente larga (análisis unidimensional) puede ser lo suficientemente confiable para propósitos de prácticos.

Pero es hasta 1960 cuando Ambraseys (referencia 12) da las primeras bases para la utilización del método en el diseño de presas, al proponer calcular las fuerzas horizontales actuantes a cualquier profundidad sobre la presa a través del coeficiente sísmico calculado con uno de los dos siguientes caminos:

1.- El coeficiente sísmico a cualquier profundidad puede ser calculado como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de los coeficientes sísmicos para la respuesta máxima en los primeros cuatro modos.

$$\bar{k}(y) = \left\{ \sum_{n=1}^{n=4} [k_n(y)]_{\max}^2 \right\}^{1/2}$$

2.- El coeficiente sísmico puede ser calculado como el valor máximo en el nivel correspondiente, de los valores modales.

$$k(y) = [k_n(y)]_{\max}$$

Rashid en 1961 propone una variación del módulo al cortante (G) con la raíz cúbica de la profundidad, para simular de una mejor forma a los materiales granulares que conforman las presas. En 1979 Sarma añade al análisis unidimensional de viga cortante la posibilidad de que la presa se encuentre sobre una capa elástica deformándose en cortante. En 1985 Dakoulas y Gazetas modelan la presa con variaciones en el módulo al cortante en función de la profundidad y en ese mismo año comparan resultados de la viga cortante unidimensional con los resultados de elemento finito bidimensional, llegando a la conclusión que los resultados de la viga cortante concuerdan con los resultados del análisis bidimensional de elemento finito a lo largo del eje central de la sección, pero existen diferencias importantes en lo que se refiere al comportamiento de los taludes.

El Modelo Unidimensional de la Viga Cortante considera las siguientes hipótesis :

- Se considera que la relación ancho-altura de la presa es suficiente grande para que las deformaciones a flexión sean despreciables y sólo se consideren desplazamientos horizontales y deformaciones en corte simple.
- Los desplazamientos, esfuerzos cortantes y deformaciones a cortante son uniformemente distribuidos en secciones horizontales de la estructura.
- La presa consiste de un material homogéneo, elástico lineal con relación de amortiguamiento, rigidez a cortante y densidades constantes.
- La presa se encuentra soportada por un apoyo rígido y se desprecia la influencia del embalse.

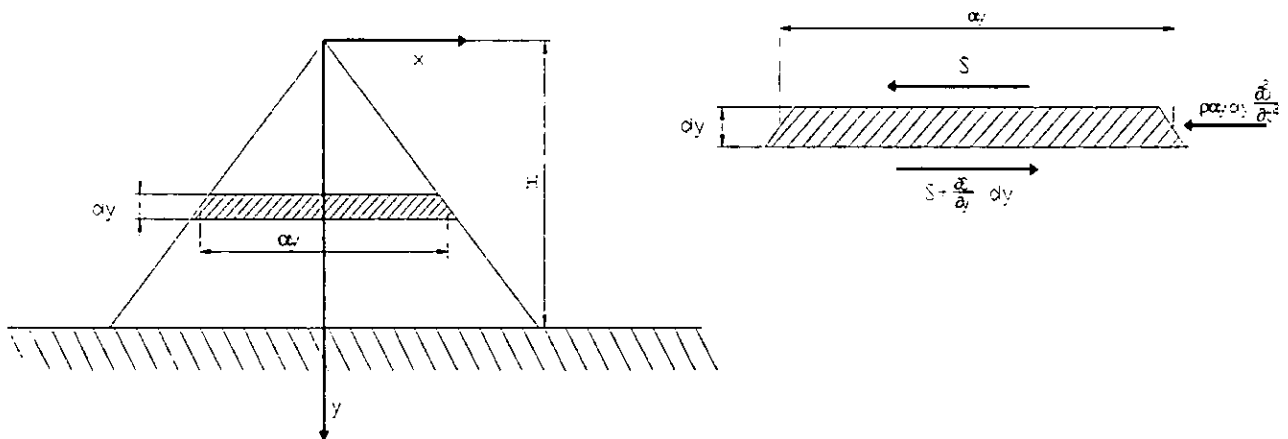


Fig. I.2 Modelo de Viga Cortante.

Considerando a la presa constituida por una serie de dovelas horizontales de espesor diferencial conectadas por resortes de cortante elásticos-lineales y con mecanismos de amortiguamiento viscoso, con un solo grado de libertad en la dirección "x" y empotrada en la base; al generar un desplazamiento arbitrario "u", en la dirección "x", y de acuerdo al principio de D'Alembert, es posible llevar a una sección diferencial del sistema al equilibrio dinámico agregando a las fuerzas actuantes, la fuerza inercial tal y como se muestra en la figura I.2.

Donde :

- u es el desplazamiento arbitrario de la dovela.
- S es la fuerza cortante en la dovela.
- H es la altura total de la sección.
- α_y es la longitud de la dovela en función de la profundidad.
- ρ es la densidad de masa de la dovela.
- dy es el peralte de la dovela.

$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$ es la aceleración de la dovela.

$\frac{\partial S}{\partial y}$ es la variación del cortante con la profundidad.

En el equilibrio dinámico.

$$S - \left(S + \frac{\partial S}{\partial y} dy \right) + \rho \alpha y dy \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = 0$$

por lo tanto:

$$\frac{\partial S}{\partial y} dy = \rho \alpha y dy \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (1.2)$$

Definiendo a la fuerza cortante como la deformación al cortante por el módulo de rigidez :

$$S = \alpha y G \frac{\partial u}{\partial y} \quad (1.3)$$

Donde :

G es el módulo al cortante del material por unidad de longitud.

Al sustituir la ec.(1.3) en (1.2) y despejar la aceleración se tiene:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{1}{y} \frac{\partial u}{\partial y} \right) \quad (1.4)$$

Que es la ecuación de vibración no amortiguada de la viga cortante unidimensional.

La solución de la ec.(1.4) para las condiciones de frontera .

$u(H,t) = 0$ (el desplazamiento relativo en la base es nulo para cualquier t)

$\frac{\partial}{\partial y} u(0,t) = 0$ (el cortante en el vértice es nulo para cualquier t) es :

$$u(y,t) = \sum_{n=1}^{\infty} [A_n \text{sen} \omega_n t + B_n \text{cos} \omega_n t] J_0 \left(\beta_n \frac{y}{H} \right) \quad (1.5)$$

Los sumandos en el segundo miembro de la ec.(1.5) son los modos naturales de vibración de la presa;

- n identifica el número de modo.
- J_0 función de Bessel de primera clase y orden cero,
- β_n parámetro que define las frecuencias naturales.

$$\omega_n = \frac{\beta_n}{H} \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \text{frecuencia circular natural de la presa para el modo } n \text{ en } \text{seg}^{-1}.$$

A_n y B_n constantes que se determinan de las condiciones iniciales.

Por el principio de D'Alembert, la ecuación de movimiento de la presa cuando su base está sujeta a un movimiento horizontal cualquiera $u_g(t)$ y no se considera amortiguamiento es:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - \frac{G}{\rho} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{1}{y} \frac{\partial u}{\partial y} \right] = - \frac{\partial^2 u_g}{\partial t^2} \quad (1.6)$$

donde :

$$\frac{\partial^2 u_g}{\partial t^2} \quad \text{es la aceleración en la base.}$$

Usando las propiedades de ortogonalidad de las configuraciones modales con respecto a las masas y el principio de superposición de modos, es decir, la respuesta total de la estructura es la suma de las respuestas para modos individuales tomados por separado, se obtiene la solución de la ec. (1.6).

$$u(y,t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2J_0 \left(\frac{\beta_n y}{H} \right)}{\omega_n \beta_n J_1(\beta_n)} \int_0^t \frac{\partial^2 u_g(\tau)}{\partial \tau^2} \text{sen} \omega_n (t - \tau) d\tau \quad (1.7)$$

Si se considera amortiguamiento, el desplazamiento de la presa en el nivel "y" cuando la base tiene una aceleración $\frac{\partial^2 u_g}{\partial t^2}$ es :

$$u(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2J_0\left(\frac{\beta_n y}{H}\right)}{\omega'_n \beta_n J_1(\beta_n)} \int_0^t \frac{\partial^2 u_g(\tau)}{\partial t^2} e^{-\xi_n \omega_n (t-\tau)} \text{sen} \omega'_n (t-\tau) d\tau \quad (1.8)$$

donde :

J_1 función de Bessel de primera clase y orden uno.

$\omega'_n = \omega_n \sqrt{1 - \xi_n^2}$ frecuencia circular amortiguada del modo n.

ξ_n amortiguamiento para el modo n, como porcentaje del amortiguamiento crítico.

Los términos de la ec. (1.8) se pueden escribir de la siguiente manera :

$$\phi_n(y) = \frac{2J_0\left(\frac{\beta_n y}{H}\right)}{\beta_n J_1(\beta_n)} \quad (1.9)$$

$$V_n(t) = \int_0^t \frac{\partial^2 u_g(\tau)}{\partial t^2} e^{-\xi_n \omega_n (t-\tau)} \text{sen} \omega'_n (t-\tau) d\tau \quad (1.10)$$

por lo que :

$$u_n(y, t) = \phi_n \frac{V_n(t)}{\omega'_n} \quad (1.11)$$

y

$$u(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} u_n(y, t) \quad (1.12)$$

Para verificar la estabilidad de los taludes interesan las fuerzas de inercia en la presa debidas a un sismo, que son proporcionales a la aceleración en la elevación correspondiente.

La aceleración absoluta en el nivel y es :

$$\frac{\partial^2 u_a}{\partial t^2} = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 u_g}{\partial t^2} \quad (1.13)$$

La aceleración absoluta se obtiene sumando las aceleraciones absolutas de cada modo.

$$\frac{\partial^2 u_a}{\partial t^2} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\partial^2 u_{a_n}}{\partial t^2} \quad (1.14)$$

En general, todos los análisis que consideran la presa como una viga de corte presentan las siguientes limitaciones :

- Se supone que la respuesta está controlada sólo por deformaciones de corte debidas a la excitación horizontal, sin embargo, este movimiento además induce deformaciones horizontales y verticales de tensión y compresión que tienen gran contribución en el estado de esfuerzos de la presa.
- En general, no se consideran los efectos de la componente vertical de los sismos.
- Al considerar una deformación elástica del suelo se supone que la energía se disipa por amortiguamiento viscoso. Al no tener en cuenta el comportamiento inelástico del material que constituye la presa, en realidad se puede subestimar el amortiguamiento histórico de los materiales y, por lo tanto, la capacidad de disipar energía.

I.3 Método de Martín y Seed.

El método de Seed y Martín en 1966 (referencia 13) idealiza a la presa como un cuerpo visco-elástico y considera que la evaluación de la seguridad sísmica ante posibles deslizamientos de la cortina debe hacerse calculando las deformaciones a lo largo de las superficies potenciales de falla de la cortina . Durante un sismo las fuerzas de inercias inducidas por él, en algunas zonas de la cortina pueden superar por periodos cortos las fuerzas resistentes elásticas de la cortina y por lo tanto generar deformaciones permanentes durante estos breves periodos de tiempo que pueden ir acumulándose durante el sismo y al final originar inestabilidad en el talud y la falla. Esta forma de concebir el problema de la estabilidad de taludes permite que el factor de seguridad (tal y como se define en los métodos pseudoestáticos) sea menor a la unidad durante periodos breves del sismo y es en estos periodos donde se producen las deformaciones que podrían poner en riesgo a la presa si exceden cierto valor.

La magnitud de las deformaciones permanentes dependerá de la historia de las fuerzas de inercia durante el sismo por lo que es necesario determinar la historia entera de aceleraciones para las diferentes masas potenciales de falla en estudio y calcular las fuerzas de inercia. Para lograr esto Seed y Martín propusieron usar el Método de la Viga Cortante, para determinar la historia de aceleraciones de la presa a diferentes profundidades y

suponiendo masas potenciales al deslizamiento con forma de cuña triangular teniendo como vértice la corona de la cortina y la base a diferentes elevaciones y con esto calcular la historia del coeficiente sísmico medio para cada una de las masas potenciales deslizantes.

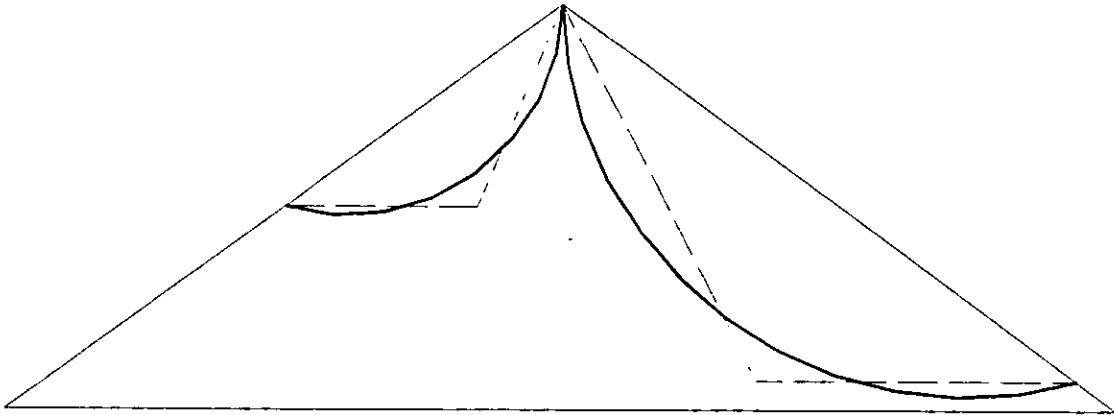


Fig. 1.3 Idealización de las masa potencial deslizante

El coeficiente sísmico medio se define como :

$$\bar{k} = \frac{F}{W} = \frac{1}{W} \sum m(y) \frac{\partial^2 u_a}{\partial t^2} \quad (1.15)$$

donde :

- F Son las fuerzas de inercia inducidas por el sismo.
- W Es el peso de la masa deslizante.

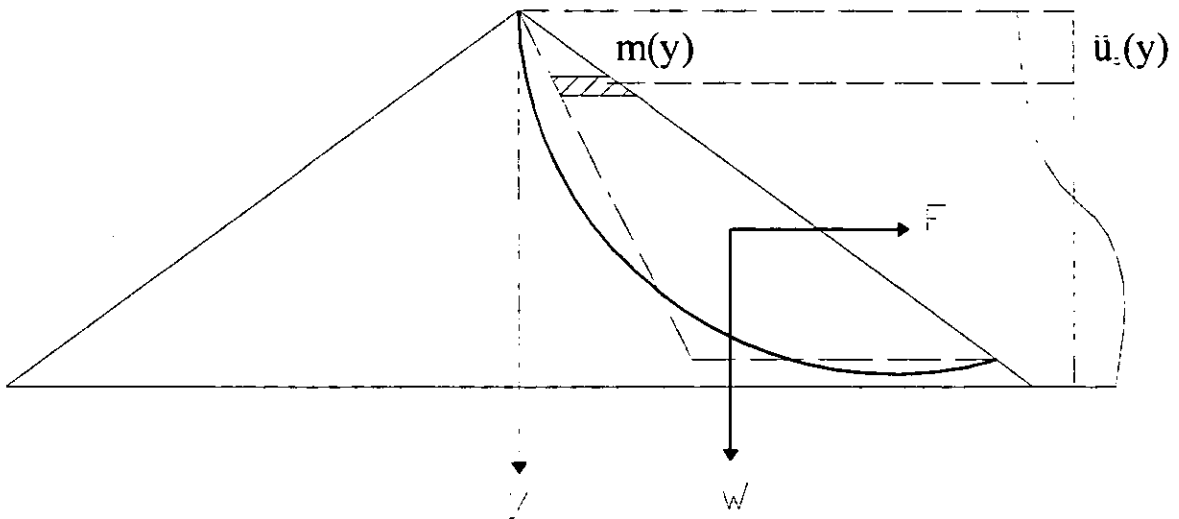


Fig.1.4 Concepto del coeficiente sísmico promedio.

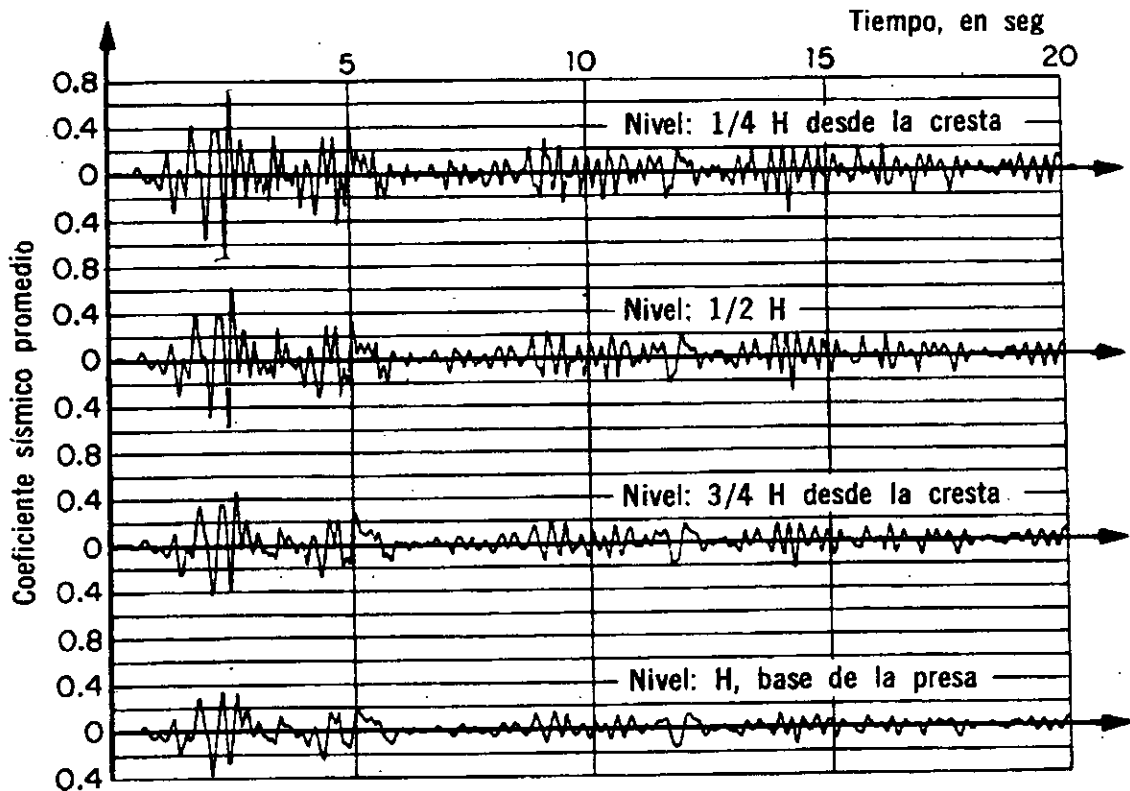


Fig. I.5 Ejemplo de la historia del Coeficiente Sísmico para una presa.

El análisis de deformaciones se hace utilizando las historias del coeficiente sísmico (Fig. I.5) primero para determinar los esfuerzos actuantes a lo largo de las superficies de falla utilizando métodos pseudoestáticos y luego para determinar la magnitud y número de frecuencia de los ciclos de esfuerzos a que se someterían las muestras obtenidas de la presa y obtener sus características carga-deformación. A partir de estas relaciones puede obtenerse, a su vez, familias de curvas $\tau_{f\epsilon}$ vs $\sigma_{f\epsilon}$ para diversos valores de deformación, donde $\tau_{f\epsilon}$ es el esfuerzo cortante en el plano de falla correspondiente al nivel de deformación ϵ y $\sigma_{f\epsilon}$ es el esfuerzo normal total en el mismo plano correspondiente al estado de esfuerzos sostenidos (de consolidación). Con esta familia de curvas y los resultados del análisis de estabilidad con fuerzas de inercia horizontales puede determinarse el factor de seguridad correspondiente a un nivel de deformación dado a lo largo de la superficie potencial de deslizamiento, o bien, directamente dicho nivel de deformación.

I.4 Método de Newmark.

Haciendo la consideración que una cortina tiene un comportamiento rígido-plástico Newmark en 1965 (referencia 14) propone un método para evaluar los desplazamientos inducidos en la cortina cuando las aceleraciones actuantes debido al sismo sobrepasan la aceleración de fluencia (N_g) del material, definiendo la aceleración de fluencia como aquella para cual una masa inicia el deslizamiento.

Newmark idealiza el fenómeno de deslizamiento en una superficie de falla como el de un bloque sobre un plano inclinado.

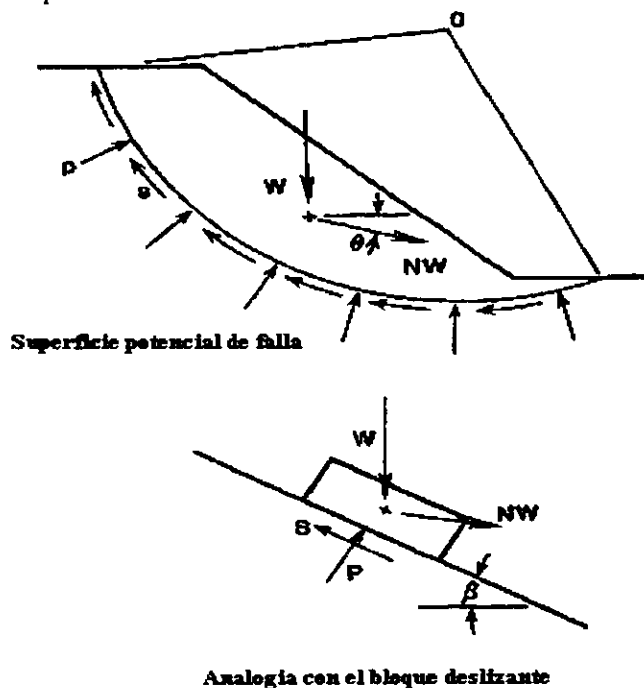


Fig. I.6 Idealización del deslizamiento de una superficie de falla.

De tal manera que el sistema permanece en equilibrio hasta que es ligeramente superada la fuerza de fluencia NG por NW e inicia el desplazamiento talud abajo.

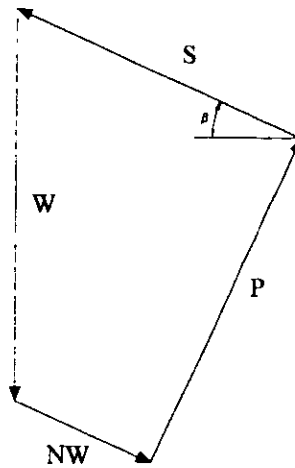


Fig. 1.7 Polígono de fuerzas para un factor de seguridad igual a 1.

Conociendo la historia de velocidades de la cortina se pueden calcular los desplazamientos integrando esta según se muestra en la figura.

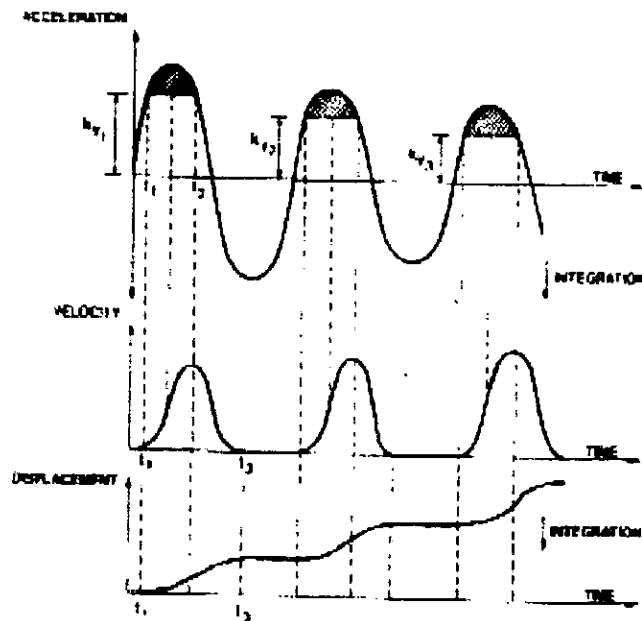


Fig. 1.8 Cálculo de desplazamientos permanentes.

I.5 Método de Elementos Finitos.

Con la aparición de las computadoras, se abrió la posibilidad práctica de abordar los problemas de los continuos a través de su discretización, es decir, obtener un modelo del problema utilizando un número finito de componentes bien definidos que en su conjunto se aproximan al problema real.

El método del Elemento Finito puede definirse como un procedimiento general de discretización de los problemas continuos planteados por expresiones definidas matemáticamente.

En general el método divide al continuo en un número finito de partes (elementos), cuyo comportamiento se especifica mediante un número finito de parámetros y la solución del sistema completo resulta del ensamblaje de los elementos.

El ingeniero civil, que trabaja con estructuras, calcula primero las relaciones fuerza y desplazamiento para cada miembro de la estructura y después procede al ensamblaje del conjunto, estableciendo el equilibrio local en cada "nudo" (punto de unión de dos o más elementos) dando origen a un sistema de ecuaciones donde los desplazamientos en los nudos son las incógnitas.

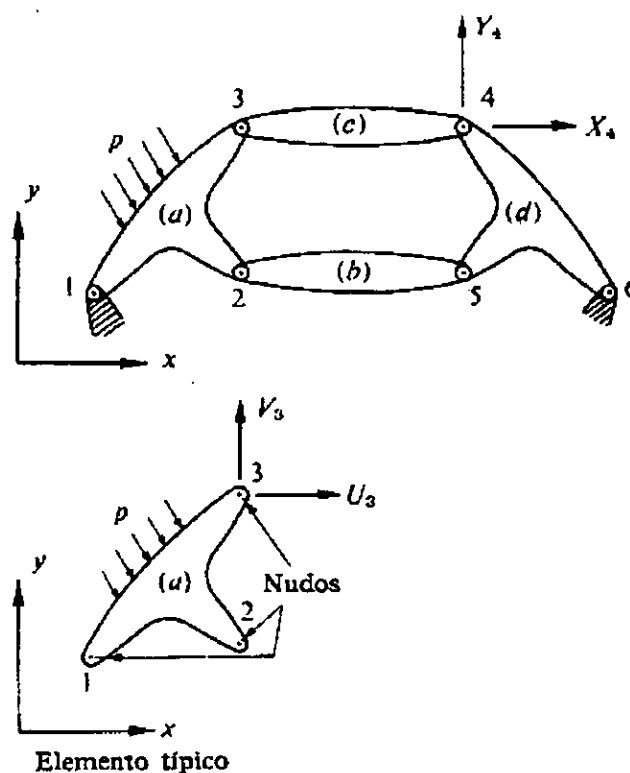


Fig. 1.9 Esquema del modelado por elemento finito

Consideremos la figura 1.9 cuyos elementos están unidos por articulaciones (por lo tanto únicamente existen reacciones contra los desplazamientos en las tres direcciones) en los nodos y analicemos el elemento 1 expresando en forma matricial las fuerzas actuantes en los nudos, entonces :

$$\{q^1\} = \begin{Bmatrix} q_1^1 \\ q_2^1 \\ q_3^1 \end{Bmatrix} \quad \text{y} \quad q_i^1 = \begin{Bmatrix} U_i \\ V_i \end{Bmatrix}, \text{ etc} \quad (1.16)$$

donde :

$\{q^1\}$ es la matriz de fuerzas actuantes del elemento 1
 q_i^1 es el vector de fuerzas actuantes del elemento 1 del nodo i
 U_i, V_i son las fuerzas actuantes del nodo i en la dirección U y V (ver fig. 1.8)

y por lo tanto los correspondientes desplazamientos son :

$$\{a^1\} = \begin{Bmatrix} a_1^1 \\ a_2^1 \\ a_3^1 \end{Bmatrix} \quad \text{y} \quad a_i^1 = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \end{Bmatrix}, \text{ etc} \quad (1.17)$$

donde :

$\{a^1\}$ es la matriz de desplazamientos del elemento 1
 a_i^1 es el vector de desplazamientos del elemento 1 del nodo i
 u_i, v_i son los desplazamientos del nodo i en la dirección U y V (ver fig. 1.8)

Suponiendo que el elemento presenta un comportamiento elástico lineal, la relación característica será siempre de la forma :

$$\{q^1\} = [K^1]\{a^1\} + \{f_p^1\} + \{f_{\varepsilon 0}^1\} \quad (1.18)$$

en donde $\{f_p^1\}$ representa las fuerzas nodales necesarias para equilibrar cualquier carga distribuida que actúe sobre el elemento, y $\{f_{\varepsilon 0}^1\}$ las fuerzas nodales necesarias para equilibrar cualquier deformación inicial como la que puede ocasionar un cambio de temperatura si los nudos tienen impedido todo desplazamiento y $[K^1]\{a^1\}$ representa las fuerzas inducidas por los desplazamientos de los nudos, donde la matriz $[K^e]$ se le conoce

como la matriz de rigidez del elemento. Si los puntos de enlace se consideran rígidos se tendrían tres componentes de fuerza generalizada y tres desplazamientos generalizados cuya tercera componente sería un momento y un giro respectivamente. En general, se puede escribir :

$$\{q^e\} = \begin{Bmatrix} q_1^e \\ q_2^e \\ \vdots \\ q_m^e \end{Bmatrix} \quad \text{y} \quad \{a^e\} = \begin{Bmatrix} a_1^e \\ a_2^e \\ \vdots \\ a_m^e \end{Bmatrix} \quad (1.19)$$

m correspondería al número de nudos que contiene el elemento, cumpliéndose que las matrices q_i y a_i tendrán el mismo número de componentes o grados de libertad. Por lo tanto la matriz de rigidez de los elementos será siempre cuadrada y de la forma :

$$[K^e] = \begin{bmatrix} K_{ii}^e & K_{ij}^e & \dots & K_{im}^e \\ \vdots & \vdots & & \vdots \\ K_{mi}^e & \dots & \dots & K_{mm}^e \end{bmatrix} \quad (1.20)$$

donde K_{mi}^e son submatrices también cuadradas de dimensiones $l \times l$, donde l es el número de componentes de fuerza o grados de libertad a considerar en los nudos. La solución completa de toda la estructura resultará del ensamblaje de cada elemento estableciendo el equilibrio y compatibilidad de desplazamientos en cada nudo de la estructura completa. Si $\{a\}$ representa los desplazamientos de todos los nudos de la estructura y $\{r\}$ las fuerzas externas aplicadas en cada uno de los nudos.

$$\{a\} = \begin{Bmatrix} a_1 \\ \vdots \\ a_n \end{Bmatrix} \quad \text{y} \quad \{r\} = \begin{Bmatrix} r_1 \\ \vdots \\ r_n \end{Bmatrix} \quad (1.21)$$

El vector a_i es el vector de desplazamientos de nudo i y r_i es el vector de fuerzas aplicadas en el nudo i , ambos vectores son del mismo tamaño, es decir, a cada componente de desplazamiento le corresponde una componente de fuerza, ya se dijo antes que el número de componentes de estos vectores corresponde a los grados de libertad del nudo.

Si establecemos el equilibrio en un nudo cualquiera i , cada componente de r_i tiene que ser igual, a su vez, a la suma de las componentes de las fuerzas que aportan los elementos que se reúnen en dicho nudo, por lo tanto:

$$\{r_i\} = \sum_{e=1}^m \{q_i^e\} = q_i^1 + q_i^2 + \dots \quad (1.22)$$

en donde q_i^1 es el vector de fuerzas que el elemento 1 aporta al nudo i, q_i^2 es el vector de fuerzas que aporta el elemento 2 al nudo i, etc. Sólo los elementos que contengan al nudo i contribuirán con fuerzas no nulas.

Al sustituir las fuerzas aportadas al nudo i, definidas en la ecuación (1.22), por sus expresiones dadas en la ecuación (1.18), resulta que las variables nodales $\{a_i\}$ son comunes y omitiendo el supraíndice e, tenemos:

$$\{r_i\} = \left(\sum_{e=1}^m [K_{i1}^e] \right) \{a_1\} + \left(\sum_{e=1}^m [K_{i2}^e] \right) \{a_2\} + \dots + \{f_i^e\} \quad (1.23)$$

donde

$$\{f_i^e\} = \{f_p^e\} + \{f_{\varepsilon 0}^e\}$$

Como la sumatoria sólo afecta a los elementos que contienen al nudo i. Reuniendo todas esas ecuaciones obtenemos simplemente.

$$[K]\{a\} = \{r\} - \{f\} \quad (1.24)$$

donde las submatrices son:

$$[K_{im}] = \sum_{e=1}^m [K_{im}^e]$$

$$\{f_i\} = \sum_{e=1}^m \{f_i^e\}$$

La forma del sistema de ecuaciones una vez ensambladas, es como sigue:

$$\begin{aligned} [K_{11}]\{a_1\} + [K_{12}]\{a_2\} + \dots &= \{r_1\} - \{f_1\} \\ [K_{21}]\{a_1\} + [K_{22}]\{a_2\} + \dots &= \{r_2\} - \{f_2\} \\ \text{etc.} \end{aligned}$$

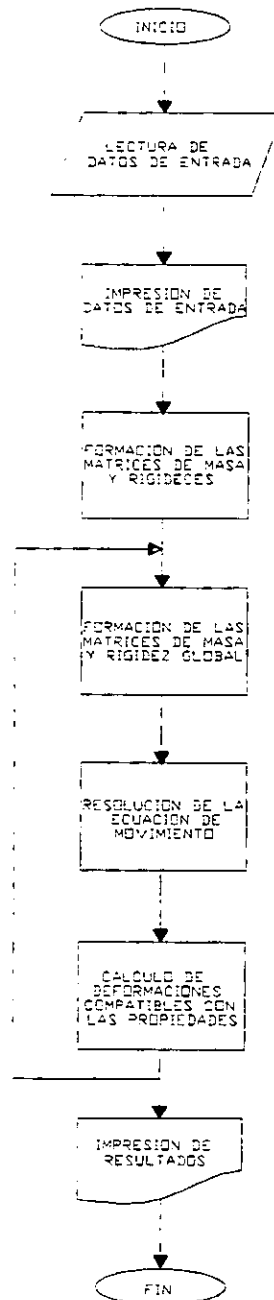
El vector $\{r_i\}$ representa las fuerzas externas que actúan en la estructura y el vector $\{f_i\}$ las fuerzas internas que actúan en la estructura.

El método de Elemento Finito en el análisis sísmico de presas permite una gran flexibilidad, ya que elimina muchas de las restricciones de los métodos presentados anteriormente, con el es posible modelar la respuesta del sistema cortina-cimentación-cañón, considerar la distribución de materiales dentro de la cortina, así como el comportamiento no lineal de los suelos.

II. PROGRAMA DE ANÁLISIS TRIDIMENSIONAL.

El programa TLUSH fue desarrollado en la Universidad de California Berkeley por Tankaaki Kagawa, Lelio H. Mejia, H. Bolton Seed y John Lysmer en el año de 1981 (referencia 4). El programa está diseñado para realizar el análisis tridimensional de la respuesta dinámica de presas de tierra usando el método de Elemento Finito.

El procedimiento numérico que realiza el programa puede ser resumido a través del siguiente diagrama de flujo.



II.1 Marco Teórico del programa TLUSH.

II.1.1 Ecuación de Movimiento.

Considerando el equilibrio dinámico del modelo mostrado en la figura se tiene la siguiente ecuación.

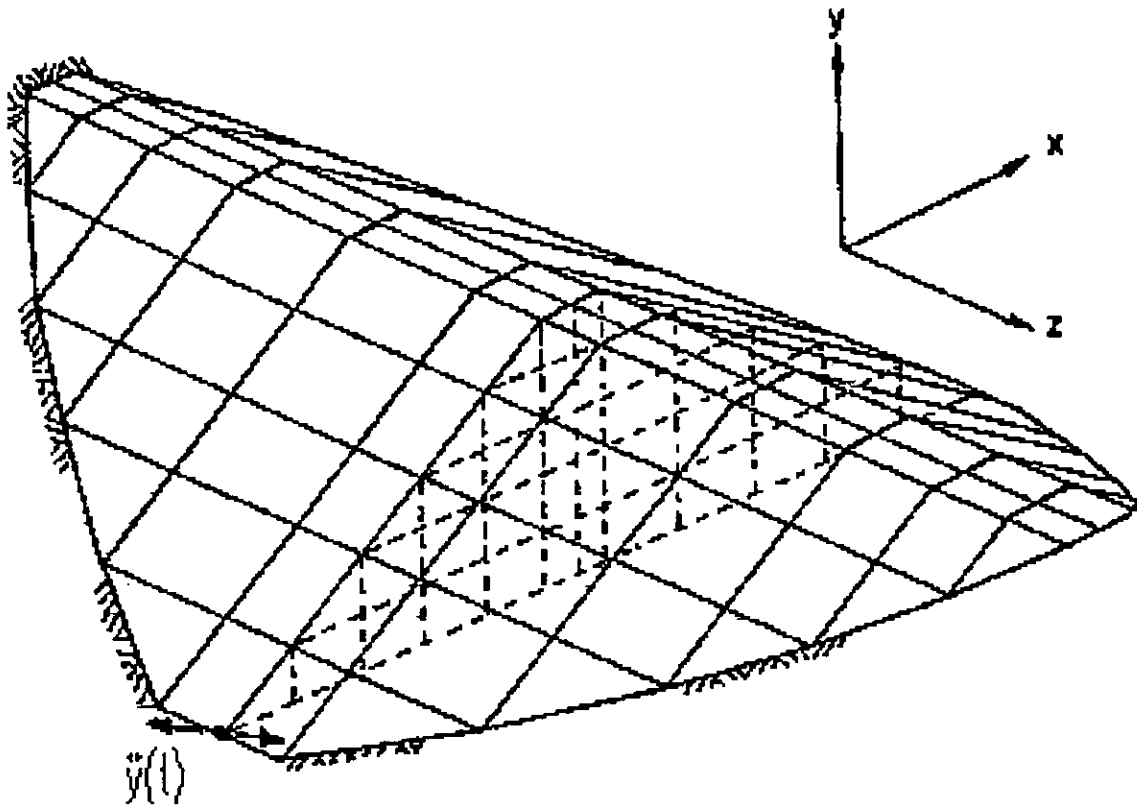


Fig. II.1 Modelo Tridimensional típico de una Presa de Tierra.

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{r\}\ddot{y}(t) \quad (2.1)$$

donde:

$\{u\}$ Vector de desplazamientos relativos a la frontera rígida de los puntos nodales.

$\{u\}$ Vector de aceleraciones en los correspondientes puntos nodales.

$[K]$ Matriz de rigideces compleja.

$[M]$ Matriz de masas

$y(t)$ Aceleración de la excitación en la frontera rígida.

$\{r\}$ Vector de carga que determina la dirección en que se aplica la excitación.

El vector de carga $\{r\}$ está definido por:

$$\{r\} = c_x \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ 1 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} + c_y \begin{Bmatrix} 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ 0 \\ 1 \\ 0 \end{Bmatrix} + c_z \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 1 \\ 0 \\ 0 \\ 1 \\ \cdot \\ \cdot \\ \cdot \\ 0 \\ 0 \\ 1 \end{Bmatrix}$$

donde c_x , c_y y c_z son constantes que determinan la magnitud de las componentes de la excitación en las direcciones x , y , y z respectivamente.

Las matrices globales de masa y rigidez son ensambladas a partir de las matrices de masa y rigidez de cada uno de los elementos del modelo siguiendo procedimientos estándar de elemento finito (Zienkiewicz, 1977 referencia 5). El amortiguamiento viscoso es introducido a través del uso del módulo al cortante complejo en la formación de la matriz de rigidez de cada elemento.

$$G^* = G(1 - 2\beta^2 + 2i\beta\sqrt{1 - \beta^2}) \quad (2.2)$$

donde :

G Módulo al cortante del elemento.

β Fracción del amortiguamiento crítico del elemento.

Por lo que la matriz de rigidez contiene componentes complejos.

II.1.2. El Método de la respuesta compleja.

Para resolver la ecuación de movimiento (2.1) el programa utiliza el método de la respuesta compleja, el cual considera que el sistema es lineal y la excitación periódica, por lo que ésta puede ser expresada como la suma de funciones armónicas o serie de Fourier:

$$\ddot{y}(t) = R_e \sum_{s=0}^{N/2} \ddot{y}_s e^{i\omega_s t} \quad (2.3)$$

donde :

N Es el número de puntos digitalizados de la excitación.

$$\omega_s = \frac{2\pi s}{N\Delta t}$$

Δt El incremento de tiempo en la digitalización.

\ddot{y}_s Amplitudes complejas de Fourier dadas por:

$$\ddot{y}_s = \frac{1}{N} \sum_{K=0}^{N-1} \ddot{y}_K e^{-i\omega_s K \Delta t} \quad \text{para } s = 0, s = N/2$$

$$\ddot{y}_s = \frac{2}{N} \sum_{K=0}^{N-1} \ddot{y}_K e^{-i\omega_s K \Delta t} \quad \text{para } 1 \leq s \leq N/2$$

Las amplitudes complejas de Fourier pueden ser calculadas a través de la Transformada Rápida de Fourier (algoritmo desarrollado por Cooley y Tukey (1965) referencia 15), el cual requiere que el número de puntos digitalizados (N) sea igual a m^2 donde $m = 1, 2, 3, \dots, n$.

Sustituyendo la ec. (2.3) en la ec.(2.1) se tiene lo siguiente :

$$[M]\{\ddot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{r\} R_e \left(\sum_{s=0}^{N/2} \ddot{y}_s e^{i\omega_s t} \right) \quad (2.4)$$

Por lo que la solución de la ec.(2.4) también se puede expresar como sigue :

$$\{u\} = R_e \sum_{s=0}^{N/2} \{u_s\} e^{i\omega_s t} \quad (2.5)$$

Las amplitudes complejas de desplazamiento pueden ser obtenidas sustituyendo la ec.(2.5) en la ec.(2.4) y aplicando el principio de superposición se tiene:

$$([K] - \omega_s^2 [M])\{u_s\} = -[M]\{r\}\ddot{y}_s \quad (2.6)$$

La ecuación anterior representa un sistema de ecuaciones lineales algebraicas con coeficientes complejos que puede ser resuelto a través de la eliminación gaussiana, pero resolver el sistema para cada una de las frecuencias representaría un gran esfuerzo y utilización de grandes recursos de cómputo. Debido a esto, el sistema es resuelto para unas cuantas frecuencias seleccionadas tales que la respuesta de la presa para frecuencias mayores sea pequeña o no importe su cálculo. Y si además se define $\{u_s\}$ como sigue:

$$\{u_s\} = \{A_s\}\ddot{y}_s \quad (2.7)$$

Al sustituir la ec. (2.7) en la ec.(2.6) se tiene:

$$([K] - \omega_s^2 [M])\{A_s\} = -[M]\{r\} \quad (2.8)$$

La ec.(2.8) es utilizada para resolver el sistema para un número limitado de frecuencias y mediante un método de interpolación se obtienen los valores intermedios de $\{A_s\}$, para después calcular los desplazamientos complejos $\{u_s\}$ con la ec.(2.7).

II.1.3. Interpolación en el Dominio de la frecuencia.

El método para interpolar los valores de la función de amplificación $\{A_s\}$ fue desarrollado por Tajirian(1981) y se realiza a través de la función de transferencia de dos grados de libertad, cuya forma es la siguiente:

$$A(\omega) = \frac{C_1\omega^4 + C_2\omega^2 + C_3}{\omega^4 + C_4\omega^2 + C_5} \quad (2.9)$$

donde :

ω Frecuencia angular.
 C_1, C_2, C_3, C_4, C_5 Constantes complejas.

El método necesita conocer de antemano cinco valores de la función de amplificación para determinar las cinco constantes que definen la función de

transferencia y una vez definidos estos valores, es posible calcular los valores intermedios de $\{A_s\}$.

Las velocidades, aceleraciones y deformaciones pueden ser directamente calculados en el dominio de la frecuencia y después transformarse al dominio del tiempo, mientras los desplazamientos de la presa pueden ser calculados con las ecuaciones (2.5) y (2.7).

II.1.4. El método Lineal Equivalente.

Para tomar en cuenta la no linealidad del comportamiento de las materiales que conforman la presa, Seed (1966) propuso el método lineal equivalente que toma en cuenta este aspecto y que se integra en el programa.

De acuerdo con este método la no linealidad de los materiales de la estructura pueden ser aproximados a través de un análisis lineal, para el cual la rigidez y amortiguamiento son compatibles con las deformaciones inducidas en cada punto del sistema.

Del laboratorio se obtienen curvas que muestran la variación del módulo al cortante y amortiguamiento con respecto a diferentes niveles de deformación. Y partiendo de un asignación inicial de módulo al cortante y amortiguamiento para cada uno de los elementos y se calcula la deformación. Con este valor se calcula el nuevo valor de módulo al cortante y amortiguamiento y se compara con el valor anteriormente utilizado, para cada uno de los elementos y si la diferencia esta dentro de la tolerancia la última solución se considera la correcta.

El siguiente procedimiento es utilizado por el programa para obtener la solución no lineal :

1. Lee los valores iniciales de módulo y amortiguamiento de cada elemento.
2. Resuelve la ecuación (2.1)
3. Calcula las deformaciones para cada elemento.
4. Calcula la deformación efectiva al cortante (γ).
5. Determina las nuevas propiedades usando las relaciones módulo al cortante, amortiguamiento y deformación al cortante.
6. Repite los pasos del número 2 al 5 hasta que existe compatibilidad entre las propiedades y la deformación efectiva al cortante.

II.1.5. Deformación efectiva al cortante.

La deformación efectiva al cortante se define como :

$$\gamma_{eff} = 0.65 * \max_t |\gamma_{max}| \quad (2.10)$$

donde :

$\max_t |\gamma_{max}|$ Es la máxima deformación al cortante durante todo el sismo.

Es decir el nivel de deformación inducido por el sismo esta en función de la deformación máxima y el factor de 0.65 es un valor empírico que toma en cuenta la variación del nivel de deformación a lo largo de la duración del sismo.

Para evaluar la máxima deformación al cortante durante todo el sismo el programa cuenta con dos alternativas :

En la primera alternativa el programa obtiene las máximas y mínimas deformaciones principales para cada punto del sismo digitalizado a partir de la solución de la siguiente ecuación .

$$\begin{vmatrix} \epsilon_{xx} - \epsilon & \epsilon_{xy} & \epsilon_{xz} \\ \epsilon_{yx} & \epsilon_{yy} - \epsilon & \epsilon_{yz} \\ \epsilon_{zx} & \epsilon_{zy} & \epsilon_{zz} - \epsilon \end{vmatrix} = 0 \quad (2.11)$$

Una vez que han sido determinados las deformaciones principales durante todo el sismo, se localiza el pico máximo de la deformación máxima al cortante.

La segunda alternativa consiste en estimar la máxima deformación al cortante durante el sismo a partir de la raíz media cuadrada (RMS) de la máxima deformación al cortante como sigue :

$$\max_t |\gamma_{max}| \approx c * RMS(\gamma_{max}) \quad (2.12)$$

donde :

C es una constante dada por :

$$C = \frac{\max_t |\ddot{y}|}{RMS(\ddot{y})} \quad (2.13)$$

La raíz media cuadrada (RMS) de los valores de γ_{max} y \ddot{y} puede ser evaluada a través de la identidad de Parseval, la cual para una función arbitraria f(t) esta definida por :

$$RMS^2(f) = \frac{1}{2} \sum_{s=0}^{N/2} |F_s|^2 \quad (2.14)$$

donde F_s son las amplitudes complejas de Fourier de la función $f(t)$ definida de la siguiente manera :

$$f(t) = R_E \sum_{s=0}^{N/2} F_s e^{i\omega_s t} \quad (2.15)$$

La conveniencia de esta segunda alternativa es la rapidez con que se pueden realizar los cálculos .

II.2 Operación del programa TLUSH.

El programa TLUSH tiene la opción de ser utilizado en tres modos cuyas características de cada uno serán mencionadas a continuación, pero cuya principal finalidad es la de ahorrar tiempo al almacenar datos de los cálculos realizados para ser nuevamente utilizados posteriormente y no repetir los cálculos de mayor consumo de tiempo en el programa.

II.2.1. Operación en el Modo 1.

Cuando se especifica este modo todos los datos de geometría, propiedades y tarjetas de control de los datos de salida son especificados en el archivo de datos. El programa resuelve la ecuación de movimiento para un número indicado de iteraciones, usando las propiedades compatibles con las deformaciones calculadas en la iteración anterior para generar los datos de salida. En este modo se puede guardar en los archivos TAPE1 y TAPE2 todos los resultados de la solución del caso y además guardar el archivo TAPE5 las matrices de masas de los elementos, así como, la matriz de rigideces y el vector de carga, que más tarde los datos pueden ser recuperados por el Modo 2 y el Modo 3 para evitar la repetición de cálculos.

II.2.1. Operación en el Modo 2.

El modo 2 o modo de iteraciones, permite realizar iteraciones adicionales a las que se realizaron en el modo 1. Generalmente es conveniente realizar las iteraciones de cada caso, una por una con la finalidad de monitorear la convergencia de las deformaciones con las nuevas propiedades calculadas de iteraciones anteriores y a través de este modo se puede recuperar los resultados de la iteración anterior y por lo tanto disminuir el tiempo de proceso. En este modo el contenido del archivo TAPE1 es copiado dentro del archivo TAPE2 en caso de que los resultados de TAPE1 puedan ser necesitados más tarde mientras que en TAPE1 se guardan los resultados de la iteración realizada con la

posibilidad de ser utilizados para otra iteración. En este modo también es posible genera cualesquiera datos de salida que sean necesarios.

II.2.1. Operación en el Modo 3.

El objetivo principal de este modo es tener la posibilidad de obtener información adicional de salida de cualesquiera de los casos corridos, como pueden ser espectros de respuesta, de Fourier, acelerogramas, etc de nuevos puntos nodales o la historia de esfuerzos de otros elementos de los que no se han obtenido, sin tener que repetir el caso y por lo tanto los cálculos. El modo 3 utiliza la información guardada en el archivo TAPE1 para cumplir su objetivo sin alterarla.

III. ANALÍISIS SÍSMICO.

III.1 Sísmicidad en la zona de la presa "El Guineo".

La sísmicidad de una zona se refiere a la frecuencia y la magnitud de los eventos sísmicos que ocurren en ella. El estudio de la actividad sísmica en nuestro país inició con la instalación de la red sismológica mexicana en el año de 1910, desde entonces hasta nuestros días se ha mantenido una observación continua de los eventos sísmicos ocurridos en el territorio mexicano. En la siguiente figura se muestra los terremotos ocurridos en México desde la instalación de la red sismológica .

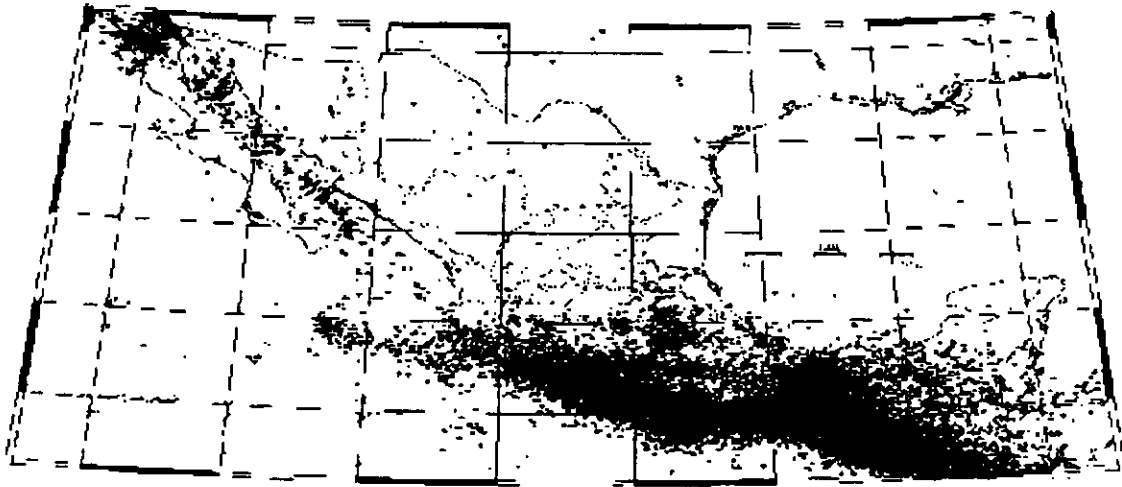


Fig. III.1 Localización de sismos ocurridos en México desde inicios de siglo

De esta continua medición de la actividad sísmica se ha observado que las zonas de mayor actividad sísmica se concentran en la costa occidental del país donde interactúan la placa Cocos, la placa Norteamericana y la placa del Caribe, en concordancia con la teoría de Tectónica de placas.

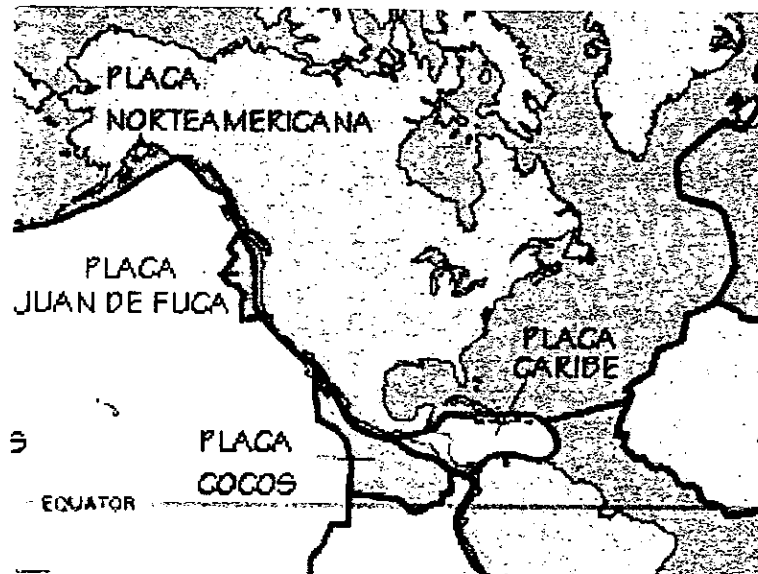


Fig. III.2 Placas Tectónicas involucradas en la actividad sísmica de México.

El contacto de estas placas y la interacción entre ellas tiene como resultado un bajo topográfico conocido como trinchera. El movimiento relativo existente entre ellas y que origina a la trinchera, se conoce como subducción y sucede cuando una de las placas se encima sobre la otra.

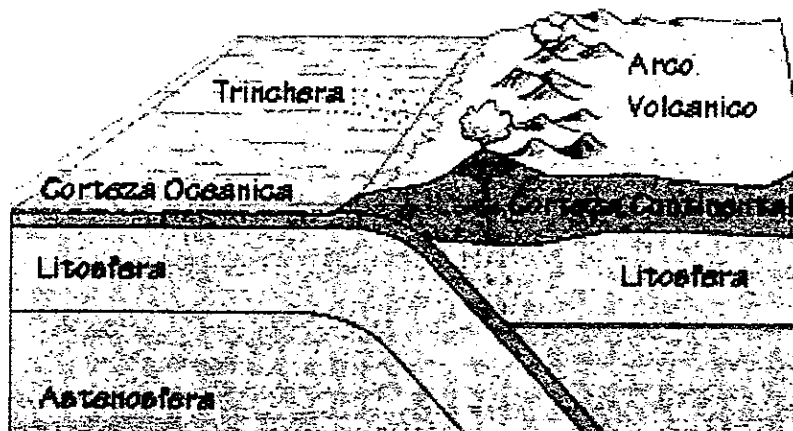


Fig. III.3 Mecanismo de subducción en la costa occidental del territorio Mexicano.

Con fines de diseño sísmico el territorio mexicano ha sido dividido en cuatro zonas sísmicas. Para realizar esta división se utilizaron los catálogos de sismos de la República Mexicana desde inicios de siglo, así como registros históricos de sismos de gran magnitud. Cada una de estas zonas es reflejo de la actividad sísmica y la máxima aceleración de suelo a esperar durante un siglo. La zona A, es una zona donde no se tienen registros históricos de sismo o no se han reportado sismos en los últimos 80 años y no se esperan aceleraciones del suelo mayores a un 10 % de la aceleración de la gravedad a causa de temblores. La zona D es una zona donde se han reportado los grandes sismos históricos y la ocurrencia de sismos es sumamente frecuente. Las aceleraciones del suelo en esta zona pueden sobrepasar

el 70 % de la aceleración de la gravedad. Las zonas B y C son zonas intermedias, donde se registran sismos no de una manera frecuente o las aceleraciones del suelo son altas pero no sobrepasan el 70% de la aceleración de la gravedad.

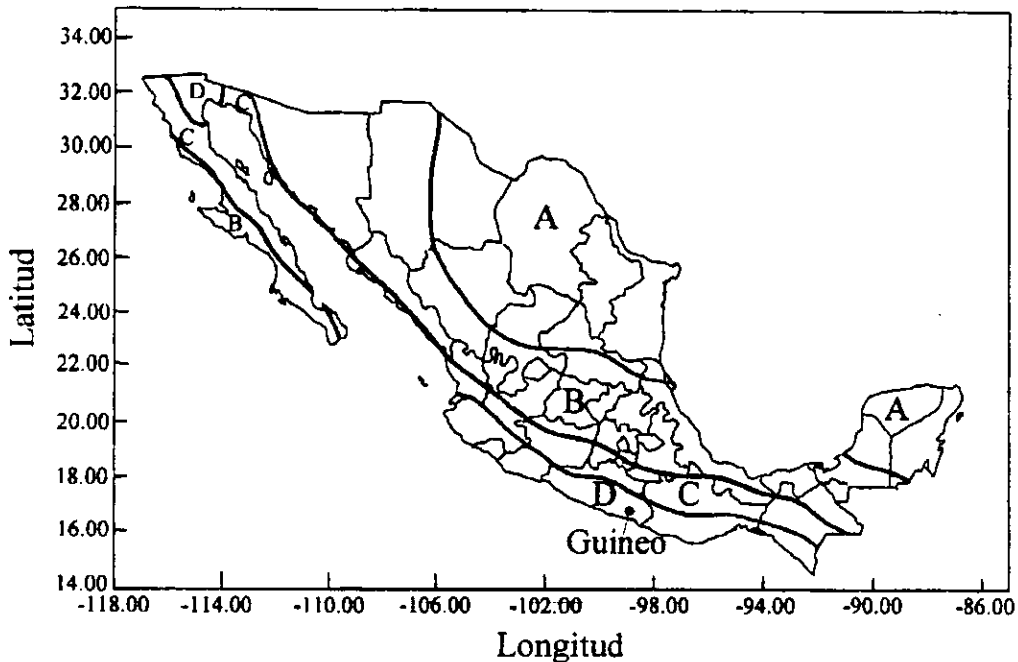


Fig. III.4 Zonificación sísmica de la República Mexicana y localización de la presa "El Guineo".

La presa se localiza en la zona de mayor actividad sísmica (zona D), por lo cual el análisis de seguridad sísmica y el seguimiento del comportamiento ante estos fenómenos son de importancia. Antes de la construcción de la presa, se han presentado sismos de intensidad fuerte y epicentro en Guerrero como han sido los que se presentaron en los años de 1943 de 7.4 grados en la escala Richter, en 1957 con una magnitud de 7.8 grados y en 1979 de 7.4 grados. La instrumentación realizada en la presa El Guineo ha permitido la obtención de numerosos acelerogramas, y entre ellos los ocurridos el 15 de junio de 1999 (M=6.7) con epicentro en Puebla y el 30 de septiembre de 1999 (M=7.4) con epicentro en Oaxaca. El registro de estos acelerogramas permitió la modelación de las propiedades de los enrocamientos de la presa y que se presenta en este trabajo.

III.1 Características Geotécnicas de la presa "El Guineo".

III.2.1 Sondeos Inalterados.

La realización de sondeos inalterados tuvo como finalidad la caracterización geotécnica del corazón impermeable de la presa. Se realizaron cuatro sondeos para obtener muestras inalteradas que se utilizarían para la obtención de las propiedades dinámicas del corazón impermeable.

Tabla III.1 Sondeos realizados.

Sondeo Inalterado	Profundidad (m)	Diámetro de la muestra (pulg.)
SI-1	26.10	4
SI-2	40.70	4
SI-3	51.00	4
SI-4	33.35	2

Los cuatro sondeos fueron realizados en seco, es decir, sin fluido estabilizador de la perforación para evitar el fracturamiento hidráulico del núcleo impermeable de la presa, a través del hincado de un ademe helicoidal (auger) de 6 pulgadas de diámetro muestreando con tubo Shelby dentado a cada medio metro. Cuando se detectaron suelos granulares se usó un ademe NW de 10 pulgadas de diámetro exterior. El muestreo se realizó a cada 3.00 m de avance.

El SI-1 (sondeo inalterado 1) se realizó hasta una profundidad de 26.10 m, encontrando materiales finos mezclados con arena, gravilla y grava en pequeñas proporciones hasta una profundidad de 5.60 m, a partir de esta profundidad hasta los 13.10 m se encontró suelo fino de color café en varias tonalidades y entre los 13.10 m y 26.10 m de profundidad se encontraron principalmente materiales granulares con finos en cantidad moderada. En este sondeo se detectó agua a una profundidad de 20.95 m cuyo nivel se estabilizó a los 18.25 m de profundidad. El sondeo fue interrumpido debido a caídos que obturaron el fondo del barreno.

En el SI-2 se encontraron suelos finos intercalados con arenas, gravillas, gravas y boleos a lo largo de toda la profundidad explorada de 40.70 m. El agua se detectó a los 22.70 m y su nivel se estabilizó a los 18.50 m.

El SI-3 llegó hasta una profundidad máxima de 51.00 m, en el cual se detectaron suelos finos con cantidades importantes de arena y en algunas ocasiones gravillas y gravas. El agua fue detectada a los 28.8 m estabilizándose a los 21.0 m.

Para el SI-4 se encontró suelos finos con presencia esporádica de arenas y no se reportó la presencia de agua en este barreno. La profundidad alcanzada por este sondeo fue de 33.55 m.

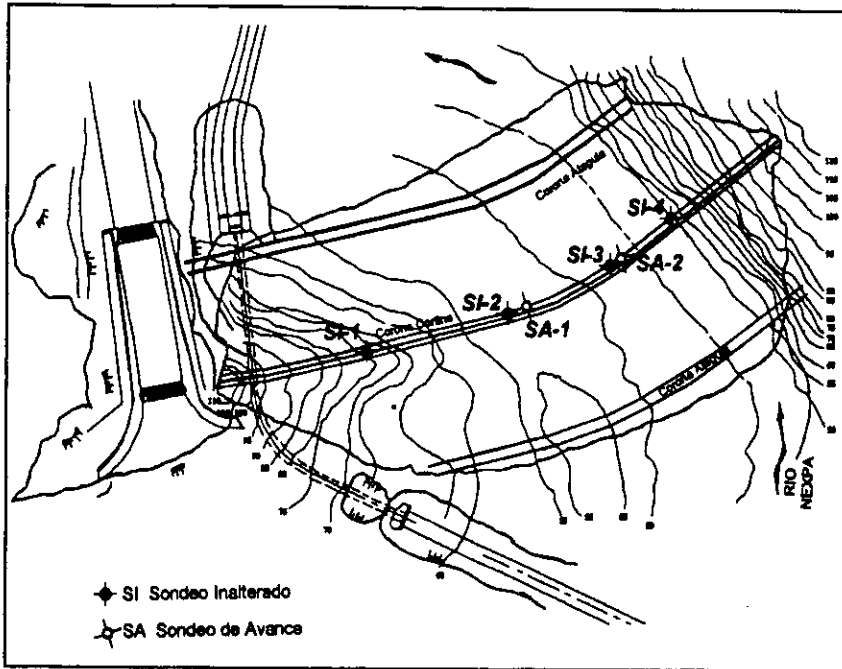


Fig. III.5 Localización de sondeos inalterados y de avance para ensayos de cono sísmico.

III.2.2 Ensayes de cono sísmico.

El cono sísmico es un dispositivo desarrollado en el Instituto de Ingeniería específicamente para medir velocidades de propagación de ondas de corte en suelos arcillosos blandos y se ha utilizado exitosamente en sitios de la zona lacustre de la Ciudad de México y sus alrededores. La utilización del cono sísmico en la presa el Guineo tuvo dos objetivos, determinar las velocidades de propagación del corazón impermeable y probar el equipo en materiales compactos de alta rigidez, ensayos que resultaron satisfactorios realizando unas adecuaciones al procedimiento de la prueba.

La prueba de cono sísmico se basa en el mismo principio que un ensaye geofísico tipo "pozo abajo" (down-hole). Para determinar las velocidades de propagación de las ondas de cortante dentro del terreno, se generan ondas transversales en la superficie. Las ondas generadas en la superficie viajan dentro del medio explorado y se registran con dispositivos especiales para medir las oscilaciones inducidas, normalmente geófonos o acelerógrafos. Registrando las oscilaciones en la vecindad inmediata de la fuente de generación, se determina el tiempo que tarda en viajar las ondas desde la superficie hasta el punto de medición. Conocidos los tiempos de arribo entre dos profundidades cualesquiera, la velocidad de onda (V_s) se obtiene con la siguiente expresión:

$$V_{sji} = \frac{t_j - t_i}{h_{ji}} \quad (3.1)$$

donde :

V_{sji} es la velocidad de propagación.

t_j y t_i son los tiempos de arribo a dos profundidades cualesquiera, siendo t_i mayor
 h_{ji} es la distancia entre ellas.

El equipo empleado en los ensayos consta de un sistema de registro, de un sistema de acondicionamiento de señales y de un sistema de adquisición de datos. El sistema de registro consta de dos sensores de tipo acelerográfico para el registro de vibraciones, instalados dentro de una barra hueca cuya punta es cónica. Los sensores utilizados se orientan ortogonalmente y registran las oscilaciones de un plano horizontal. Cuando las ondas generadas llegan a la pared del tubo que contiene a los sensores, estos vibran y las vibraciones inducidas producen un cambio de voltaje que, antes de ser enviada a la superficie a través de un cable, pasa por un circuito amplificador. El sistema de acondicionamiento de señales está colocado en la superficie y permite amplificar nuevamente las señales y si es necesario filtrarlas para eliminar vibraciones espurias. El sistema de adquisición de datos convierte los voltajes recibidos (señales analógicas), en señales digitales que posteriormente se almacenan en una computadora portátil. Las señales digitalizadas se pueden observar en la pantalla de la computadora mediante un programa que emula algunas funciones de un osciloscopio. Las señales almacenadas se procesan posteriormente para obtener los tiempos de arribo de las ondas generadas y los valores de su velocidad de propagación.

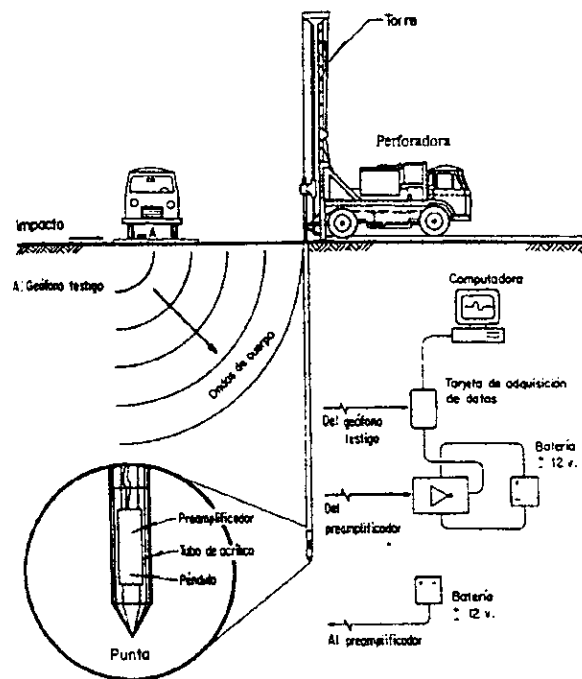


FIG.III.6. Esquema simplificado de la prueba de cono sísmico.

Para la realización de las pruebas de cono sísmico, se realizaron dos sondeos de avance (SA-1 y SA-2) en sitios cercanos a los sondeos SI-2 y SI-3 a profundidades de 15.0 y 45.0 m respectivamente.

El cono sísmico empleado en estos ensayos penetra dentro del terreno en la misma forma que un cono eléctrico convencional. La penetración se detiene a intervalos prefijados para efectuar mediciones de propagación de ondas sísmicas. Cuando se efectúa una prueba de cono sísmico en un material blando, la punta cónica que contiene a los sensores se hincó dentro del terreno hasta alcanzar la profundidad donde se desea determinar el tiempo de arribo de las ondas generadas en la superficie. La punta cónica está ligada a estas barras de perforación a través de las cuales ejerce la presión necesaria para lograr el hincado. Normalmente el diámetro de las barras es de 36 mm, es decir, son de diámetro igual al del tubo donde se alojan los sensores. En el caso de materiales duros como los suelos compactados del corazón impermeable de la presa El Guineo, no es posible, en general, lograr el hincado del cono más allá de unos cuantos metros de profundidad en la forma convencional. Para llevar a cabo las pruebas de cono sísmico en El Guineo, se decidió emplear un procedimiento diferente.

Se hizo una perforación previa de sólo 37 mm de diámetro y después se hincó el cono de 63 mm de diámetro. Como las barras de perforación también tienen este último diámetro, la única parte del dispositivo que fricciona contra las paredes del barreno es la que contiene a los sensores y que tiene aproximadamente 40 cm de longitud, lo que facilita el hincado del cono en materiales de alta rigidez y a profundidades relativamente grandes. Sin embargo al quedar el resto de la longitud de las barras de perforación sin apoyo lateral, las señales que se registraron durante los ensayos se vieron afectadas por la presencia de vibraciones espurias que se transmiten a través de las barras de perforación y que no fue posible su eliminación a través de los filtros disponibles.

Los resultados obtenidos se muestran en las figuras III.25 y III.26 junto con los resultados de laboratorio de los sondeos inalterados SI-2 y SI-3.

En los dos ensayos de cono realizados se observa que entre los 3 y 5.5 m de profundidad se presentan altas velocidades de propagación, que relacionando con los resultados de los sondeos inalterados SI-2 y SI-3 por la proximidad existente con los ensayos de cono sísmico, se observa que en esta zona existe una mayor consolidación del material presentándose relaciones de vacíos de 0.4 (de los valores más bajos obtenidos en los tres sondeos) y pesos volumétricos altos (2.2 t/m^3). Esto podría indicar que a estas profundidades han ocurrido asentamientos importantes que no se pueden adjudicar al peso que le sobreyace sino al comportamiento mismo de la presa ante eventos sísmicos.

III.2.3. Sondeos Geofísicos.

Con el objetivo de precisar las velocidades de propagación de las ondas "P" y "S" en el cuerpo de la presa, el Instituto de Ingeniería realizó estudios de refracción sísmica sobre el eje de la corona de la presa, sobre el eje de la ataguía aguas abajo y sobre los taludes aguas abajo y aguas arriba. Con la utilización de las relaciones derivadas de la

propagación de ondas en medios continuos se obtuvieron los parámetros dinámicos de los materiales componentes de la presa, necesarios para la modelación dinámica a través de elemento finito.

Los trabajos consistieron en la realización de Tendidos de Refracción Sísmica (TRS), cuya ubicación se puede observar en la figura III.7

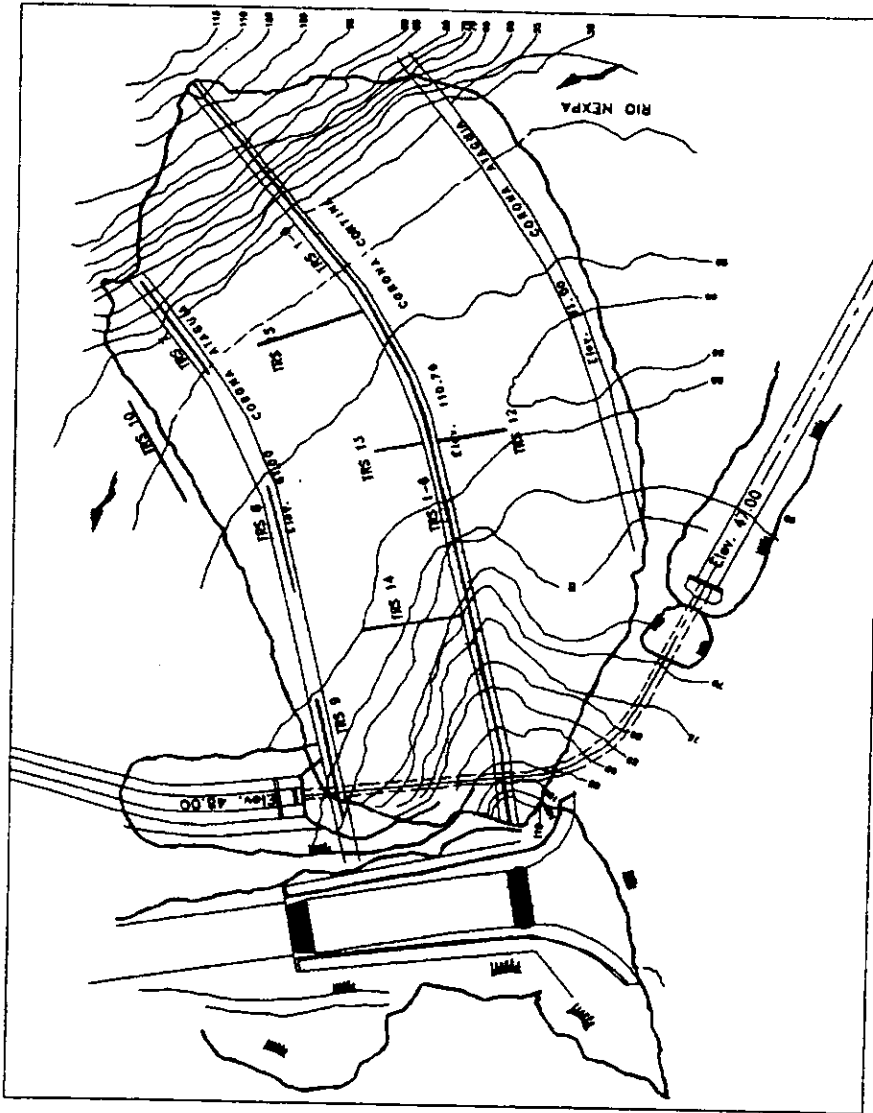


FIG.III.7. Localización de tendidos de refracción sísmica (TRS)

Los primeros seis tendidos se localizaron sobre el eje de la corona con una longitud de 100 m cada uno, estos tendidos tuvieron como objetivo caracterizar los parámetros dinámicos de los materiales arcillosos que conforman el corazón impermeable de la cortina hasta profundidades de 35 m.

Otros tres tendidos se ubicaron en la corona de la Ataguía de aguas abajo, con una longitud de 100 m cada uno, con el fin de caracterizar el estado de los materiales que la conforman hasta una profundidad de 35 m.

Para estudiar las características de los enrocamientos que forman los taludes del cuerpo de la presa, se realizaron 3 tendidos perpendiculares al eje de la corona, uno localizado en el paramento aguas arriba con una longitud de 50 m y los otros dos en el paramento aguas abajo.

Finalmente el último lugar de estudio fue sobre el cauce del Río Nexpa aguas abajo.

Cada TRS constó de 11 geófonos sismodetectores, que se colocaron en línea recta conservando el mismo intervalo entre ellos con objeto de recibir los frentes de ondas generados a partir de los impactos de martillo en los sitios denominados puntos de tiro (PT), los cuales se encuentran alineados a ellos de la siguiente forma: dos situados en los extremos del tendido a distancia variable del geófono más cercano y uno intermedio ubicado entre los geófonos 6 y 7.

Los sismogramas se grabaron digitalmente, para su posterior análisis a través de una computadora portátil.

Para cada tendido se construyeron curvas tiempo-distancia o dromocrónicas. A partir de estas gráficas se determinaron los espesores y velocidades de propagación de los diferentes estratos presentes, mediante el inverso de la pendiente de la recta ajustada por mínimos cuadrados que representa la tendencia de los puntos involucrados en cada segmento de la dromocrónica.

Considerando la teoría de propagación de ondas en medios continuos, la cual establece que los parámetros dinámicos son función de las velocidades de propagación de las ondas sísmicas longitudinal (V_p) y transversal (V_s) que se propagan a través del material, se calcularon los parámetros dinámicos. Las relaciones utilizadas son las siguientes.

$$\nu = \frac{0.5 \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1}{\left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 - 1} \quad (3.2)$$

$$G = \rho V_s^2 \quad (3.3)$$

$$E = 2\rho V_s^2(1 + \nu) \quad (3.4)$$

donde

ν es la relación de Poisson

G es el módulo al cortante

V_p es la velocidad de la onda sísmica P

V_s es la velocidad de la onda sísmica S

ρ es la densidad del material

Conociendo el procedimiento constructivo utilizado en la presa se asociaron las velocidades de onda (V_p y V_s) y los parámetros dinámicos calculados para los materiales empleados en la construcción de la presa.

A continuación se presenta los resultados obtenidos para cada zona de estudio.

Zona de estudio "Eje de la Cortina"

De 0.5 a 3.5 m la velocidad de onda P promedio fue de 511 m/s y la velocidad de la onda S promedio fue 91 m/s, de acuerdo a sus características constituye la cobertura areno arcillosa poco compacta. Subyacente a este material, a una profundidad entre 11 a 21 m, las velocidades de propagación V_p y V_s promedio fueron 772 y 275 m/s respectivamente; valores que corresponden con los de una arcilla compacta.

A mayor profundidad coincidiendo con la mayor compactación existente de la arcilla debido a las características del procedimiento constructivo y que este material soporta mayor peso por encima de él, las velocidades de propagación de onda P y S alcanzaron los 1223 m/s y 414 m/s respectivamente. Finalmente en el apoyo de la presa se detectó Granodiorita de regular calidad con velocidades de propagación para las ondas P de 1770 m/s y para las ondas S de 535 m/s.

Tabla III.2 Zona de estudio "Eje de Cortina"

Material o Litología	V_p (m/s)	V_s (m/s)	ν	G (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
Cobertura Areno-arcillosa	511	91	0.48	118	349
Arcilla compacta	772	275	0.43	1079	3086
Arcilla muy Compacta	1223	414	0.43	2446	6995
Granodiorita de regular Calidad	1770	726	0.39	11820	32860

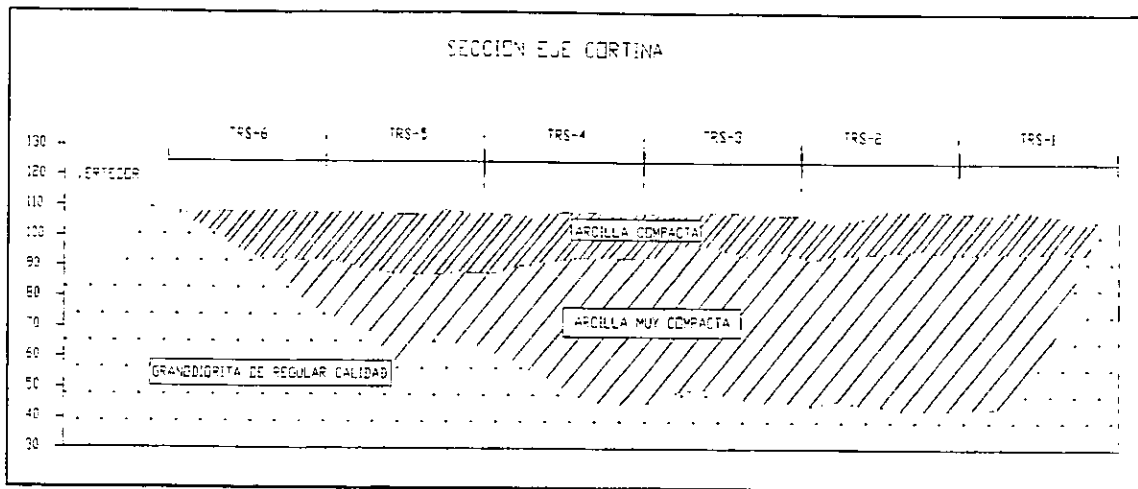


Fig. III.8 Prospección geofísica del eje de la cortina.

Zona de estudio "Ataguías aguas abajo"

En las ataguías de agua abajo superficialmente se detectaron materiales con espesor entre 0 y 2.5 m con velocidades de propagación bajas en el intervalo de 437 m/s a 618 m/s para las ondas P y de 88 a 159 m/s para las ondas S, velocidades que indican una baja compactación o nula por lo que se pueden clasificar como suelos o materiales de cobertura.

Subyacente a estos materiales se encuentra ampliamente el enrocamiento semicomacto con un espesor promedio de 11 m y con velocidades de propagación de 750 a 818 m/s para las ondas P y de 306 a 340 m/s para las ondas S.

Después de este material se encuentra un enrocamiento empacado en una matriz arenosa, con un espesor máximo de 11 m y velocidades de propagación V_P y V_S promedio de 972 m/s y 396 m/s esto para la margen izquierda, mientras para la margen derecha se detectó Granodiorita decomprimida de baja calidad con un espesor máximo también de 11 m con velocidad de propagación de la onda P igual a 787 m/s y una velocidad de propagación para la onda S igual de 301 m/s.

Finalmente subyaciendo a los materiales anteriores existe Granodiorita decomprimida de regular calidad con velocidades de 1250 a 1756 m/s para las ondas P y 581 a 733 m/s para las ondas S.

Tabla III.3 Zona de estudio " Ataguías aguas abajo (Margen Derecha, tramo en roca) TRS7 "

Material o Litología	V _P (m/s)	V _S (m/s)	ν	G (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
Suelos y coberturas	437	130	0.45	275	800
Granodiorita decomprimida de baja calidad	787	301	0.41	1939	5469
Granodiorita decomprimida de regular calidad	1756	726	0.39	11820	32860

Tabla III.4 Zona de estudio " Ataguías aguas abajo (Margen Derecha, tramo en Ataguía) TRS7 "

Material o Litología	V _P (m/s)	V _S (m/s)	ν	G (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
Suelos y coberturas	592	88	0.49	126	376
Material de enrocamiento semicompacto	818	306	0.42	2004	5692
Granodiorita decomprimida de regular calidad	1250	581	0.36	7570	20590

Tabla III.5 Zona de estudio " Ataguías aguas abajo (Centro de la Ataguía) TRS8 "

Material o Litología	V _P (m/s)	V _S (m/s)	ν	G (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
Suelos y coberturas	618	159	0.46	412	1204
Material de enrocamiento semicompacto	750	340	0.37	2474	6780
Granodiorita decomprimida de regular calidad	1639	733	0.37	12049	33015

Tabla III.6 Zona de estudio " Ataguías aguas abajo (Margen Izquierda) TRS9 "

Material o Litología	V _P (m/s)	V _S (m/s)	ν	G (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
Enrocamiento semicompacto	782	139	0.48	413	1224
Enrocamiento empacado en matriz arenosa	972	396	0.40	3516	9847
Granodiorita decomprimida de regular calidad	1622	803	0.34	14460	38754

Zona de estudio " Centro del Paramento aguas arriba TRS 12 "

Superficialmente con una profundidad variable entre 0 y 1.5 m se encuentra enrocamiento suelto con velocidades de onda de 405 m/s para las ondas P y de 35 m/s para las ondas S.

Por debajo de este material se encuentra un enrocamiento semicompacto con una V_p igual a 579 m/s y una V_s de 206 m/s. A mayor profundidad el Tendido no registró las velocidades, pero sin cometer un gran error se puede suponer un enrocamiento empacado en una matriz areno-arcillosa con velocidades de propagación para las ondas P mayores de lo 1000 m/s.

Tabla III.7 Zona de estudio " Centro del Paramento aguas arriba TRS 12 "

Material o Litología	V _P (m/s)	V _S (m/s)	ν	G (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
Enrocamiento en estado suelto	405	35	0.49	25	74
Enrocamiento semicompacto	579	206	0.42	908	2579
Enrocamiento empacado en matriz areno arcillosa	>1000	—	—	—	—

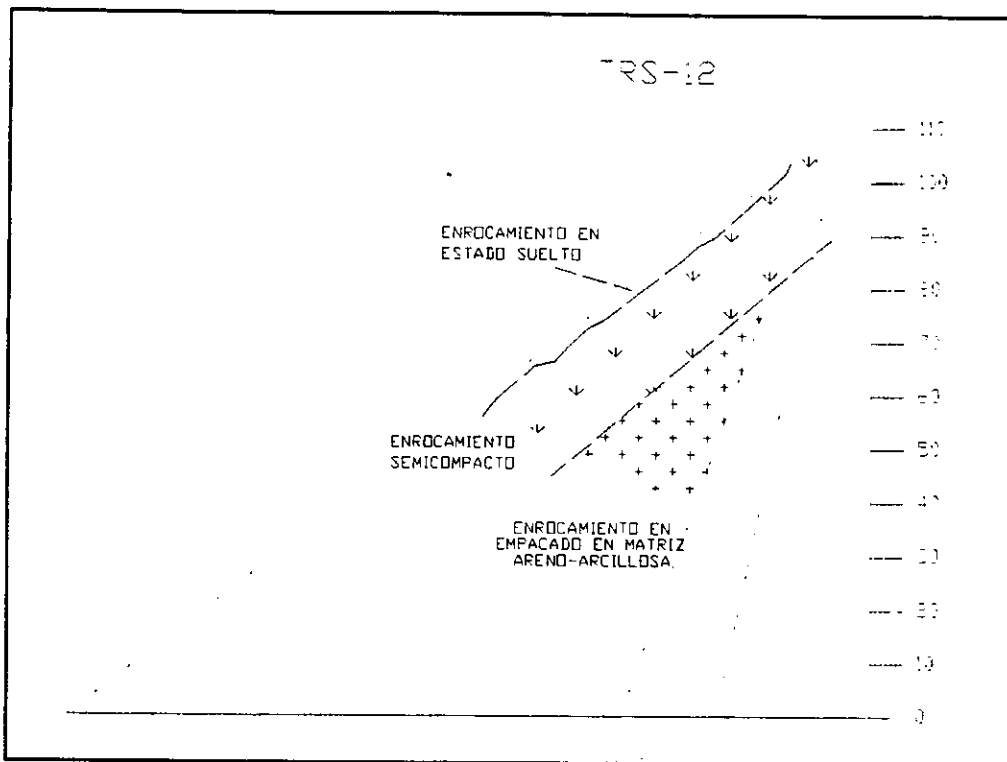


Fig. III.9. Tendido de refracción sísmica No. 12

Zona de estudio " Centro del Paramento aguas abajo TRS 13"

Esta sección se encuentra alineada a la TRS 12 y cuyo estrato superficial con profundidades de 6 y 8 m, está formado por un enrocamiento semicompacto con velocidades de 511 m/s para las ondas P y de 144 m/s para las ondas S.

Subyaciéndole se encuentra el enrocamiento empacado en matriz arenosa, con velocidades de propagación de 835 m/s para las ondas P y de 341 m/s para las ondas S, el espesor probable de este estrato es de 15 m, por debajo del cual se espera encontrar enrocamiento empacado en una matriz areno arcillosa, con velocidad de propagación para la onda P mayor a 1000 m/s.

Tabla III.8 Zona de estudio " Centro del Paramento aguas abajo TRS 13 "

Material o Litología	V_P (m/s)	V_S (m/s)	ν	G (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
Enrocamiento semicompacto	511	144	0.45	422	1226
Enrocamiento empacado en matriz arenosa	835	341	0.40	2607	7301
Enrocamiento empacado en matriz areno arcillosa	>1000	no hay registro	—	—	—

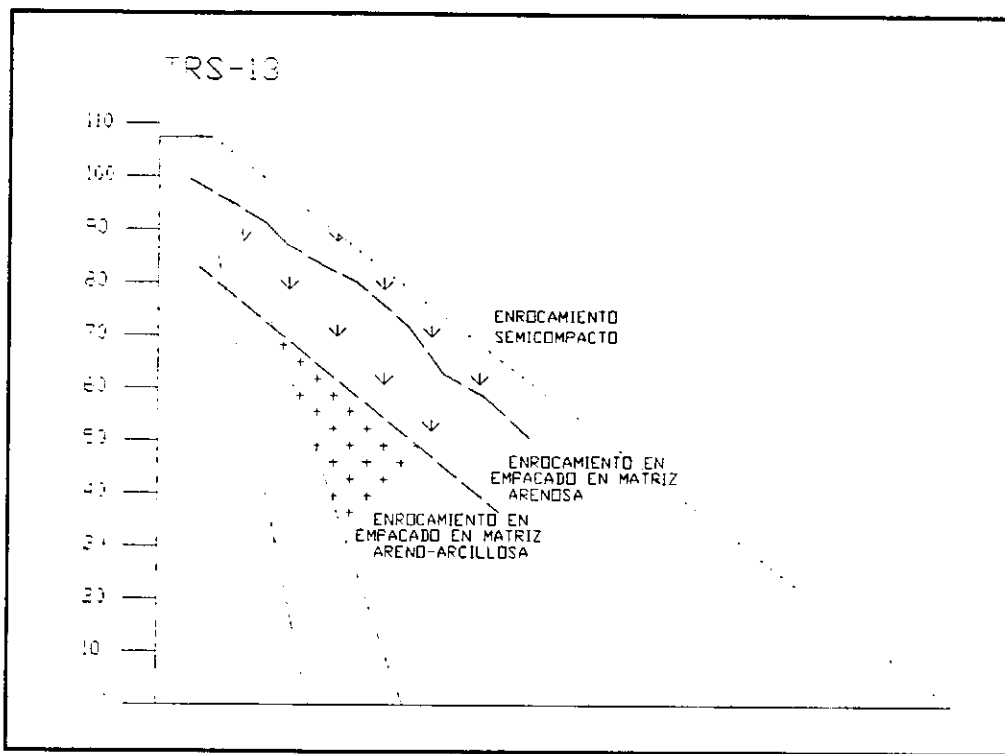


Fig. III.10. Tendido de refracción sísmica No. 13

Zona de estudio " Paramento aguas abajo, Margen Izquierda TRS 14 "

El estrato superficial está formado por enrocamiento suelto con un espesor de 1 a 2 m y con velocidades de 482 m/s y de 83 m/s para las ondas P y ondas S respectivamente. A él le subyace un enrocamiento empacado en matriz arenosa con una velocidad de 1006 m/s para las ondas P y de 371 m/s para las ondas S, el espesor estimado de este estrato se espera oscile alrededor de los 20 m y por debajo de él se encuentre el enrocamiento empacado en matriz areno arcillosa.

En las figuras siguientes se muestran la distribución de los materiales para cada uno de los tendidos de refracción realizados.

Tabla III.9 Zona de estudio " Paramento aguas arriba TRS 14 "

Material o Litología	V_P (m/s)	V_S (m/s)	ν	G (kg/cm ²)	E (kg/cm ²)
Enrocamiento en estado suelto	482	83	0.45	140	407
Enrocamiento semicompacto	1006	371	0.40	3086	8642
Enrocamiento empacado en matriz areno arcillosa	>1000	—	—	—	—

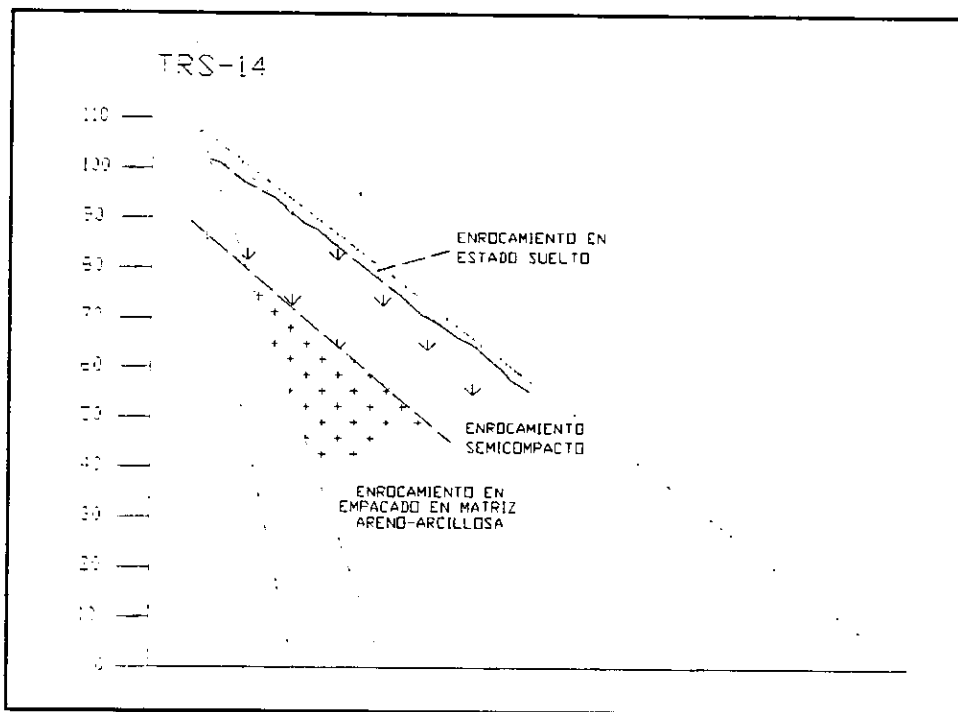


Fig. III.11. Tendido de refracción sísmica No. 14

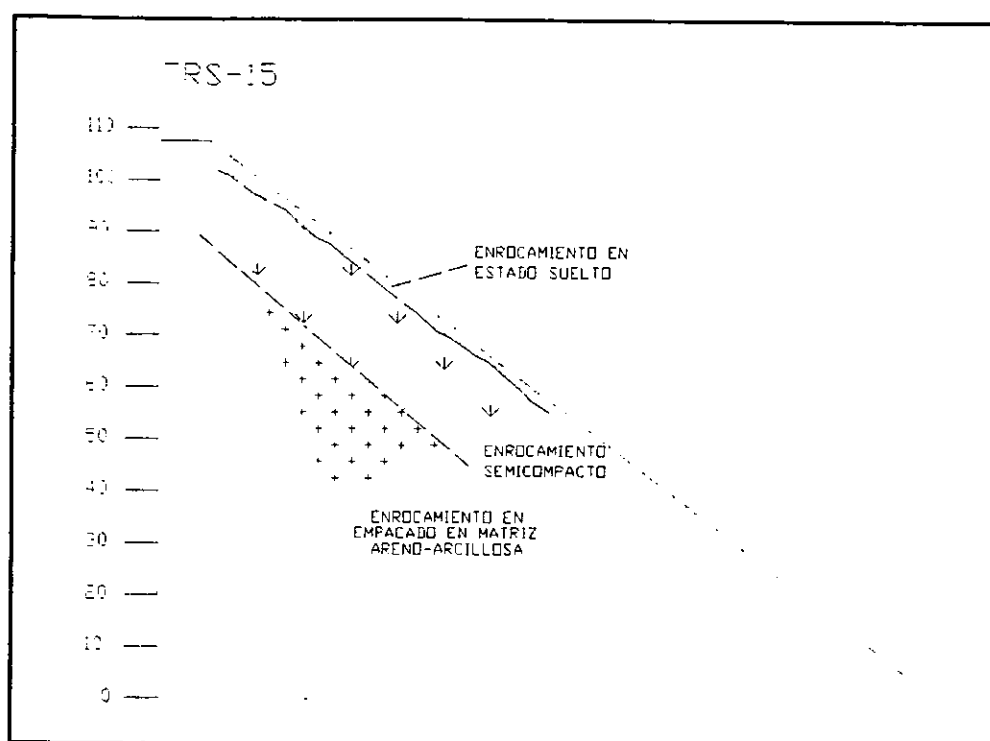


Fig. III.12. Tendido de refracción sísmica No. 15

III.2.4 Resultados de Laboratorio.

El programa de laboratorio constó de seis pruebas estáticas a deformación controlada y 15 dinámicas a carga controlada. En la siguiente tabla se resume el tipo de ensaye y el origen de la muestra utilizada.

Tabla III.11. Ensayes estáticos y dinámicos realizados para cada sondeo inalterado.

Sondeo Inalterado	Estática	Dinámica	Subtotal
SI-1	6	5	11
SI-2	0	5	5
SI-3	0	5	5
Total	6	15	21

En todas las muestras de determinaron las propiedades índice como son: contenido de agua, límite líquido, límite plástico, índice de plasticidad y relación de vacíos; así como sus características geométricas y volumétricas. En las figuras III.24 , III.25 y III.26 se aprecian los perfiles estratigráficos construidos con los resultados obtenidos para cada sondeo inalterado.

Con los resultados de las propiedades índice se clasificaron 22 muestras como arcillas de baja compresibilidad y dados los índices plásticos obtenidos también son de

baja plasticidad (CL), dos muestras se clasificaron como arcillas a limos de baja compresibilidad y baja plasticidad (CL-ML) y sólo como una muestra como arcilla de alta compresibilidad (CH). En la siguiente figura se muestran gráficamente los resultados.

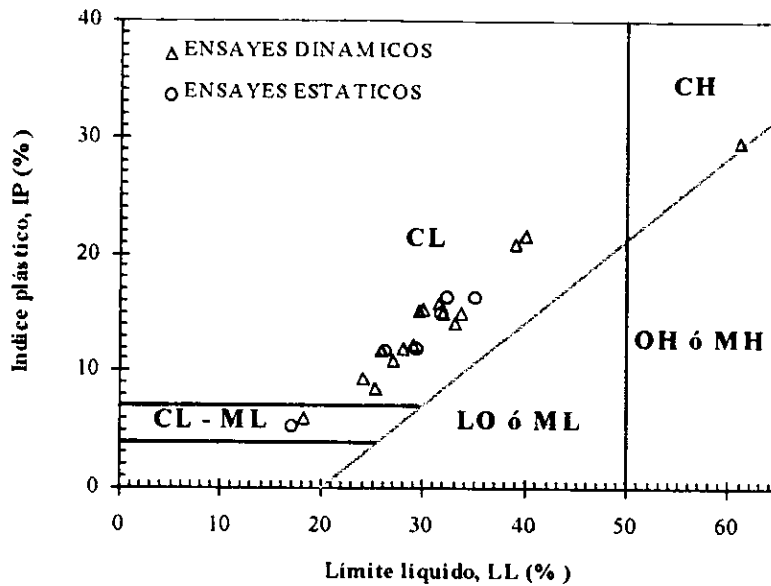


Fig.III.13. Clasificación de las muestras en la carta de plasticidad, según el SUCS.

a) Ensaye Estáticos

Para las seis probetas de ensayos estáticos la velocidad de deformación usada fue de 0.10 mm/s y la duración del ensaye fue de 500s.

Para determinar el esfuerzo vertical se determinó el peso volumétrico promedio resultando el valor de 2.1 t/m^3 y con la profundidad correspondiente de cada probeta se obtuvo el esfuerzo horizontal usando un valor estimado del coeficiente de tierras en reposo, k_0 , de 0.80. El valor calculado como esfuerzo horizontal se utilizó como confinamiento en cada probeta. Las probetas no fueron saturadas para simular el comportamiento de los materiales en sus condiciones naturales.

Las seis probetas ensayadas presentaron alta rigidez a deformaciones pequeñas, la cual disminuyó, sensiblemente al deformarse la probeta, comportamiento característico de suelos compactos insaturados.

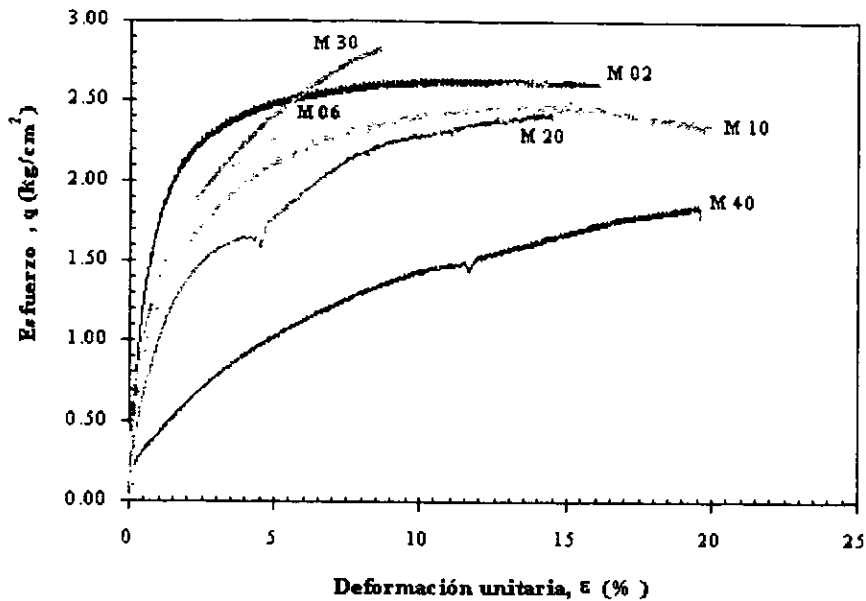


Fig. III.14. Curvas esfuerzo-deformación en pruebas estáticas

El comportamiento plástico en las probetas ensayadas inicia aproximadamente con deformaciones del 4% en adelante. Los valores de esfuerzo axial máximo están entre 2 y 2.25 kg/cm² además de que la curva tienen una forma hiperbólica y para deformaciones axiales cercanas al 20 % se llega a la falla.

a) Ensaye Dinámicos.

Se ensayaron 15 probetas para la pruebas dinámicas, cinco muestras de cada uno de los sondeos (SI-1, SI-2 y SI-3). Las pruebas se hicieron con deformación controlada, a 50 ciclos con 2 Hz de frecuencia de excitación y amplitud de carga variable, siendo todos estos ensayos a compresión.

Los confinamientos utilizados al igual que en los ensayos estáticos se calcularon con un coeficiente de presión de tierras en reposo k_0 igual a 0.80 y utilizando un peso volumétrico promedio de 2.1 kg/cm³ para el cálculo del esfuerzo vertical.

De las curvas esfuerzo-deformación realizadas para un valor de deformación unitaria axial constante (ϵ) y para cada ciclo se calcula y dibuja el ciclo de histéresis referenciado respecto a la deformación angular (γ) y el esfuerzo cortante (τ) utilizando las siguientes expresiones.

$$E_n = \frac{\sigma_n}{\epsilon_n} \quad (3.5)$$

$$G_n = \frac{E_n}{2(1-\nu)} \quad (3.6)$$

$$\tau_n = \frac{\sigma_n}{2} \quad (3.7)$$

$$\gamma_n = \frac{\tau_n}{G_n} \quad (3.8)$$

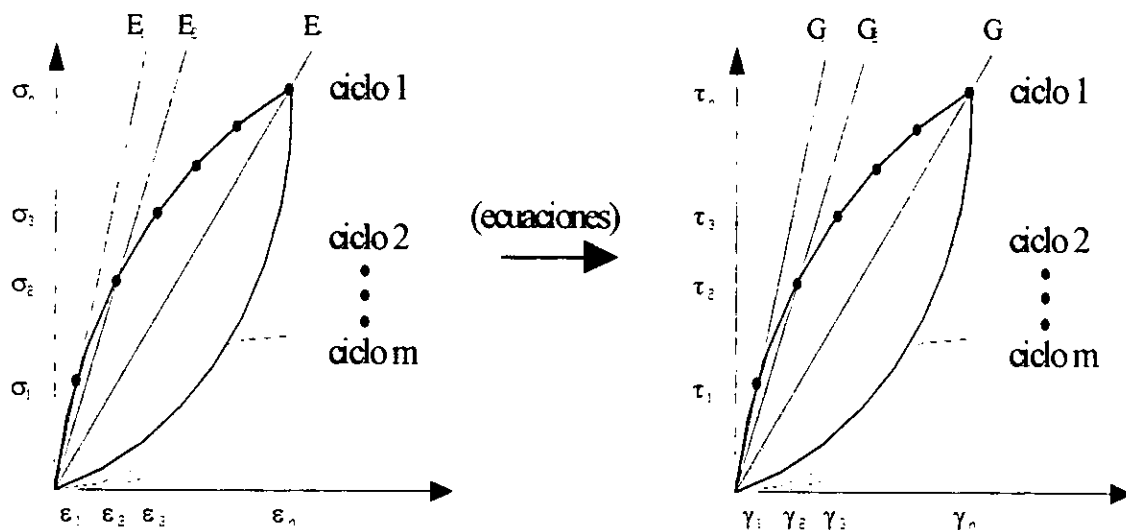


Fig III.15. Representación esquemática de la construcción de los ciclos de histeresis.

Para diferentes valores de deformación unitaria se calculó el módulo de rigidez para el ciclo número 25, así como su amortiguamiento asociado. Con estos valores se graficaron los puntos experimentales de γ - G y γ - λ , y mediante el modelo de Davidenkov se construyó totalmente las curvas de degradación del módulo de rigidez.

El intervalo de deformaciones angulares aplicados en los ensayos se encontró entre 0.0007 y 0.008 mm/mm y los módulos de rigidez determinados están entre 660 y 1875 kg/cm², mientras que el amortiguamiento varió entre 3 y 10 %.

Las limitantes del equipo utilizado no permiten aplicar deformaciones angulares menores a 0.0001 mm/mm), por lo que no fue posible determinar el módulo de rigidez máximo de forma directa. Con los resultados reportados en las pruebas de refracción sísmica antes mencionadas se tomó el valor de la velocidad de onda S reportada en el espesor de interés y se incremento con la siguiente relación.

$$V_s = V_{si} \left(\frac{Z}{Z_i} \right)^{0.10} \quad (3.9)$$

donde

V_s es la velocidad de onda de cortante (m/s)

V_{si} es la velocidad reportada en el estudio geofísico.

Z es la profundidad en la que se determinó la velocidad

Z_i es la profundidad en la que se quiere determinar el módulo de rigidez máximo.

El perfil de velocidades calculado con la anterior expresión se utilizó para calcular el perfil de módulo de rigidez máximo (G_{\max}). Del perfil se obtuvo el G_{\max} para dibujar las curvas γ - G para cada prueba dinámica.

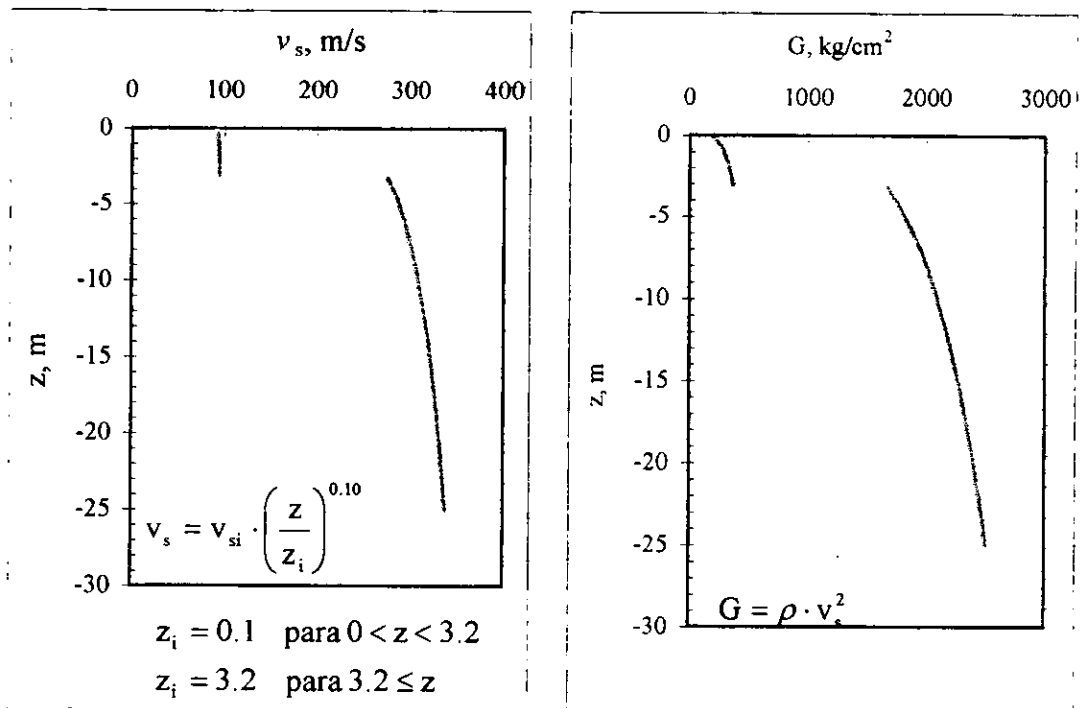


Fig III.16. Perfiles de velocidades y módulos de rigidez al cortante máximos.

El modelado de las relaciones no lineales del módulo de rigidez-deformación y amortiguamiento-deformación fue realizado a través del modelo de Davidenkov

(Romo,1990; Romo y Ovando, 1995, referencias 16 y 18), en el cual el módulo de rigidez se relaciona con la deformación a través de la siguiente expresión :

$$G = G_{\max} [1 - H(\gamma)] \quad (3.10)$$

donde

$$H(\gamma) = \left[\frac{\left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^A}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_r} \right)^A} \right]^B \quad (3.11)$$

γ_r es la deformación angular correspondiente al 50 % de degradación.

A y B son parámetros que definen la geometría de la curva γ -G

La deformación correspondiente al 50 % de degradación del módulo de rigidez se determinó de los valores experimentales mientras que los parámetros A y B se obtuvieron mediante aproximaciones al ajustar la curva teórica a los resultados experimentales

Sin embargo los resultados calculados de esta forma fueron erróneos para deformaciones angulares de 0.001 mm/mm en adelante, debido a que el modelo tiende hacia un módulo de rigidez nulo que al compararlos con los resultados experimentales resulta claro que el módulo de rigidez en ese intervalo no es nulo. Esto provocó la modificación del modelo teórico para hacer cumplir un valor mínimo para el módulo de rigidez para niveles de deformación de 0.01 mm/mm . Por lo que el modelo modificado considera, en lugar de la ecuación (3.10).

$$G = (G_{\min} - G_{\max})H(\gamma) + G_{\max} \quad (3.12)$$

De esta forma cuando $\gamma \rightarrow \infty$, $H(\gamma) \rightarrow 1$ y para $\gamma \rightarrow 0$, $H(\gamma) \rightarrow 0$. Por lo tanto para la ecuación anterior cuando $\gamma \rightarrow \infty$, $G = G_{\min}$ y cuando $\gamma \rightarrow 0$, $G = G_{\max}$. Los resultados así obtenidos se muestran en las figuras III.17, III.18 y III.19, los cuales aproximan aceptablemente a los resultados experimentales.

Para determinar las curva de amortiguamiento se utilizó la expresión propuesta por Hardin y Drnevich (1972) que a continuación se presenta.

$$\lambda = \lambda_{\max} \left(1 - \frac{G}{G_{\max}} \right) \quad (3.13)$$

De la ec.(3.10) se tiene :

$$\frac{G}{G_{\max}} = [1 - H(\lambda)] \quad (3.14)$$

sustituyendo la ec(3.14) en la ec(3.13)

$$\lambda = \lambda_{\max} H(\lambda) \quad (3.15)$$

La ec(3.11) se modifica aplicando las siguientes condiciones de frontera (Romo 1995) :

Si $H(\gamma) \rightarrow 0$, entonces $\lambda = \lambda_{\min}$, y $H(\gamma) \rightarrow 1$, entonces $\lambda = \lambda_{\max}$, por lo tanto

$$\lambda = (\lambda_{\max} - \lambda_{\min})H(\lambda) + \lambda_{\min} \quad (3.16)$$

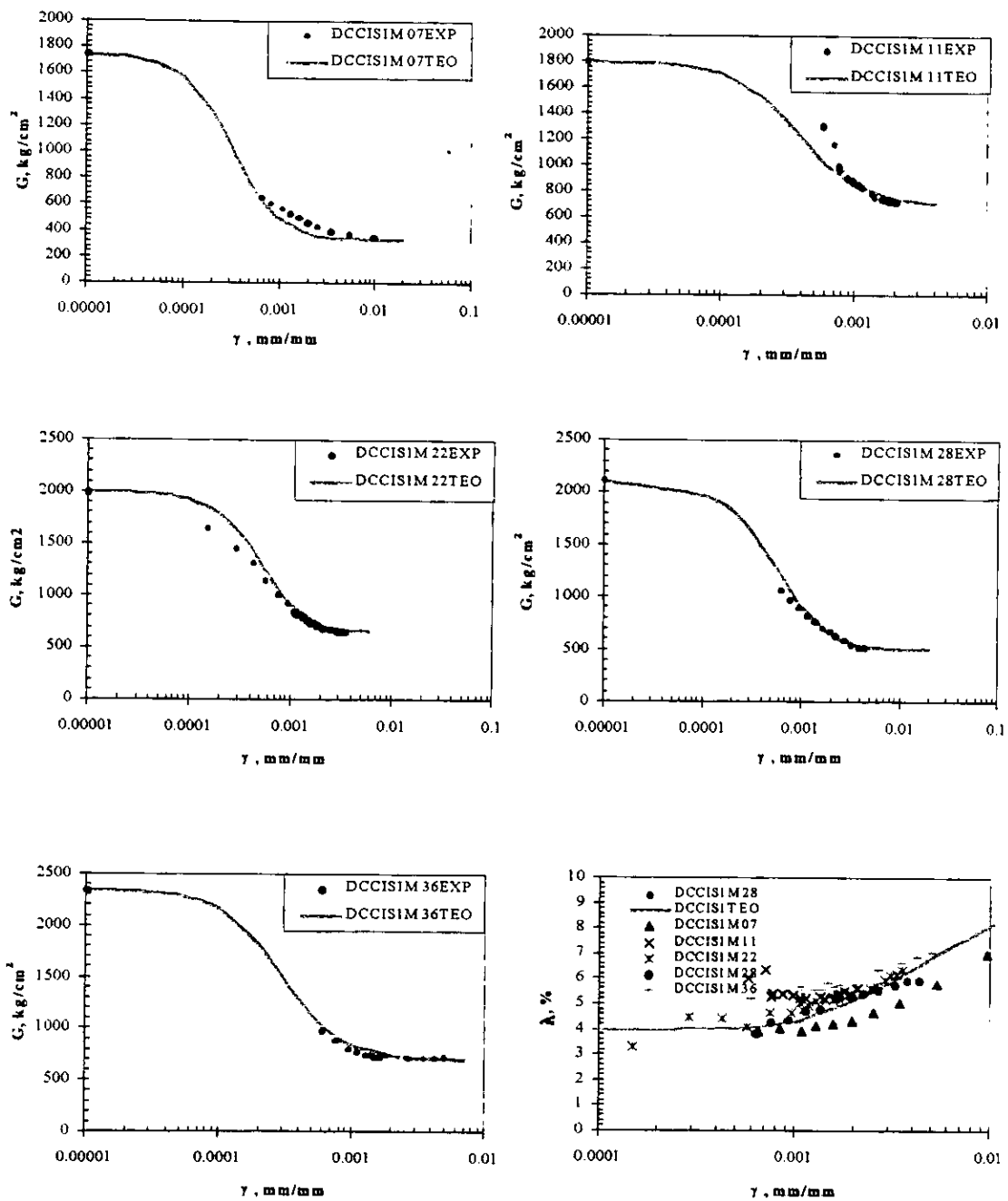


Fig III.17. Curvas deformación angular-módulo de rigidez y amortiguamiento para las muestra en estudio (SI-1).

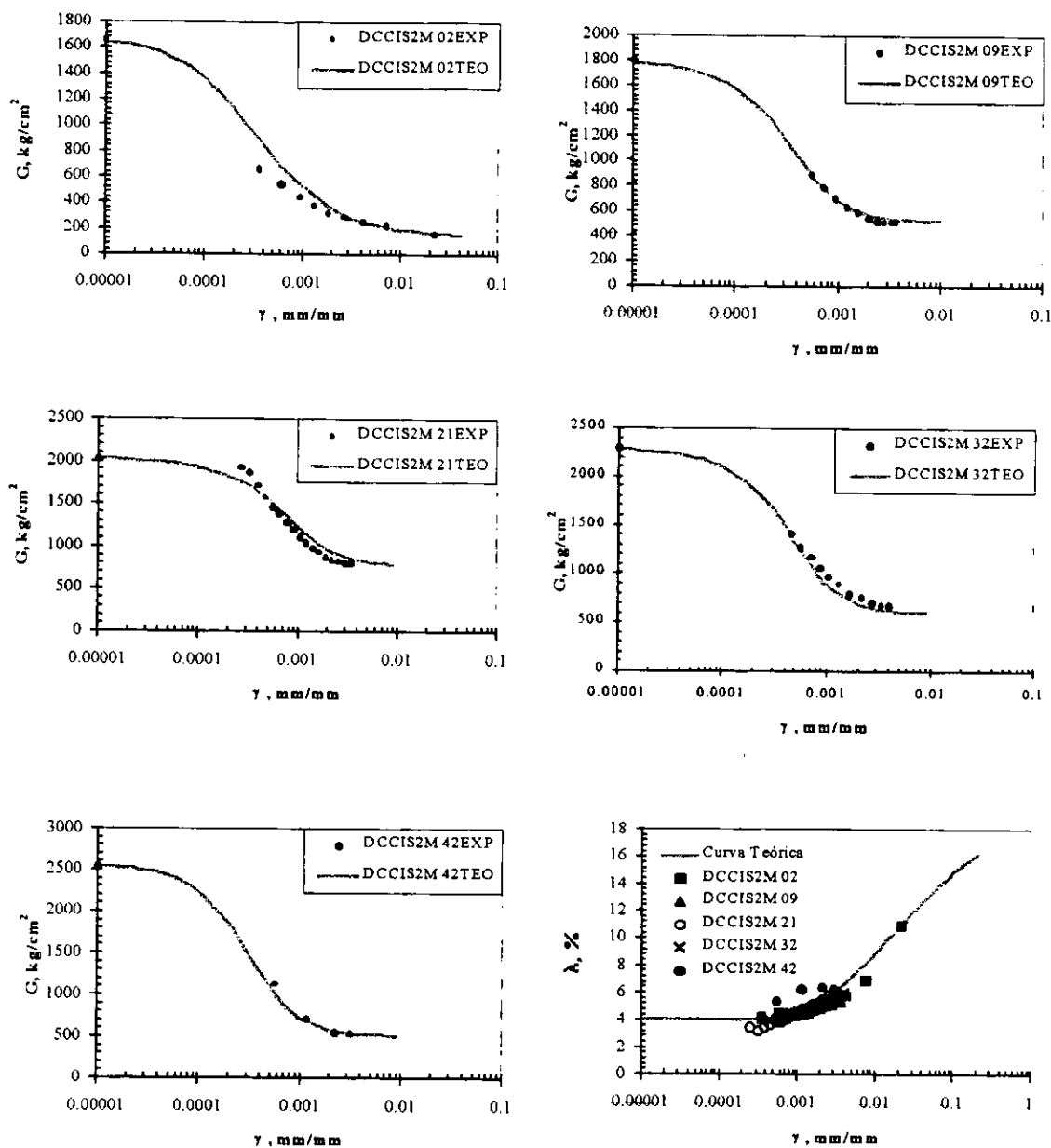


Fig III.18. Curvas deformación angular-módulo de rigidez y amortiguamiento para las muestra en estudio (SI-2).

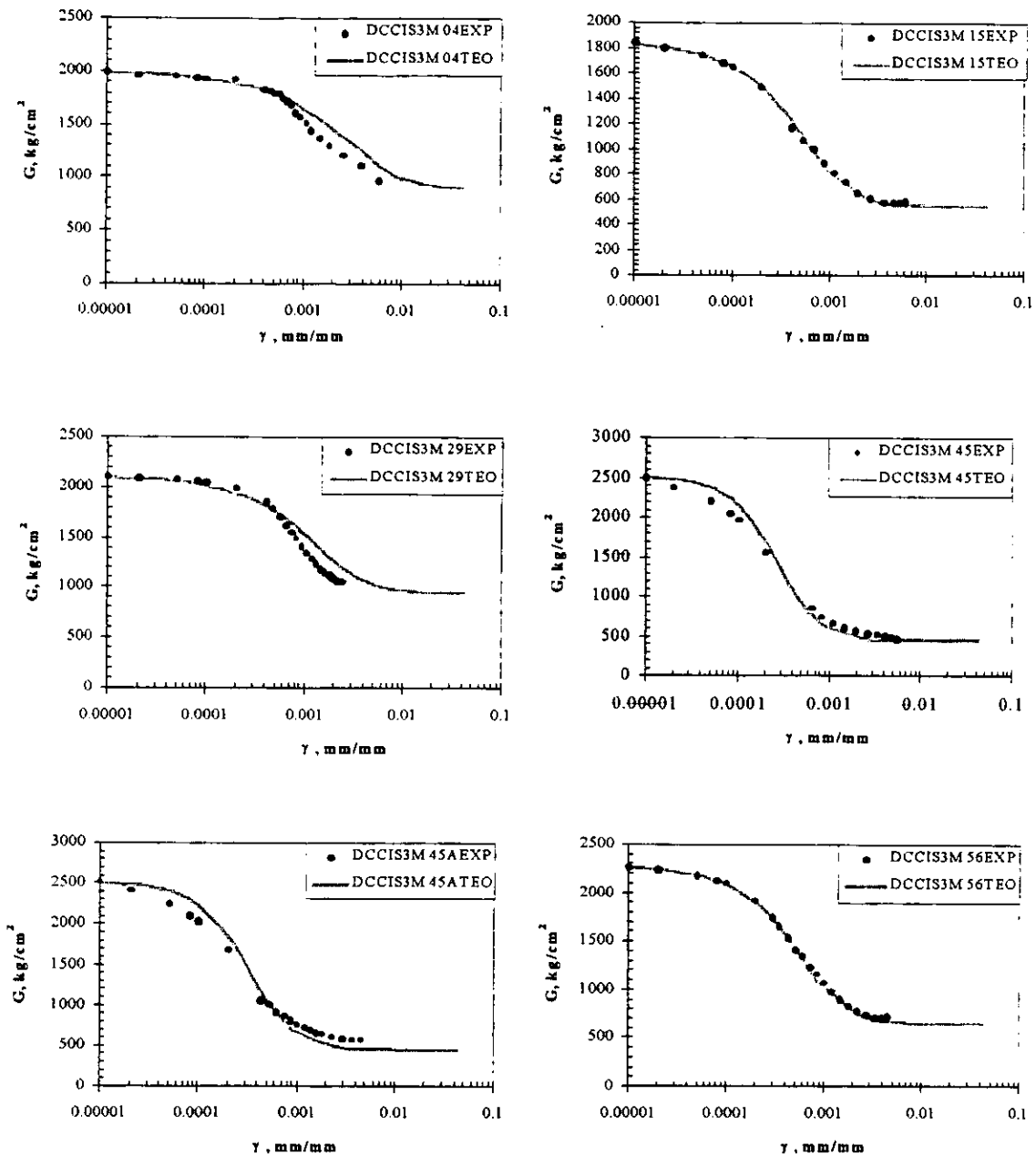


Fig III.19. Curvas deformación angular-módulo de rigidez para las muestra en estudio (SI-3).

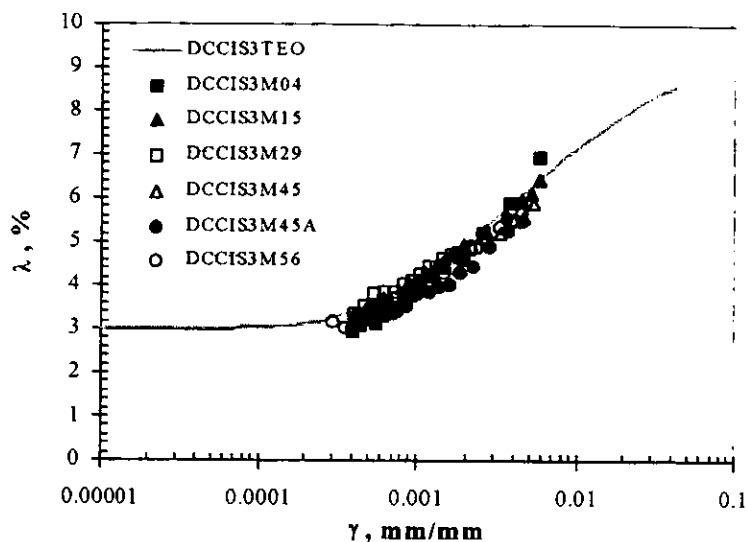


Fig III.20. Curva deformación angular- amortiguamiento para las muestra en estudio (SI-3).

III.3 Instrumentación y excitaciones empleadas.

De acuerdo con un convenio establecido entre la Comisión Nacional del Agua y el Instituto de Ingeniería de la UNAM, se instaló una red de 5 acelerógrafos, con tres componentes ortogonales cada uno. Un equipo se localiza en la base de la cortina otro a media cortina, uno más en el centro de la corona, uno en la margen derecha y finalmente el último en la Margen izquierda.

Los registros empleados para la modelación tridimensional de la presa fueron los obtenidos para el sismo del 15 de junio de 1999, principalmente por ser los de mayor aceleración máxima registrada hasta el momento. Aunque poco tiempo después el 30 de septiembre de 1999 ocurrió un sismo de mayor magnitud, para ese tiempo únicamente dos acelerógrafos funcionaban (centro-corona y margen derecha). Así los registros del 15 de junio ofrecieron información completa sobre el comportamiento de la presa. Los registros obtenidos fueron en la margen derecha, en la base de la cortina, a media cortina y en la corona, desafortunadamente el acelerógrafo de la margen izquierda sufrió de vandalismo y los acelerógrafos en la base de la cortina y a media cortina dejaron de funcionar después de haber ocurrido el evento. A continuación se presenta los acelerogramas y sus espectros de respuesta de los registros obtenidos.

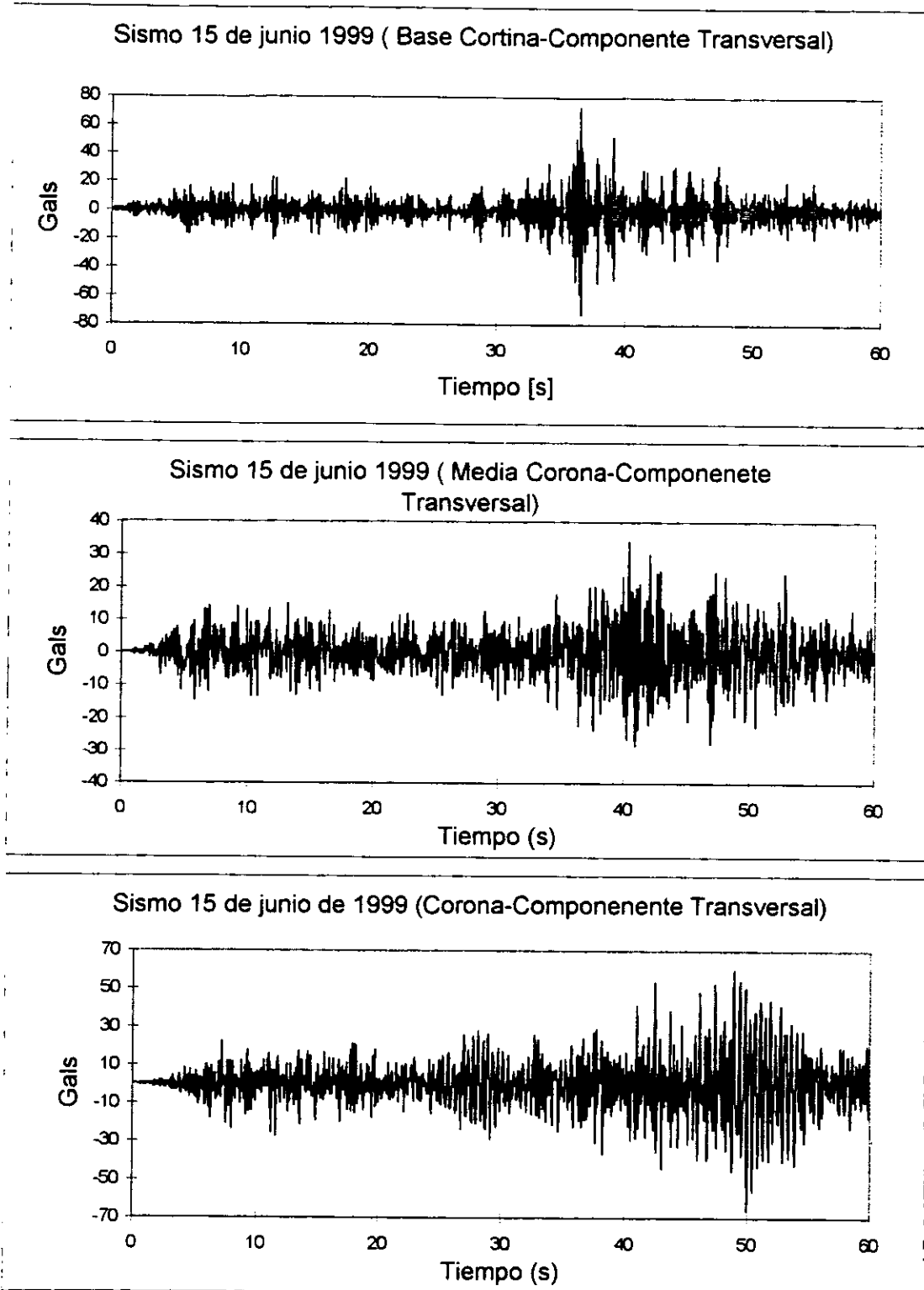


Fig III.21. Acelerogramas registrados durante el sismo del 15 de junio de 1999.

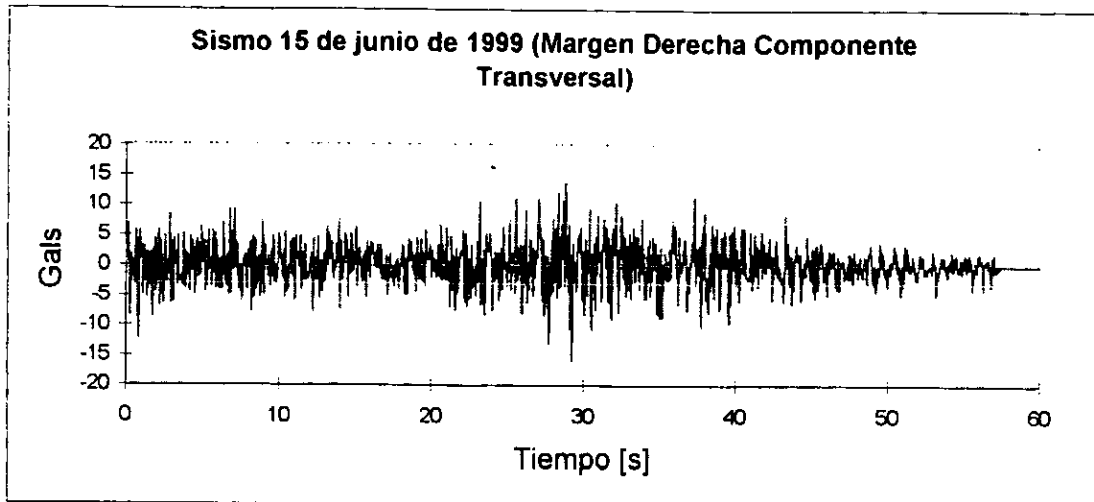


Fig III.22. Acelerograma de la Margen derecha registrado durante el sismo del 15 de junio de 1999

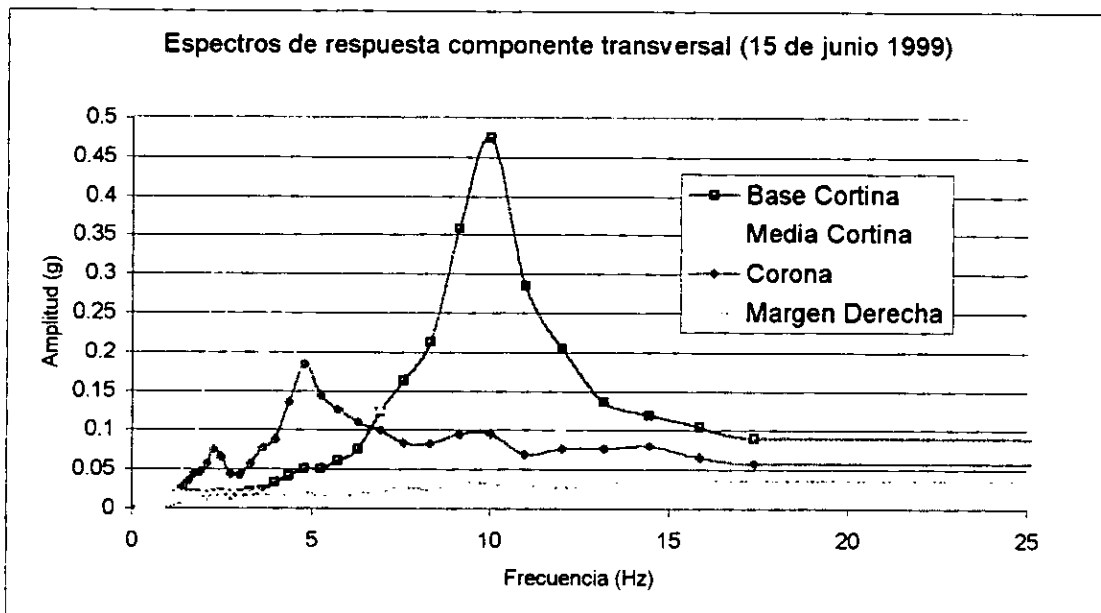


Fig III.23. Espectros de respuesta para los acelerogramas del 15 de junio de 1999

Teniendo en cuenta que la variación de los resultados (espectros de respuesta) para la malla de 1047 elementos y la malla de 1457 elementos no diferían demasiado y el tiempo de procesamiento es menor para la malla de 1047 elementos, se decidió que la malla de 1047 elementos satisfacía las necesidades del estudio en cuanto confiabilidad de los resultados obtenidos a través de ella y tiempo de procesamiento requerido. La malla utilizada de 1047 elementos se muestra en la figura IV.1.

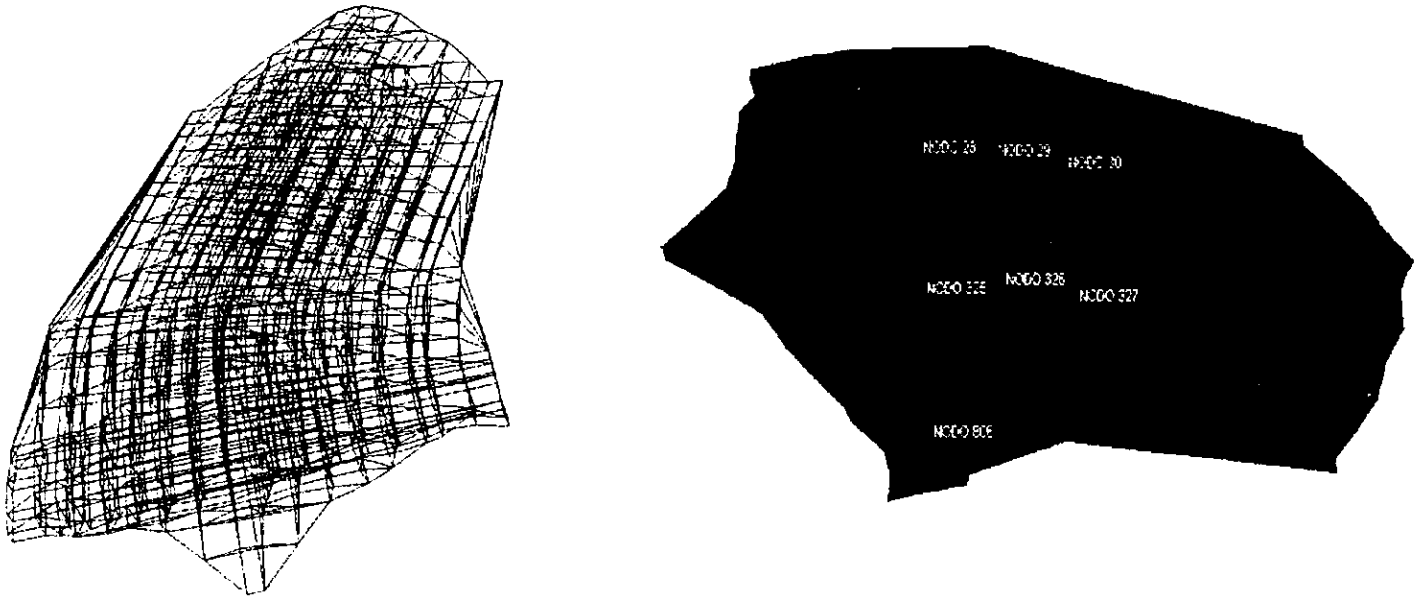


Figura IV.1 Malla de Elementos Finitos de la presa "El Guineo" utilizada en el análisis y nodos donde se obtuvo la respuesta del modelo.

IV.1.2. Descripción de la metodología para obtener los parámetros dinámicos de los enrocamientos.

Partiendo de la información proporcionada por el estudios geofísico ya mencionado, se asignaron las propiedades (Peso volumétrico, relación de Poisson, Módulo de rigidez máximo y Amortiguamiento) a cada elemento de la malla, siguiendo la distribución de materiales señalada por los geofísicos en los diferentes cortes realizados en el mencionado estudio.

Con las mediciones obtenidas, por la instrumentación instalada en la presa "El Guineo", del evento sísmico de 15 de junio de 1999 (último evento sísmico importante registrado cuando se inició este trabajo) se comparó la respuesta calculada del modelo numérico tridimensional con las mediciones y respuesta real de la presa. A continuación en la figura siguiente se describe esquemáticamente el trabajo realizado para la calibración del modelo y determinación de las propiedades dinámicas.

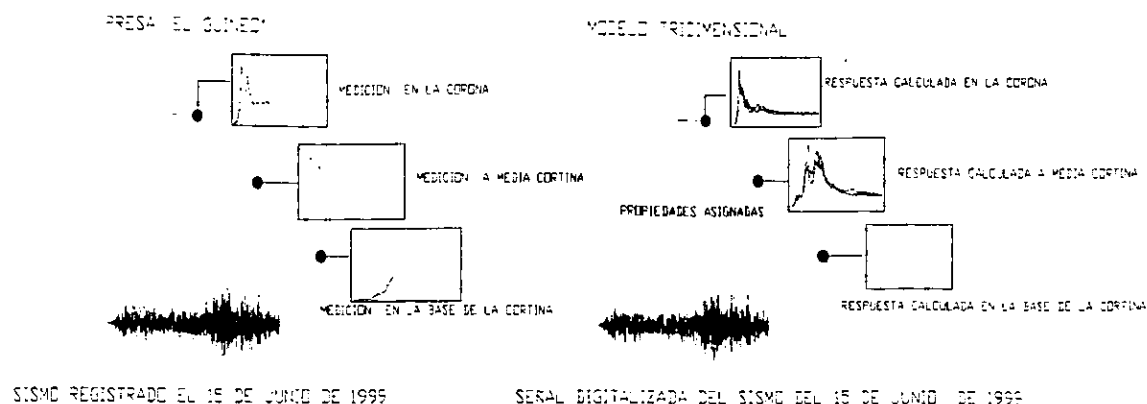


Figura IV.2 Esquema de la metodología utilizada para determinar las propiedades dinámicas de los enrocamientos.

La malla de elementos finitos del modelo numérico incluye el cimiento de la cortina (nivel 30 según el plano topográfico) en tanto que el cuerpo de la presa inicia en el nivel 50, es decir el modelo comprende 20m de la roca sobre la cual se asienta la presa. Las señales fueron registradas al nivel de la base de la cortina (nivel 50) y en la margen derecha, por lo tanto fue necesario realizar la convolución de estas dos señales para obtener una excitación al nivel 30, la cual sería un dato de entrada para el programa. La excitación de la base de la cortina se convolucionó sobre un estrato de 20m de profundidad con propiedades de la granodiorita reportadas en el informe geofísico; y la excitación de la margen derecha se convolucionó sobre un estrato de 130m de profundidad con las mismas propiedades de la roca granodiorita. Trabajando con las dos excitaciones convolucionadas se observó que la excitación de la base de la cortina convolucionada, se obtenían resultados congruentes entre las mediciones realizadas y los resultados arrojados por el modelo, por lo que esta excitación fue la que se utilizó para todos los análisis que se presentan en este trabajo incluyendo la calibración del modelo y la determinación de las propiedades dinámicas. La convolución de las excitaciones se realizó con el programa SHAKE desarrollado en la Universidad de California Berkeley (referencia 22)

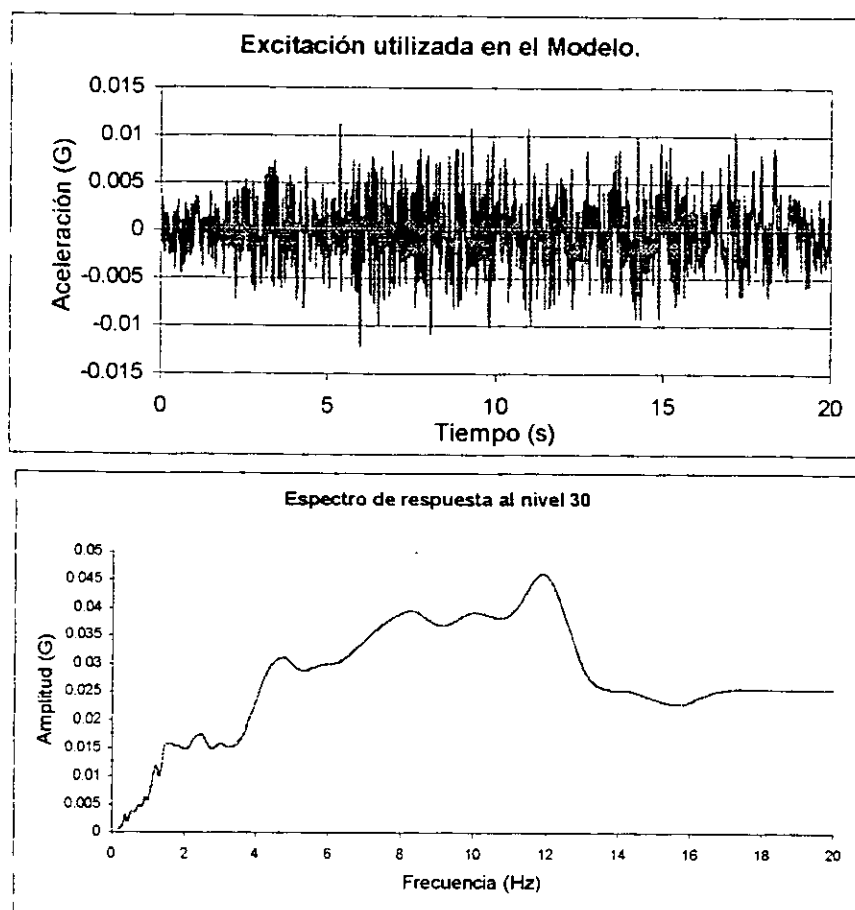


Figura IV.3 Excitación obtenida de la convolución de la excitación registrada en la base de la cortina el 15 de junio de 1999.

A través del modelo numérico fue posible obtener la respuesta a media cortina y en la corona, mientras que la respuesta en la base de la cortina fue necesario hacer un análisis por separado que se explica detalladamente en el inciso llamado "Análisis del efecto del pie del talud con respecto a la respuesta del campo libre en la base".

Para calibrar el modelo numérico se varió el módulo de rigidez máximo con respecto a la profundidad de forma lineal y parabólica, también se varió de forma transversal aumentado el módulo de rigidez máximo conforme se acerca a los taludes y viceversa. Se probó con zonas de diferente amortiguamiento y combinaciones de variación de módulo de rigidez y amortiguamiento, hasta obtener un respuesta del modelo muy cercana a lo medido. Todos los cambios de propiedades del módulo de rigidez se hicieron a partir de las propiedades determinadas por el estudio geofísico.

El programa TLUSH permite realizar análisis no lineales, es decir tomar en cuenta el efecto de degradación del módulo de rigidez y el aumento de amortiguamiento según sea el nivel de deformación inducido. Por lo que es posible introducir curvas de deformación angular vs módulo de rigidez (normalizadas con respecto al módulo de rigidez máximo), para realizar estos análisis.

Para el corazón impermeable se escogió una curva representativa de las curvas obtenidas en laboratorio, mientras que para el enrocamiento se utilizó la curva para los enrocamientos del análisis de la presa el Infiernillo (referencia 17), estudio realizado antes por el Instituto de Ingeniería. El utilizar la curva del estudio de la presa del Infiernillo supone únicamente que existe un comportamiento similar entre los enrocamientos del Infiernillo y los enrocamientos de "El Guineo". Sin embargo esta curva no tiene influencia en el proceso de determinación de propiedades, debido a que los niveles de deformación calculados, teniendo como excitación la señal convolucionada de la base de la cortina, son muy bajos, encontrándose todos ellos en el rango donde la curva tiene una tendencia horizontal, es decir elástica. Por lo que el factor de mayor importancia en este caso es el módulo de rigidez máximo asignado al elemento, ya que los niveles de deformación inducidos hacen tender el análisis no lineal hacia el módulo de rigidez máximo asignado a los elementos en todo el modelo y es la variación de este dentro del modelo la que determina la respuesta del modelo numérico en las condiciones descritas anteriormente.

La importancia de esta curva se hace notar en el análisis de la respuesta del modelo para excitaciones sintéticas, donde los niveles de deformación calculados son muy superiores que los calculados para la excitación real utilizada.

Debido a que en la curva de amortiguamiento se introduce al programa sin ser normalizada se define el amortiguamiento máximo y mínimo directamente. Para definir diferentes zonas de amortiguamiento es necesario introducir diferentes curvas de deformación angular vs amortiguamiento, esto deriva en un problema práctico de definir demasiados materiales en el programa y aumentar el tiempo de procesamiento para cada análisis. Por lo que se decidió únicamente utilizar dos zonas de amortiguamiento diferente y sus curvas correspondientes se presentan en la figura IV.4.

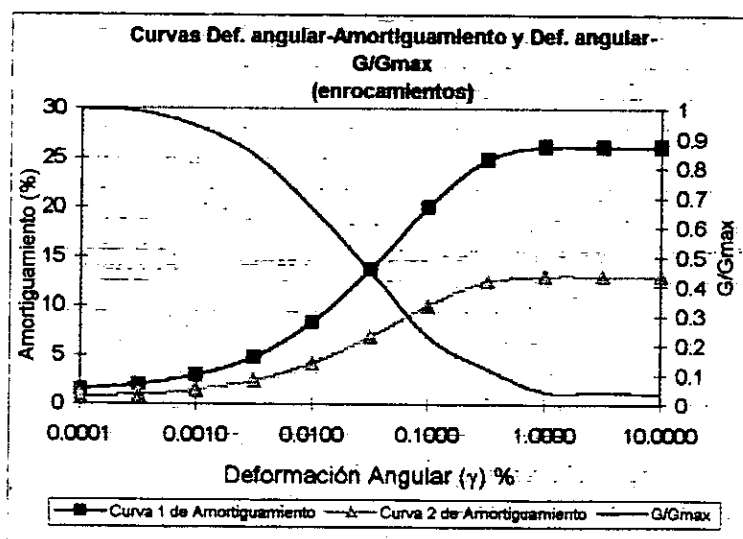


Figura IV.4 Curvas deformación angular vs Amortiguamiento y G/Gmax utilizadas en el modelo numérico.

Los materiales y propiedades utilizadas en la discretización del modelo se presenta en la siguiente tabla.

TIPOS DE MATERIALES UTILIZADOS Y SUS PROPIEDADES				
Material	Módulo G_{max} (ton/m ²)	Módulo de Poisson ν	Peso Volumétrico (t/m ³)	Velocidad al cortante V_s (m/s)
Material 1 Granodiorita decomprimida de regular calidad	95,119.0	0.39	1.8	720
Material 2 Granodiorita decomprimida de regular calidad	61,724.0	0.30	1.8	580
Material 3 Granodiorita decomprimida de regular calidad	98,585.0	0.37	1.8	733
Material 4 Enrocamiento suelto	781.0	0.49	1.4	74
Material 5 Granodiorita decomprimida de regular calidad	61,937.0	0.36	1.8	581
Material 8 Enrocamiento semicompacto	3,804.0	0.45	1.8	144
Material 10 Enrocamiento en matriz arenosa	28,773.0	0.4	1.8	396
Material 11 Enrocamiento en matriz areno-arcillosa	61,299.0	0.44	1.8	578
Material 14 Corazón de Arcilla	2,000.0	0.4	1.8	330

IV.2 Respuesta dinámica del modelo ante la variación del módulo al cortante y el amortiguamiento.

IV.2.1. Respuesta Dinámica ante la variación del Módulo al cortante.

La primera etapa consistió en variar el módulo de rigidez máximo únicamente con respecto a la profundidad, ya sea de forma lineal o parabólica. Para el primer caso se presentan los resultados con las propiedades y distribución de materiales obtenidos del estudio geofísico. En los casos 2, 3, 4 y 5 se presentan los resultados para las diferentes variaciones del módulo de rigidez máximo.

Caso 1

Como primera aproximación de las propiedades a utilizar en el caso 1 se muestran resultados satisfactorios, en el sentido que presenta características similares en cuanto forma y orden de magnitud con los registros medidos. Analizando la respuesta en varios nodos del modelo ubicados en media cortina y en la corona, todos ellos en las zonas donde se localizan los acelerómetros, se observa que (figura IV.6) en la corona la amplitud máxima del modelo es un poco mayor de la mitad de la respuesta máxima medida pero existen en ambos casos dos picos principales, mientras en media corona existe buena concordancia entre la respuesta del modelo y la medida en lo referente a la forma y amplitudes máximas.

Los resultados obtenidos en los estudios geofísicos representan el promedio de las mediciones realizadas. Promedio que de cierta forma esconde la heterogeneidad de las propiedades de los materiales, que depende de la naturaleza de los materiales así como de las distintas fuerzas que actúan o han actuado en las diferentes zonas de la presa (cargas sísmicas, fuerzas de confinamiento según la profundidad, aumento de esfuerzos efectivos o disminución de estos por la variación del nivel del vaso, etc). Pero dentro esta heterogeneidad de propiedades es posible encontrar patrones de la variación de las propiedades que se ajusten a la realidad de una forma muy cercana a ella. Precisamente este trabajo busca algunos de estos patrones para los enrocamientos de la presa "El Guineo", específicamente en lo que se refiere al módulo de rigidez y amortiguamiento.

Diversos estudios sobre arcillas y arenas (Tatsuoka 1978, Silver y Seed 1971, Hardin y Drnevich 1972, referencia 19,20 y 21) indican que el módulo de rigidez aumenta con el incremento del confinamiento al que es sometido el material, extrapolando esto al caso de los enrocamientos de "El Guineo", sería factible pensar que el módulo de rigidez se incrementa con la profundidad debido también a que las fuerzas de confinamiento crecen a mayor profundidad. En depósitos naturales de suelo también se presenta este fenómeno de aumento de la rigidez de los materiales con respecto a la profundidad. Analizando la respuesta del modelo numérico aumentando el módulo de rigidez desde la mitad de la cortina hasta la base de la misma y también el caso en el cual se aumenta el módulo de rigidez de la mitad de la cortina hasta la corona, de forma uniforme en los dos casos, se observó que el modelo se acercaba más a la respuesta medida cuando se aumenta el módulo de rigidez de la parte superior de la presa. Aunque el aumento del módulo de rigidez en la parte superior de la cortina no cambió la tendencia general de un mayor módulo de rigidez con la profundidad, sí mostró que otros fenómenos podrían estar actuando en las propiedades de los enrocamientos. Un comportamiento característico en la cortina de presas ante eventos sísmicos es el registro de periodos de vibración menores o frecuencia de vibración más altas en la base de la cortina que los registrados a media cortina o en la corona. Pruebas realizadas en arenas muestran (Tatsuoka 1978) que el amortiguamiento aumenta si la muestra es sometida a un mayor número de ciclos de carga y por lo tanto también la rigidez del material disminuye. Este fenómeno de mayor degradación de la rigidez de los materiales de la base de la cortina como consecuencia de estar sometidos a un mayor número de ciclos de carga, se incluye en el modelo numérico cuando se aumenta la

rigidez en los elementos de la parte superior de la cortina y que conduce a un mejor aproximación del modelo numérico a la respuesta medida.

Los casos 2,3,4 y 5 exploran los incrementos de rigidez en la parte superior de la cortina a través de un factor que varía con la profundidad y multiplica a los módulos de rigidez máximos originales de un nivel, para luego obtener la respuesta del modelo numérico. A continuación se presenta la descripción de los resultados obtenidos.

Caso 2

Partiendo desde el nivel 80 (figura IV.7) de la cortina hasta la corona se multiplicaron uniformemente los módulos al cortante de los diferentes materiales exceptuando el corazón de arcilla por un factor igual a 1.5.

Como resultado la respuesta en la corona tuvo una mayor amplitud pasando 0.23 g a 0.29 g para el nodo 29 e igual comportamiento se manifestó para los nodos de alrededor, pero en la respuesta de media corona, los picos máximos aparecieron para frecuencias de 6 Hz y 8 Hz aproximadamente mientras que el pico para la respuesta medida se encuentra para una frecuencia de 5 Hz. Esto hizo pensar que aumentar el módulo de una forma más gradual podría mejorar la respuesta tanto a media cortina como en la corona y se analizaron tres casos una variación lineal y dos variaciones parabólicas del módulo al cortante.

Caso 3, 4 y 5

Con la variación lineal del Caso 3 (figura IV.8) se logra la mejor respuesta en la corona, aunque también parece existir demasiado aumento en la rigidez en la zona de media corona, originando que el pico de mayor amplitud se desplace a una frecuencia de 10 Hz comparándolo con el Caso 1 donde el pico se encuentra en una frecuencia de 5 Hz; comportamiento que queda comprobado con el Caso 4 (figura IV.9), cuya variación parabólica del factor origina una mayor rigidez en gran parte de la cortina y por lo tanto también una mayor amplitud en la respuesta y un desplazamiento hacia frecuencias mayores. Mientras que en el Caso 5 (figura IV.10) con la variación parabólica propuesta del factor se logra una mayor rigidez en los primeros diez metros a partir de la corona y se reduce drásticamente el factor para el resto de la cortina, produciéndose en la respuesta de la corona un pequeño aumento de la amplitud pero reduciendo la respuesta en media corona con respecto a los Casos anteriores 2,3 y 4.

La variación de la rigidez con respecto a la profundidad, específicamente aumentando esta a media corona, logra aumentar la amplitud de la respuesta en la corona, pero también es cierto que recorrió los picos máximos en la respuesta de media corona a frecuencias mayores que las registradas en campo, por lo tanto un variación de la rigidez únicamente con la profundidad y conservando la misma curva de amortiguamiento para toda la cortina no es suficiente para llegar a la respuesta esperada del modelo numérico.

Caso 1

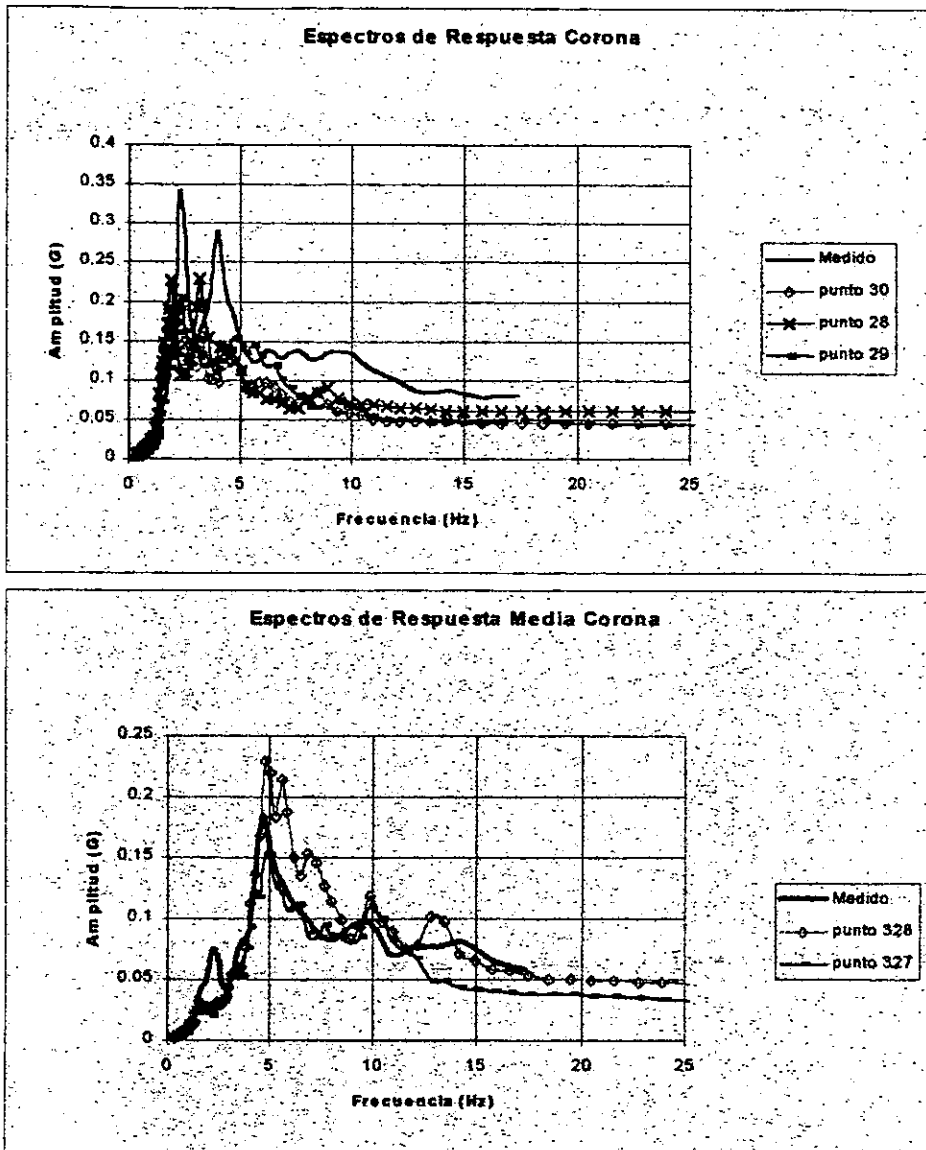


Figura IV.6 Espectros de respuesta Caso 1

Caso 2

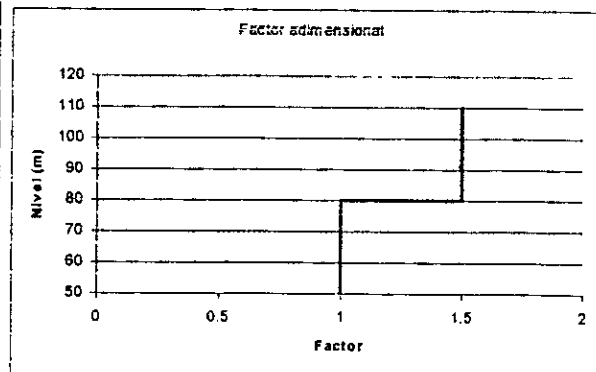
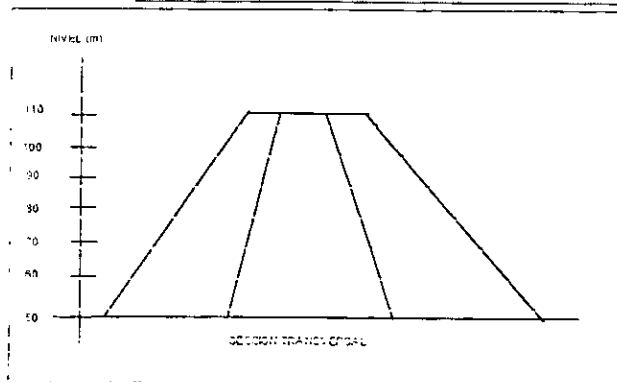
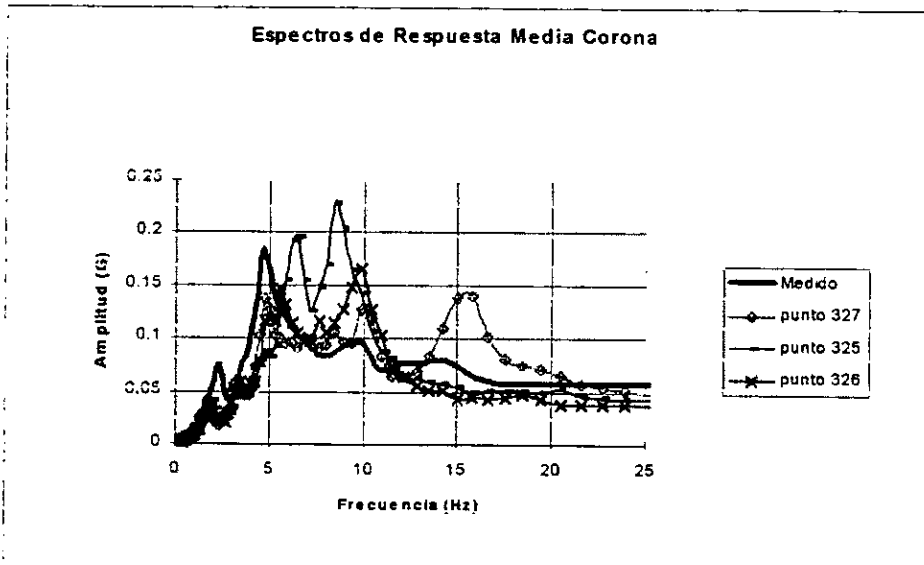
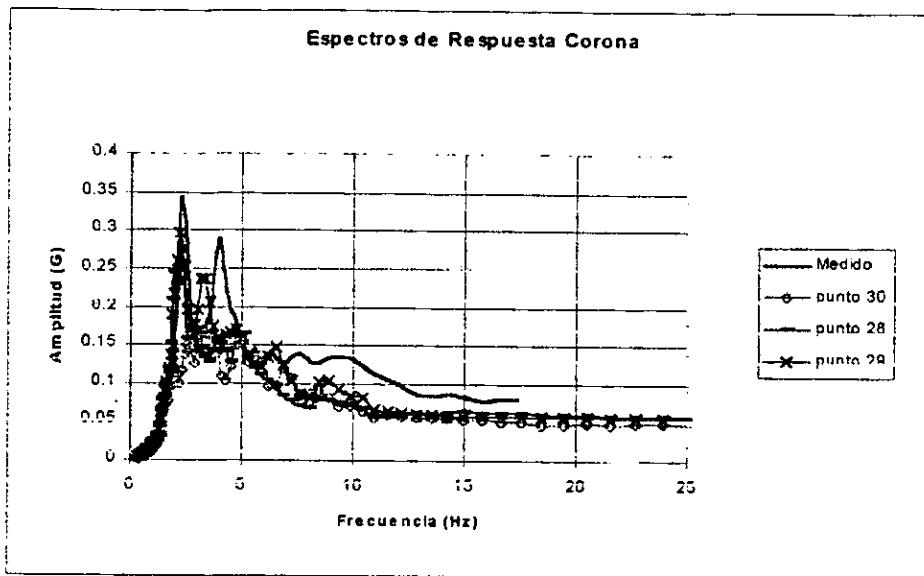


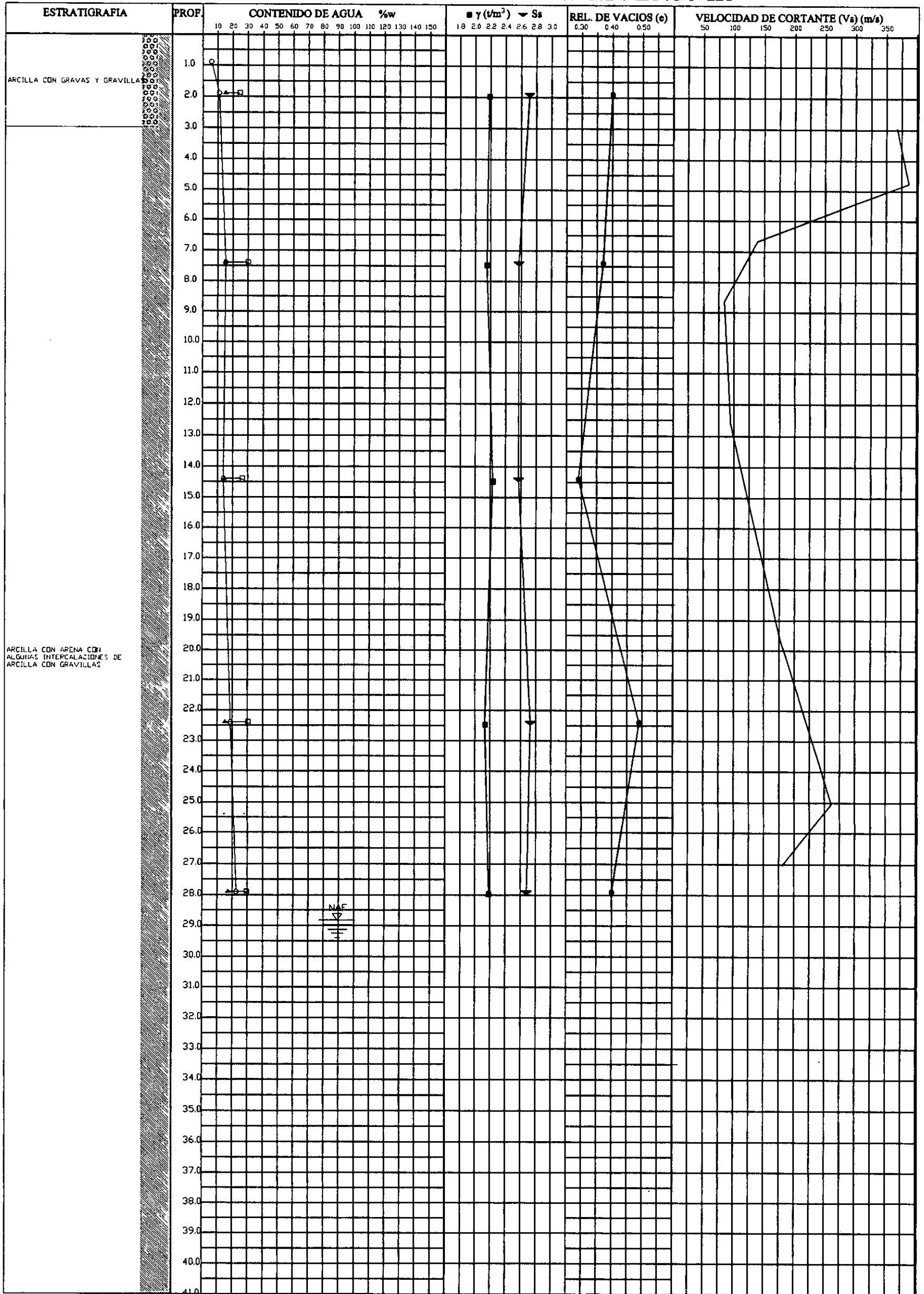
Figura IV.7 Espectros de respuesta Caso 2 y variación del Factor que afecta al Módulo G con respecto a la profundidad

PERFIL ESTRATIGRAFICO

PRESA REVOLUCION MEXICANA

"EL GUINEO"

SONDEO : SI-3 N.A.F: 28.80 m



- SIMBOLOGIA:**
- | | | | | |
|------------------|---------|------------------------|--------------------|--|
| GRAVA | LIMO | W CONTENIDO DEL AGUA | PESO VOLUMETRICO | RESISTENCIA ESFUERZO CORTANTE C_{cu} |
| ARENA | ARCILLA | LL LIMITE LIQUIDO | N NUMERO DE GOLPES | ESFUERZO EFECTIVO |
| MATERIA ORGANICA | RELLENO | LP LIMITE PLASTICO | TUBO SHELBY | ESFUERZO DE PRECONSOLIDACION |
| | | PH PESO DE HERRAMIENTA | RELACION DE VACIOS | S_s DENSIDAD DE SOLIDOS |

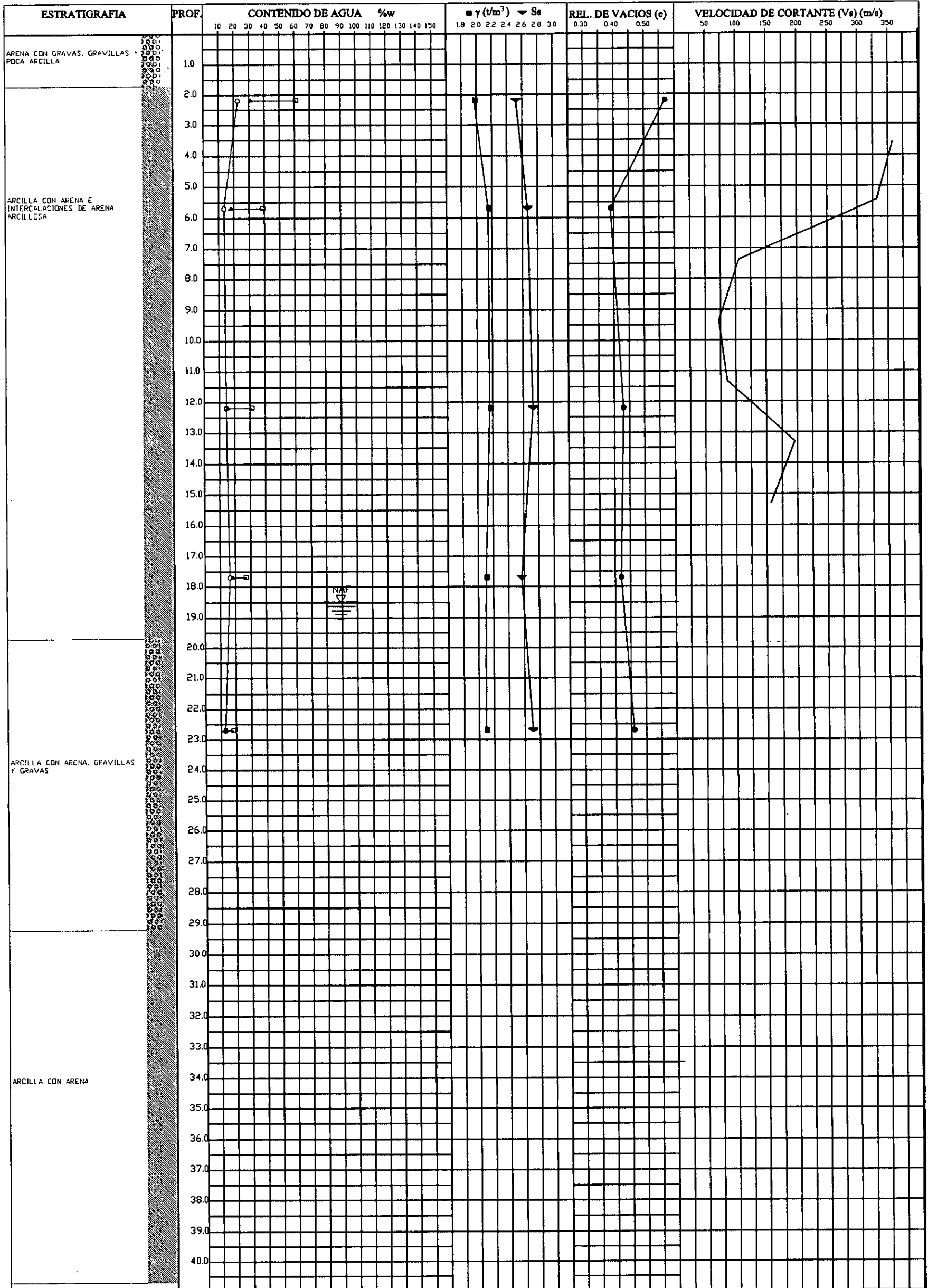
FIG.: III.26

PERFIL ESTRATIGRAFICO

PRESA REVOLUCION MEXICANA

"EL GUINEO"

SONDEO : SI-2 N.A.F: 18.50 m



SIMBOLOGIA:

- GRAVA LIMO
- ARENA ARCILLA
- MATERIA ORGANICA RELLEND

- W CONTENIDO DEL AGUA
- LL LIMITE LIQUIDO
- △ LP LIMITE PLASTICO
- PH PESO DE HERRAMIENTA

- PESO VOLUMETRICO
- N NUMERO DE GOLPES
- ▽ TUBO SHELBY
- RELACION DE VACIOS

- + RESISTENCIA ESFUERZO CORTANTE C_{uu}
- ESFUERZO EFECTIVO
- ⊕ ESFUERZO DE PRECONSOLIDACION
- ▼ S_s DENSIDAD DE SOLIDOS

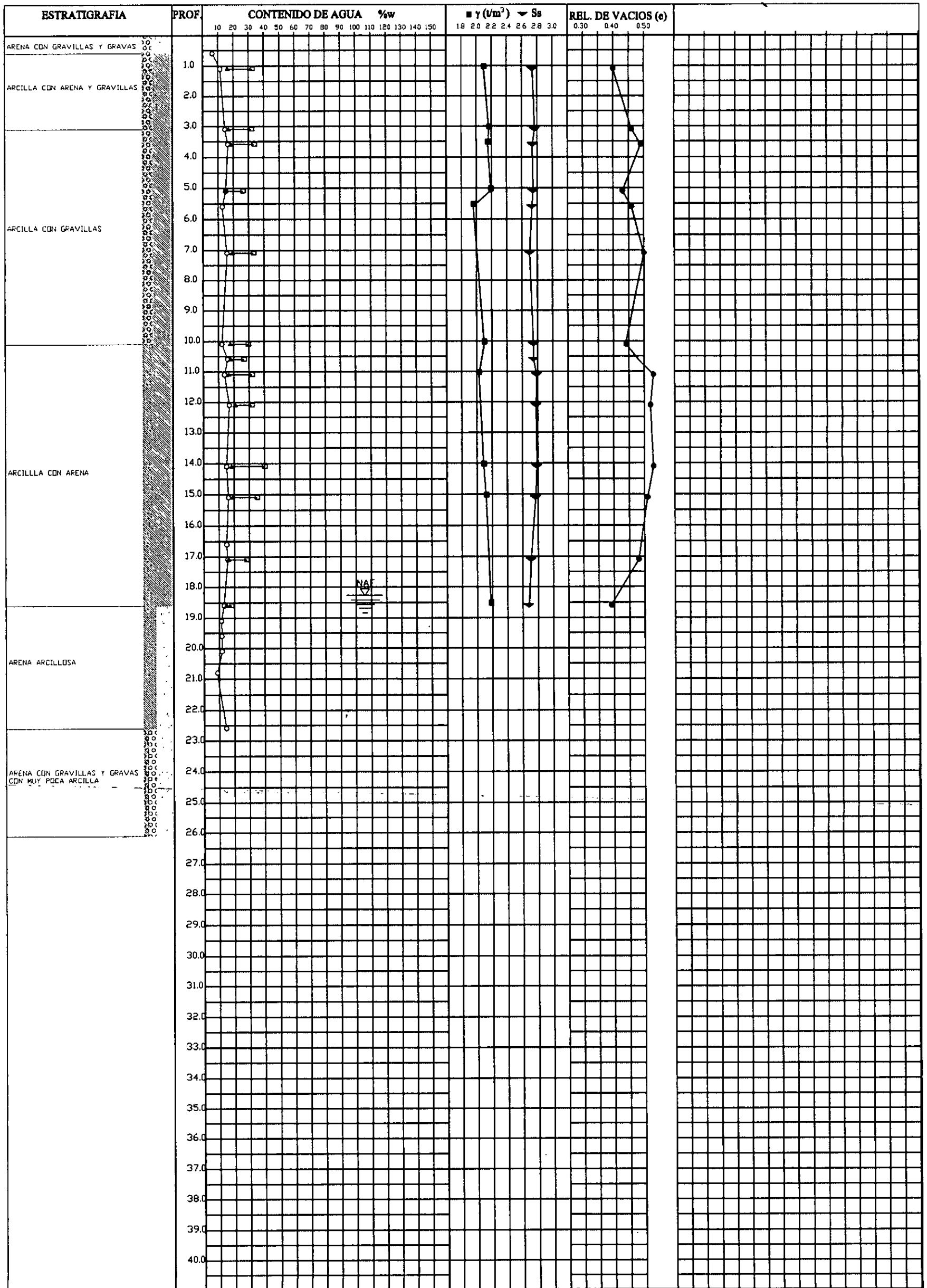
FIG.: III.25

PERFIL ESTRATIGRAFICO

PRESA REVOLUCION MEXICANA

"EL GUINEO"

SONDEO : SI-1 N.A.F: 18.25 m



SIMBOLOGIA:

- GRAVA
- LIMO
- ARENA
- ARCILLA
- MATERIA ORGANICA
- RELLENO

- W CONTENIDO DEL AGUA
- LL LIMITE LIQUIDO
- △ LP LIMITE PLASTICO
- PH PESO DE HERRAMIENTA

- PESO VOLUMETRICO
- N NUMERO DE GOLPES
- ▼ TUBO SHELBY
- RELACION DE VACIOS

- + RESISTENCIA ESFUERZO CORTANTE C_{uu}
- ESFUERZO EFECTIVO
- ⊕ ESFUERZO DE PRECONSOLIDACION
- ▼ S_s DENSIDAD DE SOLIDOS

FIG.: III.24

Caso 3

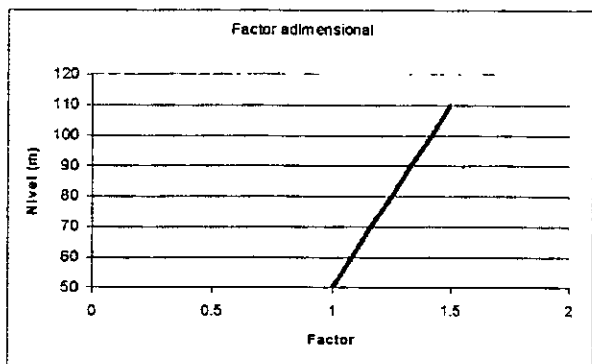
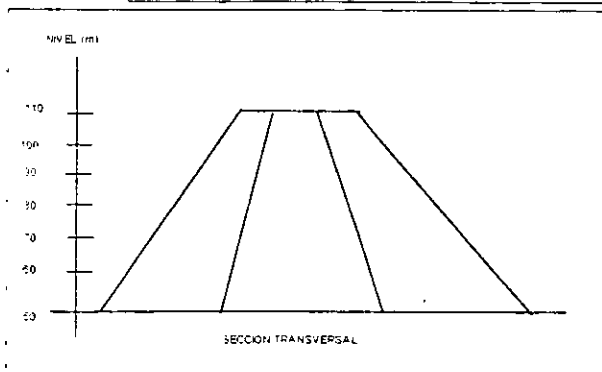
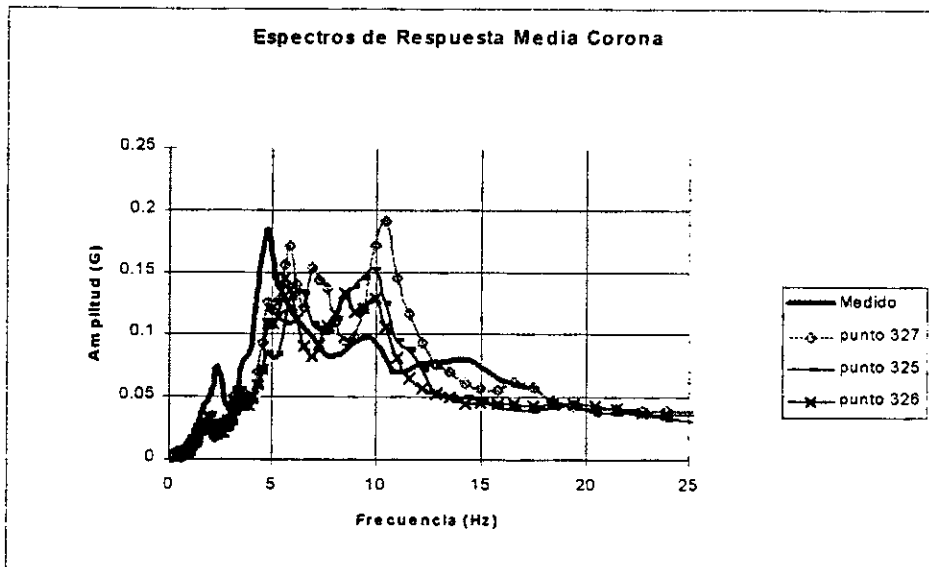
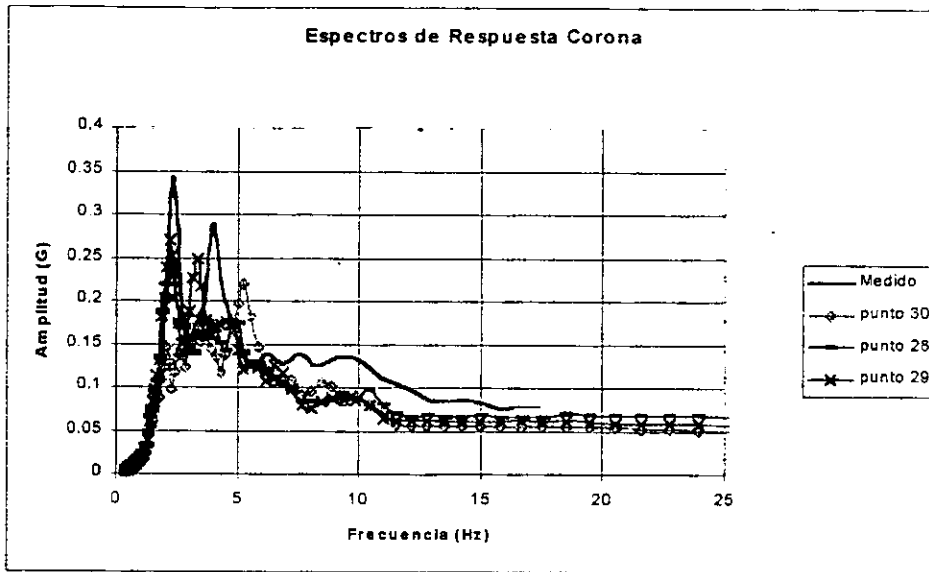


Figura IV.8 Espectros de respuesta Caso 3 y variación del Factor que afecta al Módulo G con respecto a la profundidad

Caso 4

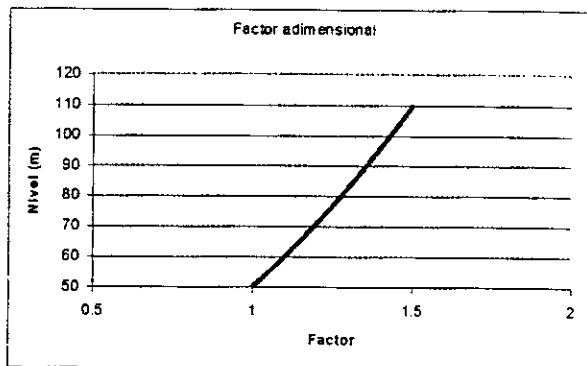
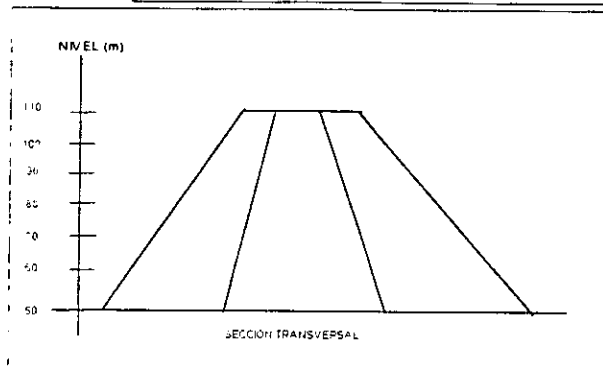
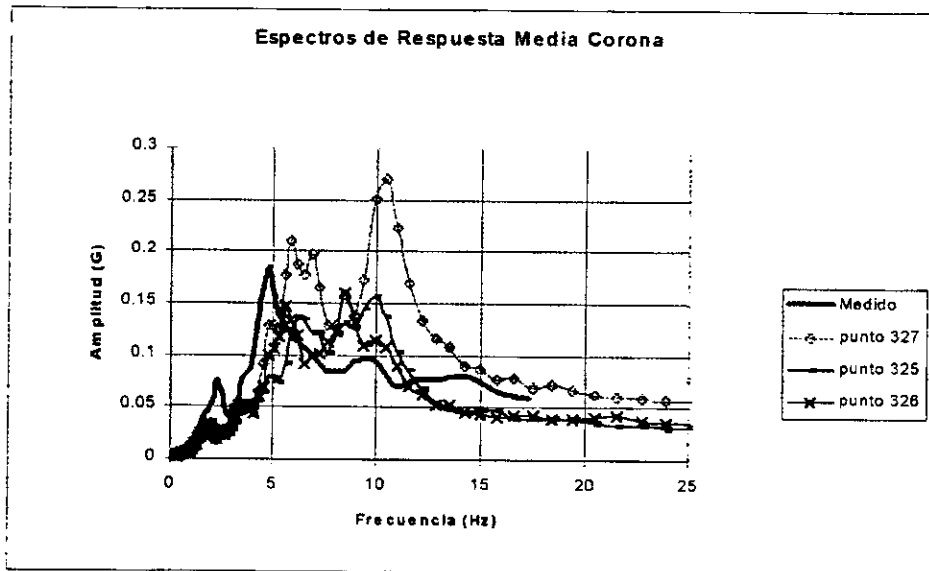
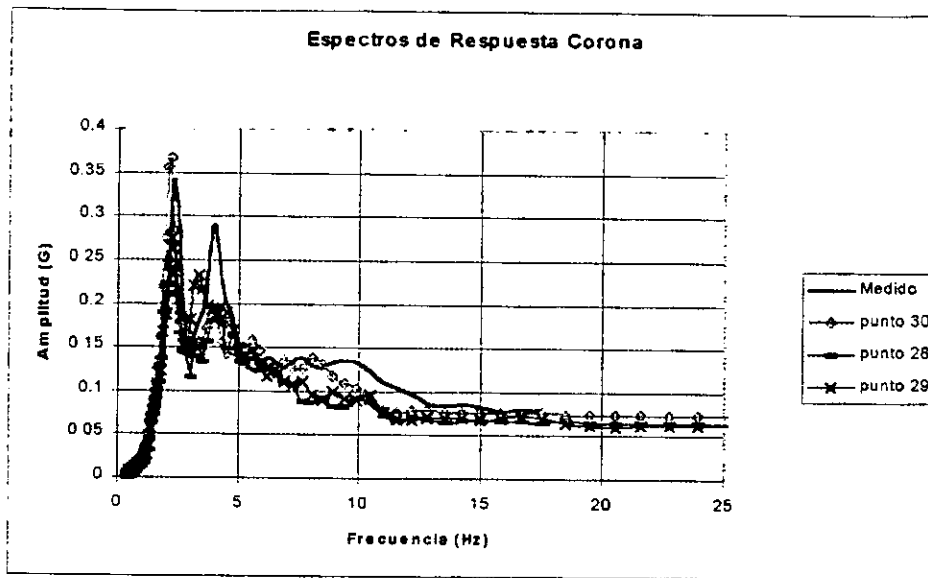


Figura IV.9 Espectros de respuesta Caso 4 y variación del Factor que afecta al Módulo G con respecto a la profundidad

Caso 5

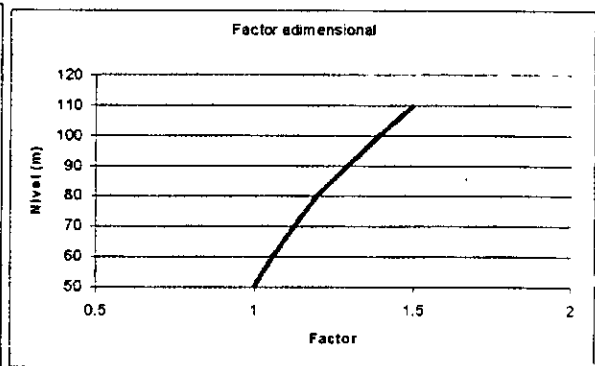
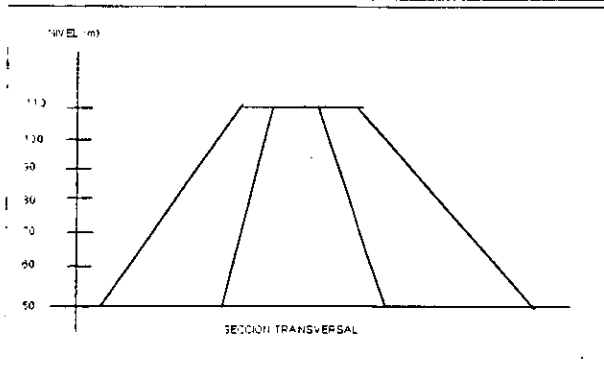
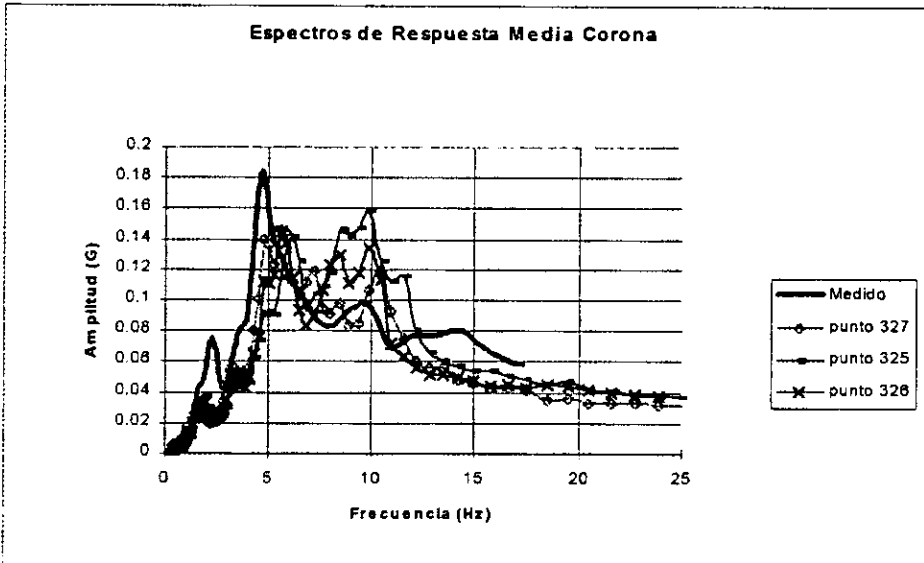
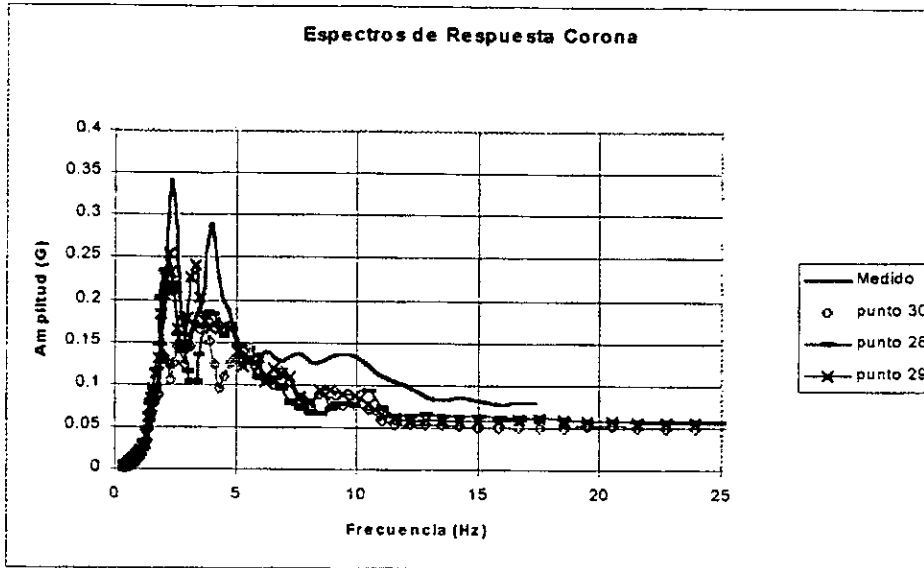


Figura IV.10 Espectros de respuesta Caso 5

IV.2.1. Respuesta Dinámica ante la variación del Amortiguamiento.**Caso 6**

Para analizar la influencia del amortiguamiento en la respuesta del modelo, se le asignó a todos los enrocamientos desde el nivel 80 (figura IV.11) hasta la corona una nueva curva deformación angular contra amortiguamiento (figura IV.4) partiendo de las propiedades del caso 1. Partiendo de la suposición que los materiales que se encuentran en la zona inferior de la cortina son en mayor medida afectados por la carga cíclica que le impone un sismo, manifestándose con un valor mayor del módulo al cortante en las zonas superiores, también es de esperarse que en estos materiales el amortiguamiento sea menor que en la base de la cortina.

En este caso es notable lo similar de la respuesta del nodo 29 en la corona con la respuesta medida existiendo un desfase de los picos principales hacia frecuencias menores de la respuesta del modelo tridimensional en comparación con la medida. En media corona existe un cambio de forma pero las amplitudes máximas no varían demasiado. Este resultado indica que es muy posible que la respuesta de la corona es principalmente influida por el amortiguamiento de sus materiales que por el valor de los módulos al cortante.

El resultado favorable obtenido en este caso confirma la hipótesis de que existe una mayor degradación de los enrocamientos de la base, por lo cual tienen un mayor amortiguamiento que los enrocamientos superiores de la cortina.

Caso 6

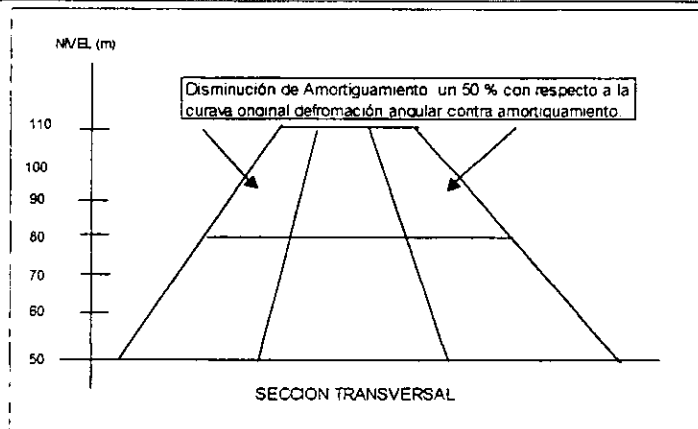
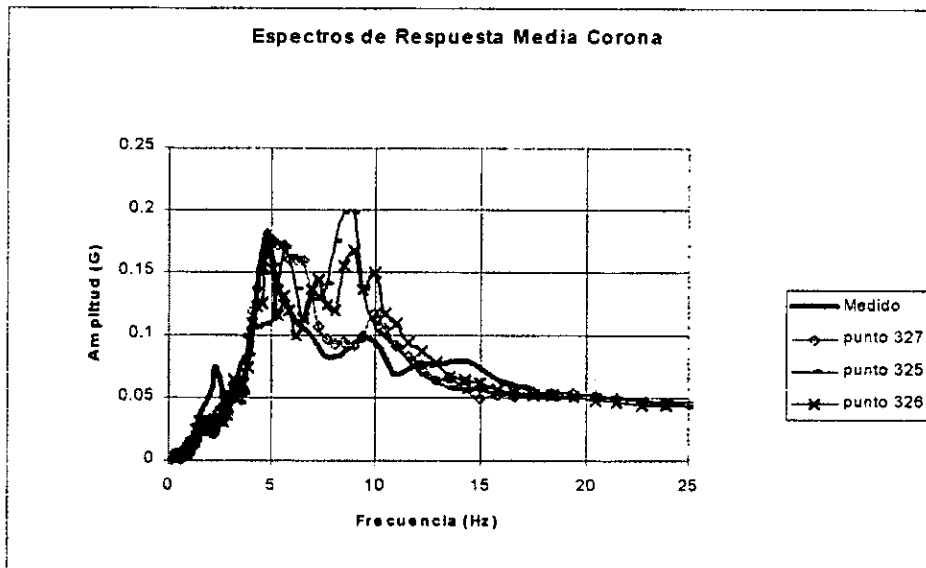
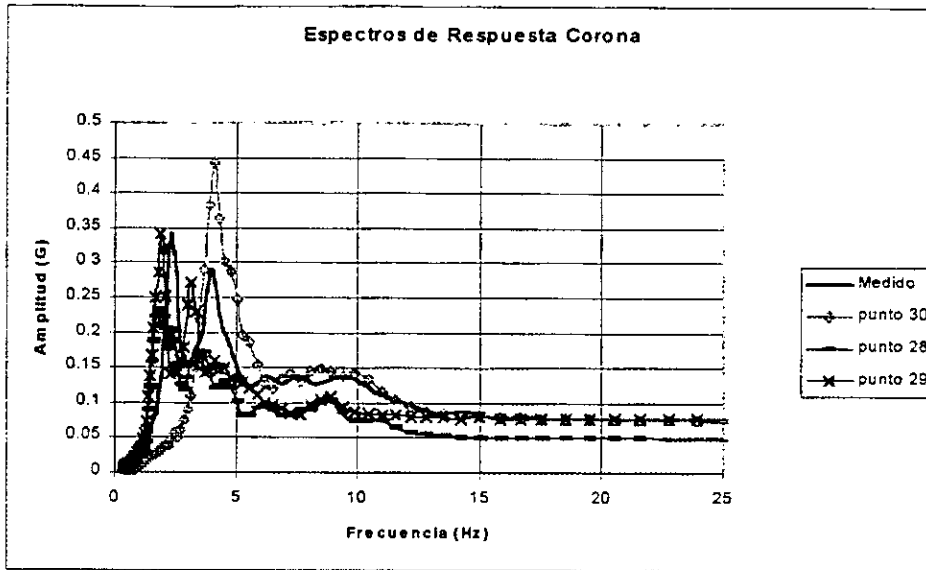


Figura IV.11 Espectros de respuesta Caso 6

IV.2.3. Respuesta Dinámica ante la variación del Módulo al cortante y Amortiguamiento

Hasta ahora la variación del amortiguamiento y la rigidez al cortante, debidas a las cargas cíclicas de un sismo, se han analizado por separado, pero estas dos variables no son independientes una de otra, una mayor degradación del módulo de rigidez implica también mayor amortiguamiento en el material, de aquí la necesidad de analizar la combinación de la variación de ambos parámetros en el modelo numérico.

Caso 7, 8, 9, 10 y 11

En los casos 6,7,8,9 y 10 se utiliza la variación del módulo de rigidez del caso 5 y se analizan la respuesta del modelo para diferentes alturas de la zona de menor amortiguamiento y finalmente en el caso 11 se analiza el caso en que la zona de menor amortiguamiento tiene una configuración parecida a una concha (figura IV.17).

Los enrocamientos en el Caso 7 (figura IV.12) ubicados desde el nivel 80 hasta la corona se les disminuyó el amortiguamiento, al reducir en 50% cada uno de los valores de la curva deformación lineal contra amortiguamiento original.

En el Caso 8 (figura IV.13) los enrocamientos ubicados desde el nivel 90 hasta la corona se les disminuyó el amortiguamiento al reducir en 50% cada uno de los valores de la curva deformación lineal contra amortiguamiento original.

Para el Caso 9 (figura IV.14) los enrocamientos ubicados desde el nivel 70 hasta la corona se les disminuyó el amortiguamiento al reducir en 50% cada uno de los valores de la curva deformación lineal contra amortiguamiento original.

Para el Caso 10 (figura IV.15), entre el nivel 70 y 90 se aumento el amortiguamiento en 50% más de los valores originales de la curva.

Y finalmente en el Caso 11 (figura IV.16) tratando además de investigar no sólo la influencia de la disminución del amortiguamiento con la profundidad sino también el efecto al variar el amortiguamiento de forma longitudinal, se propuso que el amortiguamiento disminuyera en una zona central de la presa como se muestra en la figura IV.17.

La razón de proponer esta disminución del amortiguamiento es que por lo regular en las cercanías del cañón el módulo tiende también a degradarse más que la parte central y por lo tanto también existe un mayor amortiguamiento.

Analizando los cinco casos en todos los casos se logra el propósito de aumentar la respuesta en la corona del modelo y acercarla a la respuesta medida, mientras a media corona no parece haber cambios significativos tal vez excepto en el Caso 9, en donde la disminución del amortiguamiento alcanzó una mayor profundidad. Sin embargo considerando que el tratar de representar lo más fielmente las características de la cortina en el modelo numérico, se decidió trabajar en adelante con los cambios realizados en el Caso 11, que se pueden resumir en la existencia de dos zonas de diferente amortiguamiento

considerando no sólo una variación con la profundidad sino también en el sentido longitudinal.

Los siguientes cinco casos tuvieron como objetivo hacer un ajuste más fino del módulo al cortante, multiplicando el módulo por un factor con diferentes variaciones parabólicas y conservando las dos zonas de diferente amortiguamiento utilizadas en el caso 11.

Caso 12, 13, 14, 15 y 16

En estos nuevos casos no sólo se aumenta el módulo en las zonas superiores de la cortina, sino también existe una disminución de este en las zonas inferiores. Pero realmente no se obtuvieron resultados satisfactorios, en los Casos 12 y 13 (figuras IV.18 y IV.19) se disminuye la respuesta a media corona como resultado de un menor módulo a partir del nivel 90 para el caso 12 y el nivel 80 para el caso 13, pero no se logra un ajuste mejor en lo referente a la frecuencia del pico principal y amplitud. Para los siguientes casos 14, 15 y 16 (figuras IV.20, IV.21, y IV.22) los resultados son igualmente insatisfactorios y sólo cabe mencionar que para el Caso 16 el cambio de módulo logro cambiar los modos de vibración de la presa con respecto a la tendencia que se estaba mostrando en los casos anteriores, al recorrerse el pico principal hacia frecuencias mayores, de tal forma que el pico principal en media corona aparece para una frecuencia de 2.5 Hz aproximadamente y con una amplitud 0.37 G.

El aumentar la diferencia entre la rigidez de media corona y la base de la corona no logró resultados satisfactorios para reproducir la respuesta medida, por lo que la siguiente etapa fue analizar la variación de la rigidez de la cortina transversalmente, conservando las dos zonas de diferente amortiguamiento definidas en el caso 11.

Caso 17, 18, 19 y 20

En el Caso 17 (figura IV.23) la variación transversal del factor aumenta el módulo gradualmente conforme se está mas cerca de los taludes y el Caso 18 (figura IV.22) la variación transversal del factor disminuye el módulo gradualmente conforme se está más cerca de los taludes. La primera variación sugiere que existe una mayor degradación en los materiales interiores de la presa que en los materiales exteriores y el segundo caso supone lo contrario.

Un fenómeno que se tiene que tomar en cuenta y es que los materiales que se encuentran aguas arriba están sometidos también a la carga que ejerce el agua almacenada lo que daría como resultado la disminución de los esfuerzos efectivos y una menor rigidez o módulo al cortante. Finalmente los resultados que muestra el Caso 19 son satisfactorios en cuanto que producen de manera muy cercana los aspectos más importantes de la respuesta medida, como lo son las los picos principales y amplitudes, además de que en esta caso también se incorporan fenómenos que se esperan estén actuando en las presas como lo son zonas de mayor amortiguamiento en las base de la presa y en las cercanías de los cañones y variaciones del módulo de acuerdo a la profundidad y en sentido transversal. Por lo que las

propiedades determinadas en este caso son las utilizadas para el cálculo de las deformaciones permanentes.

En el Caso 20 (figuras IV.27 y IV.28) se hace la suposición contraria del Caso 19, es decir, se considera un zona mas blanda aguas abajo y más rígida aguas arriba y como lo muestran los resultados esta suposición no es razonable.

Caso 7

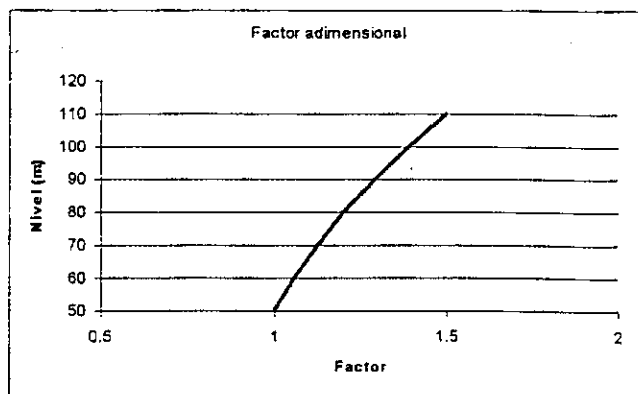
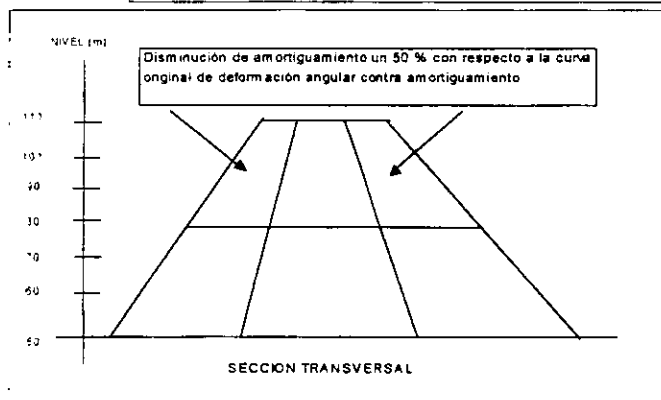
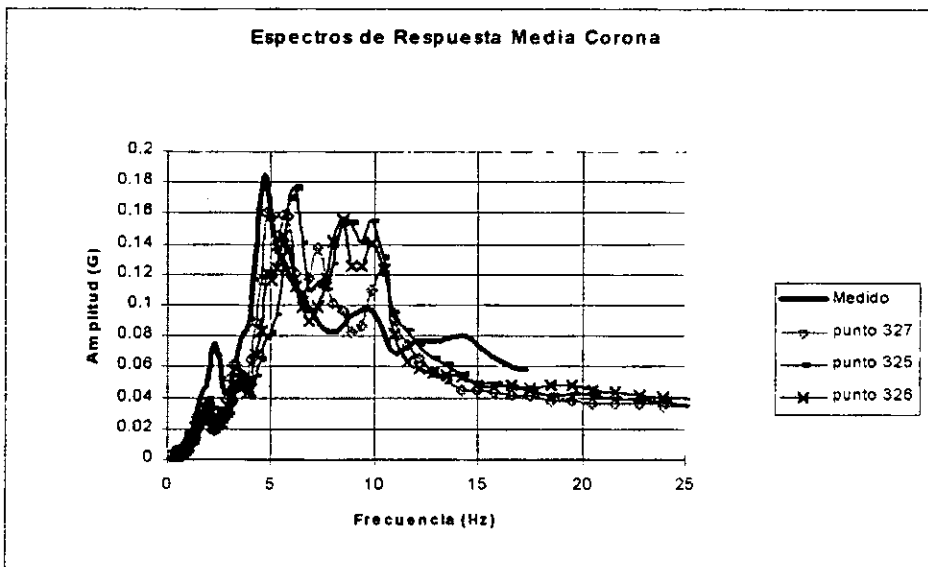
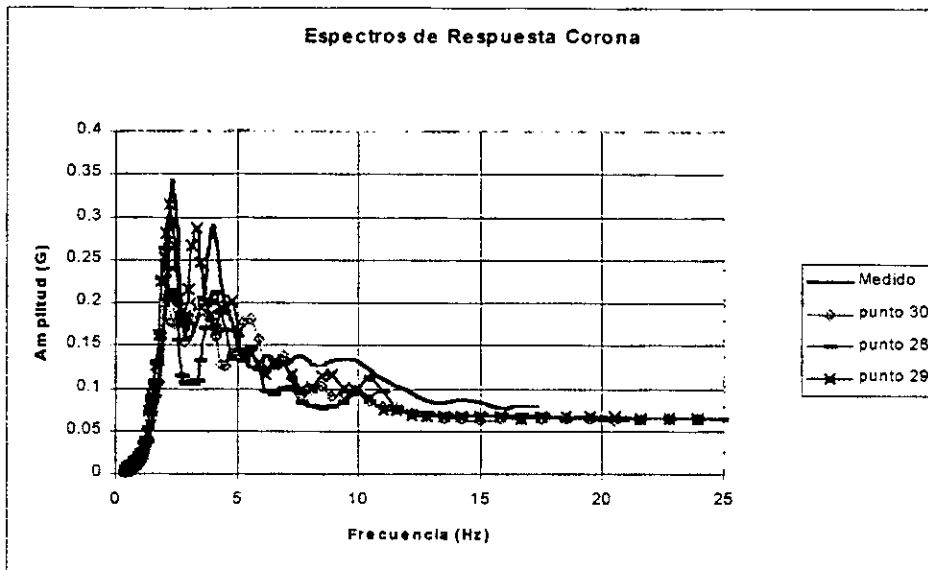


Figura IV.12 Espectros de respuesta Caso 7 Variación del Factor que afecta al Módulo G con respecto a la profundidad

Caso 8

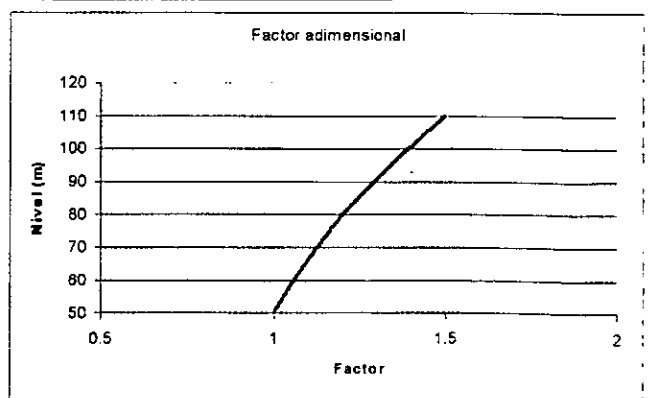
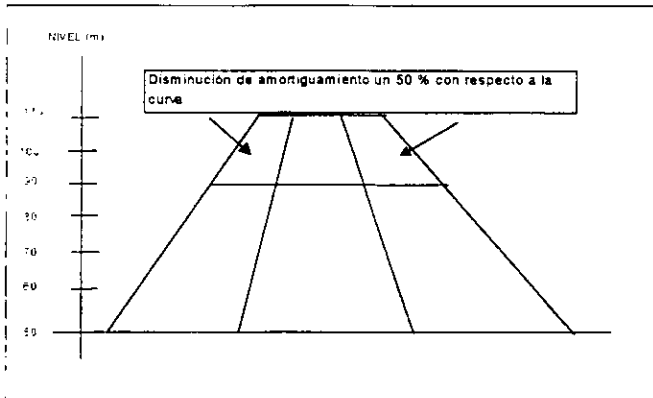
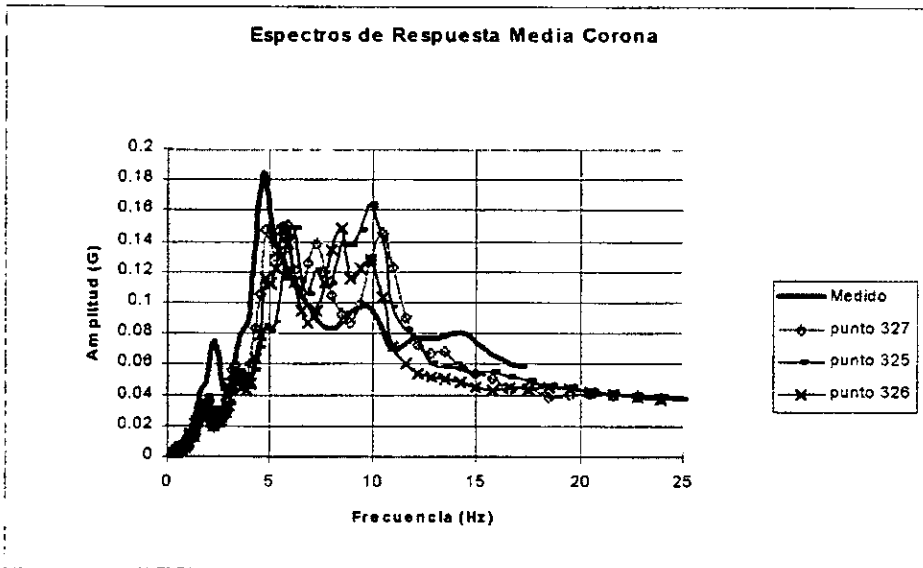
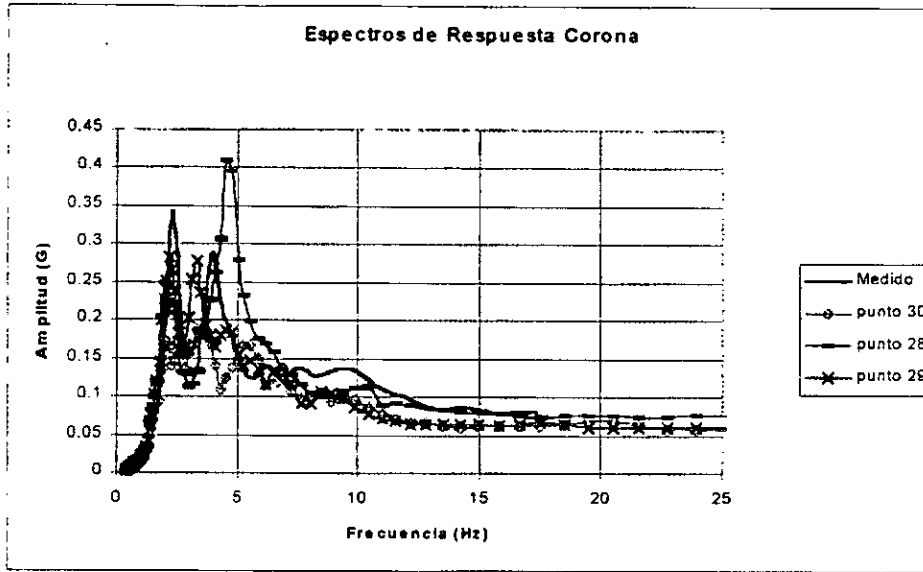


Figura IV.13 Espectros de respuesta Caso 8 y variación del Factor que afecta al Módulo G con respecto a la profundidad.

Caso 9

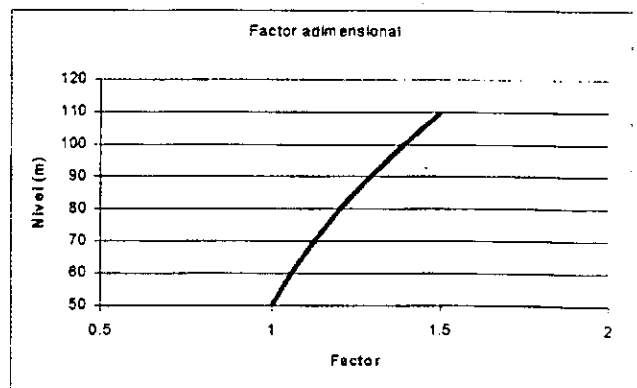
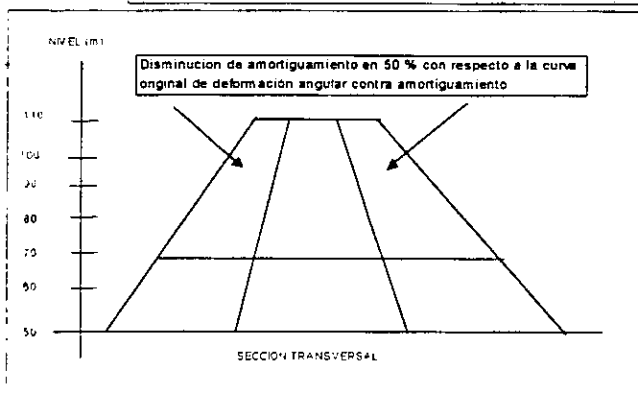
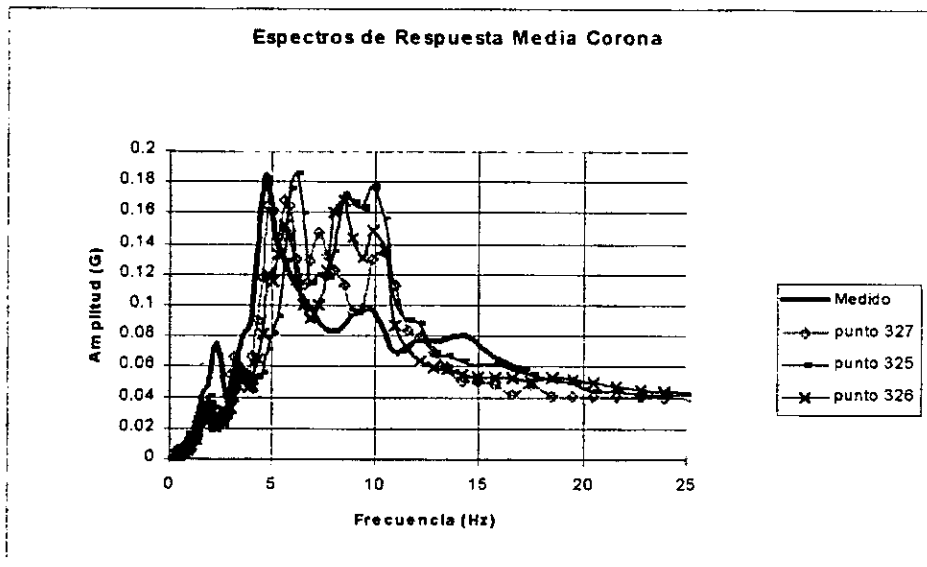
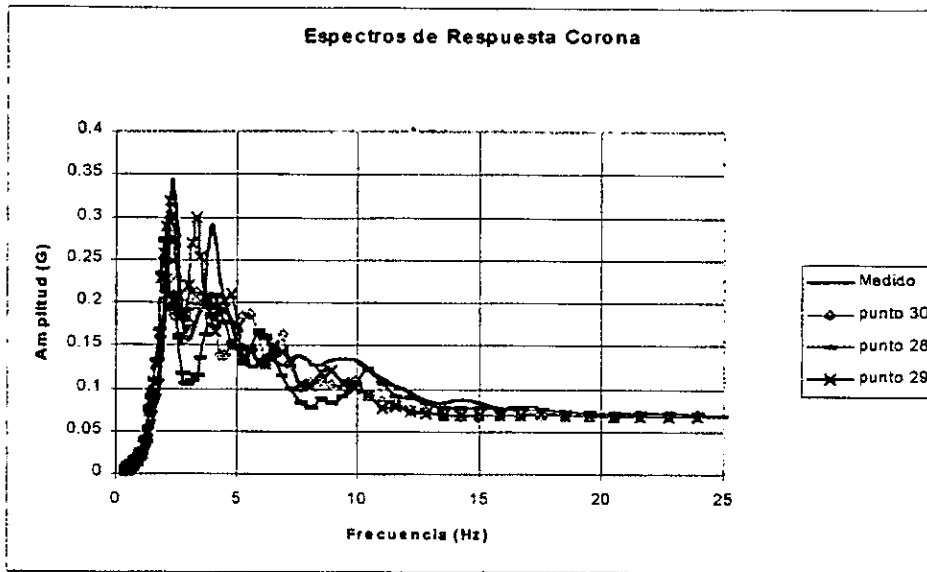


Figura IV.14 Espectros de respuesta Caso 9 y variación del Factor que afecta al Módulo G con respecto a la profundidad

Caso 10

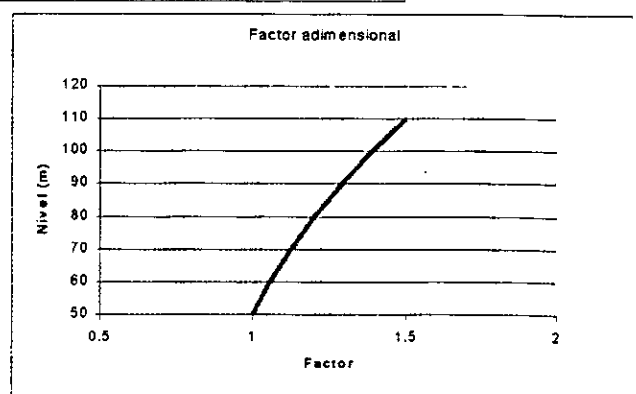
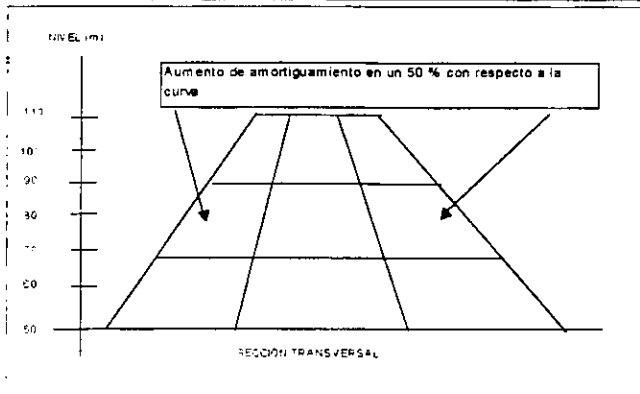
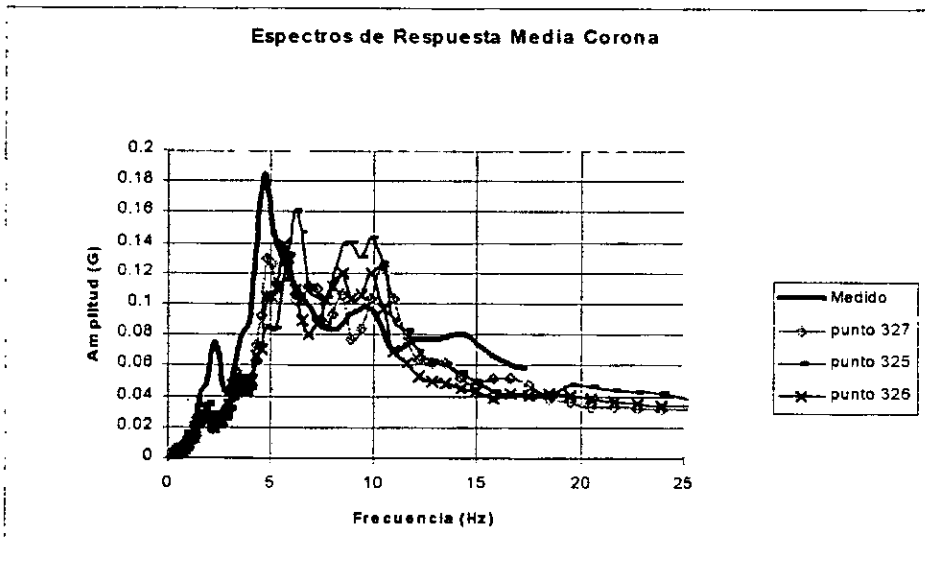
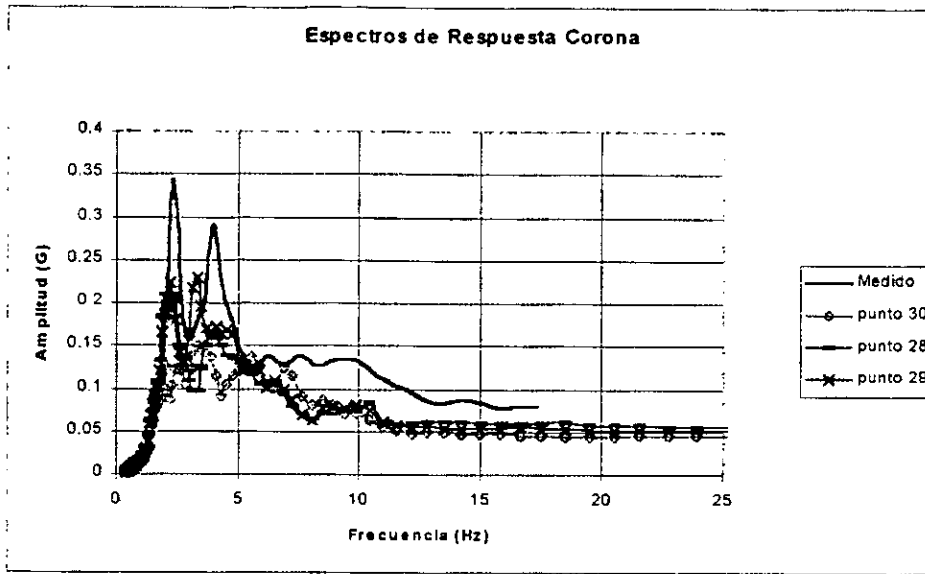


Figura IV.15 Espectros de respuesta Caso 10 y variación del Factor que afecta al Módulo G con respecto a la profundidad

Caso 11

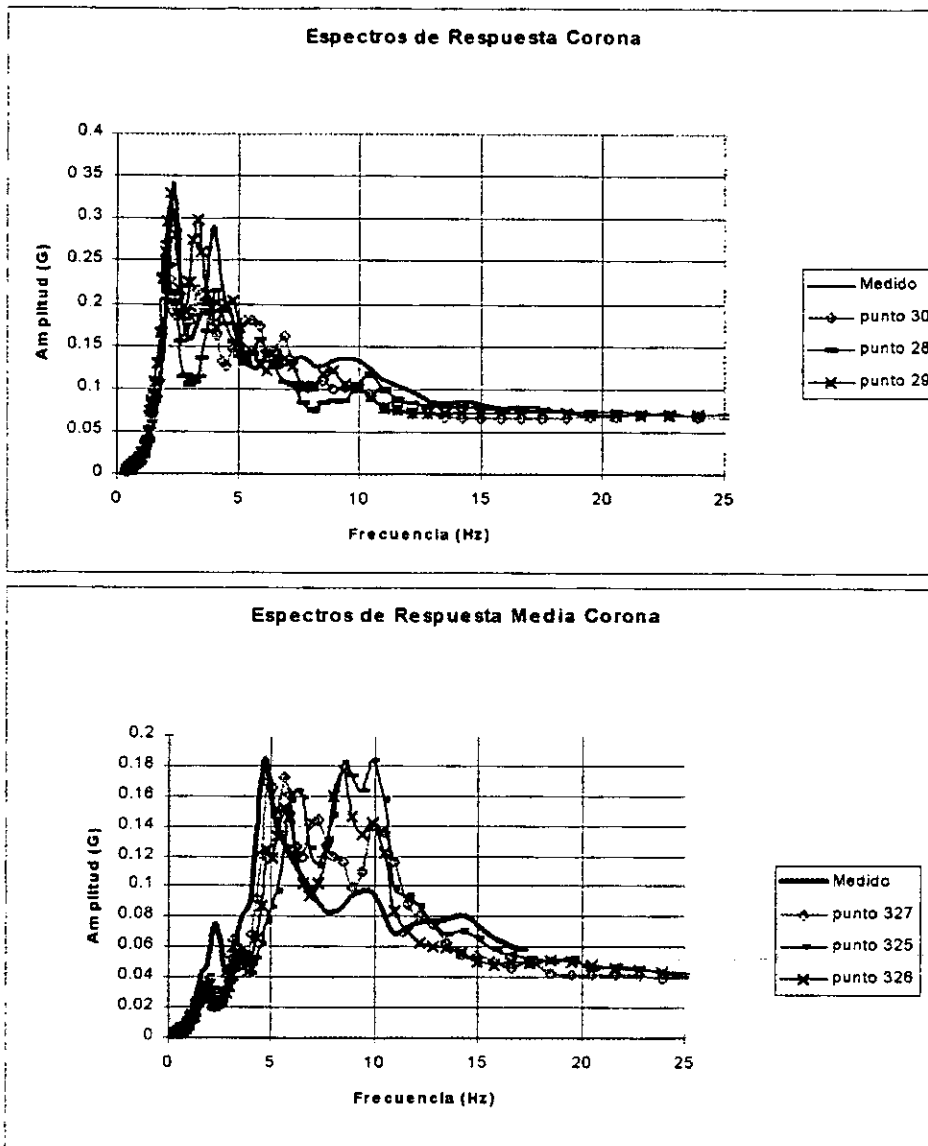


Figura IV.16 Espectros de respuesta Caso 11

Caso 11

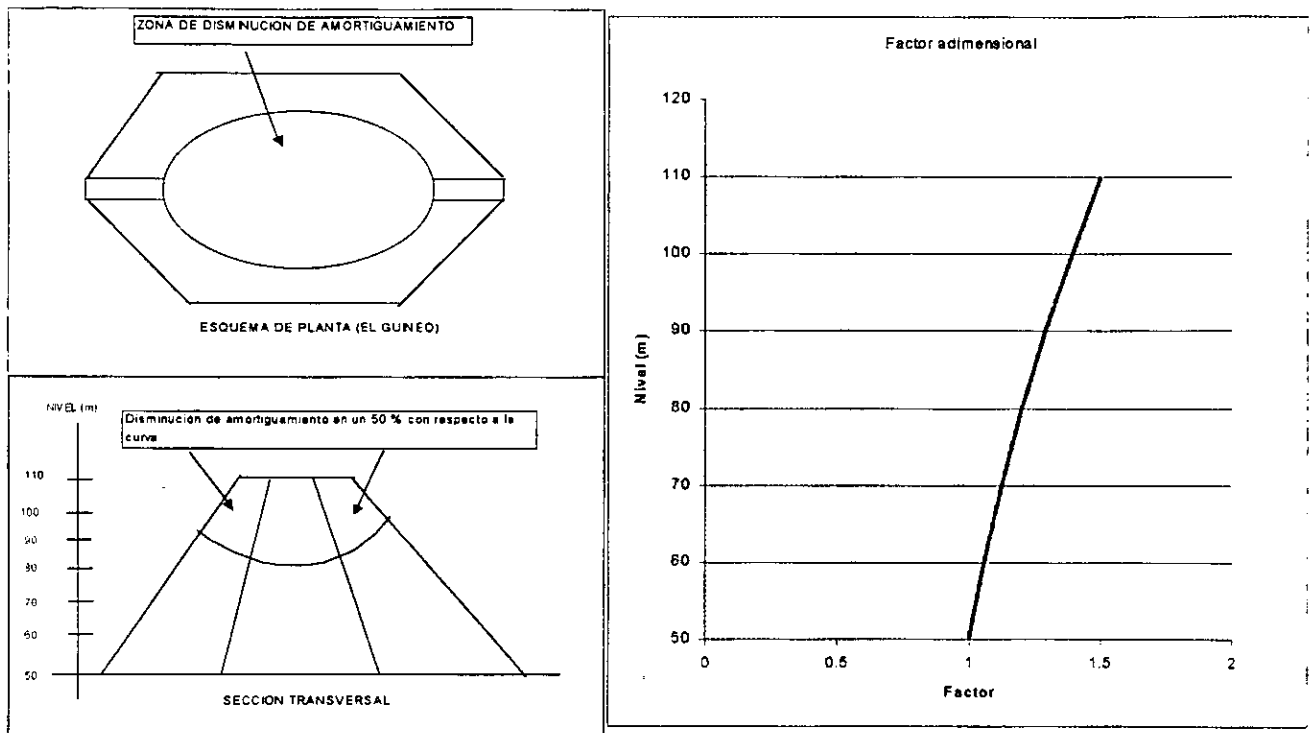


Figura IV.17 Variación del Factor que afecta al Módulo G con respecto a la profundidad.

Caso 12

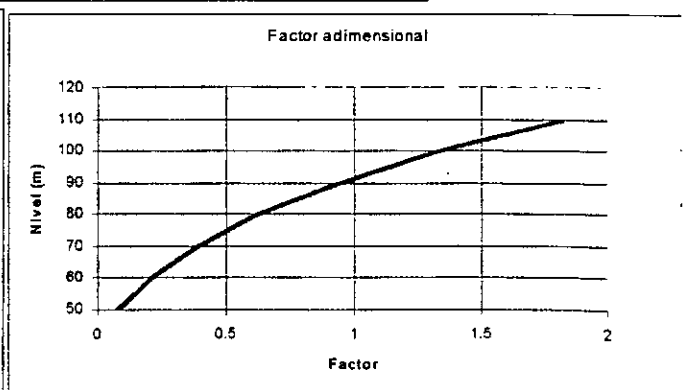
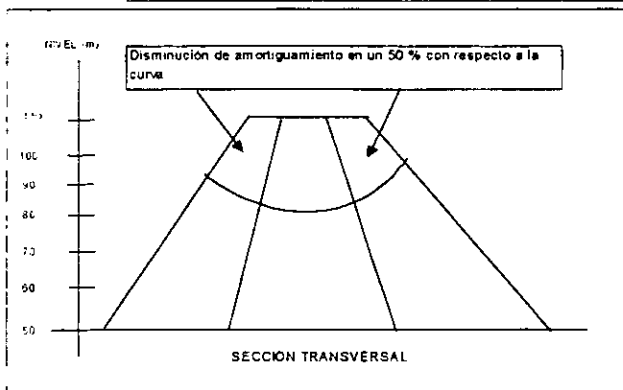
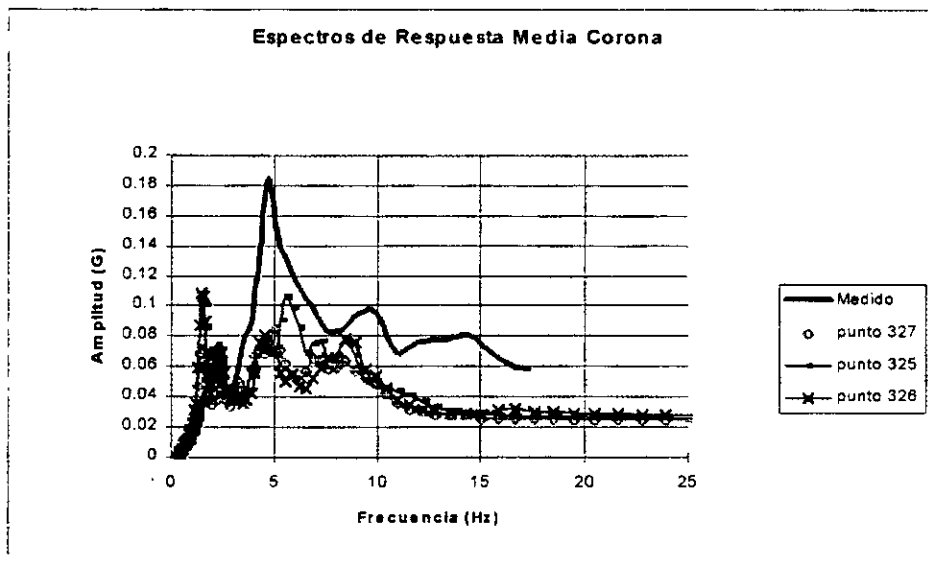
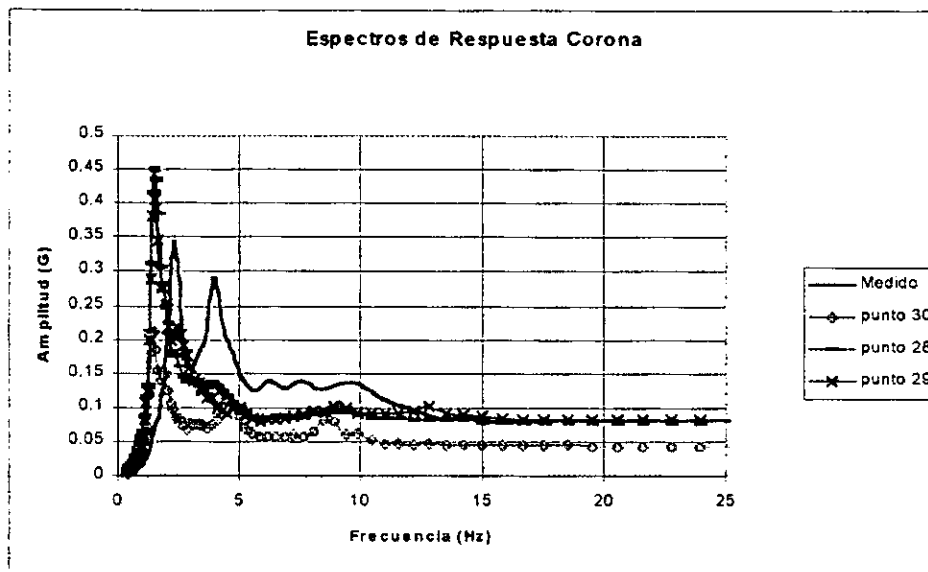


Figura IV.18 Espectros de respuesta Caso 12 y variación del Factor que afecta al Módulo G con respecto a la profundidad

Caso 13

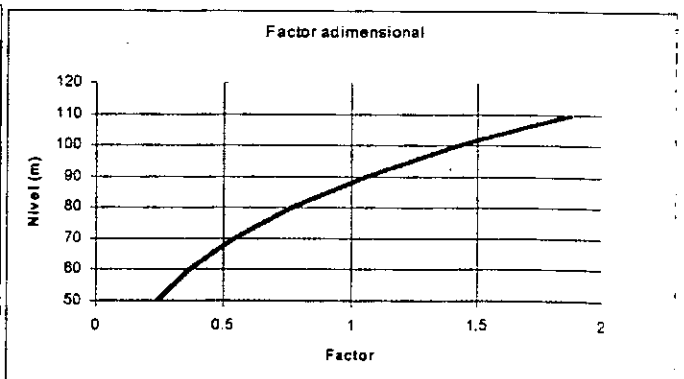
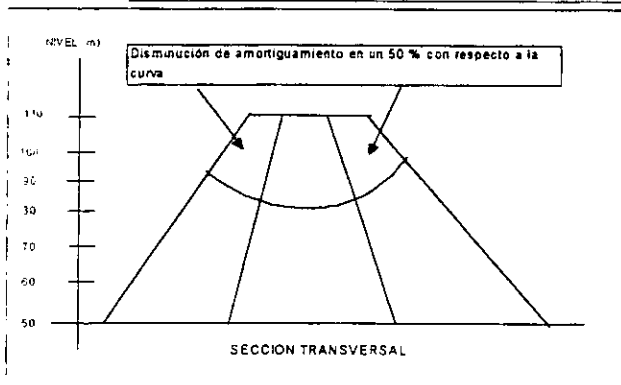
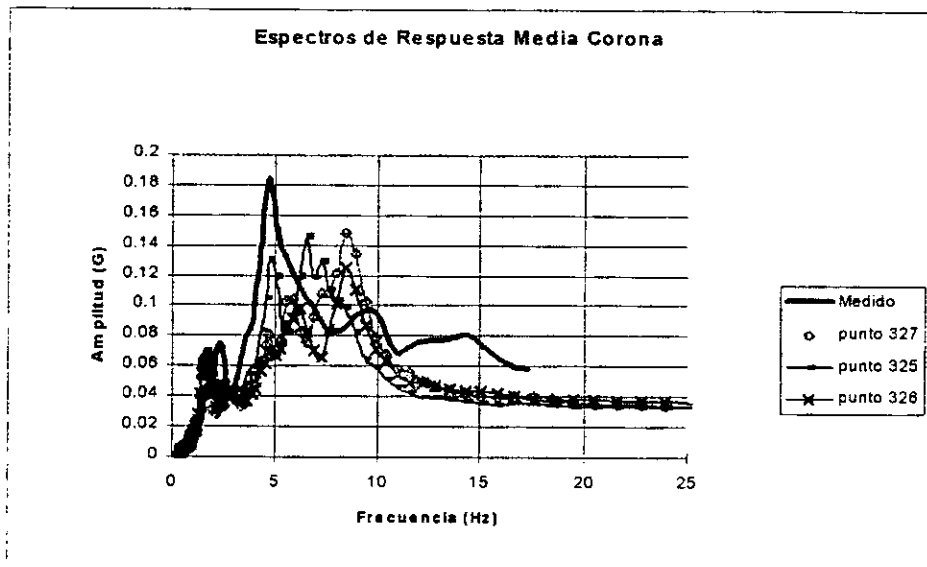
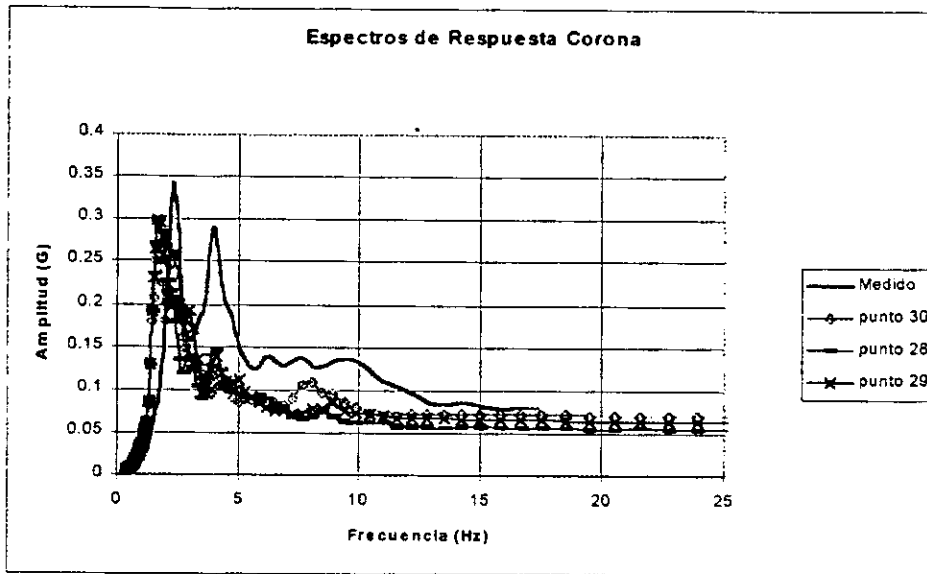


Figura IV.19 Espectros de respuesta Caso 13 y variación del Factor que afecta al Módulo G con respecto a la profundidad

Caso 14

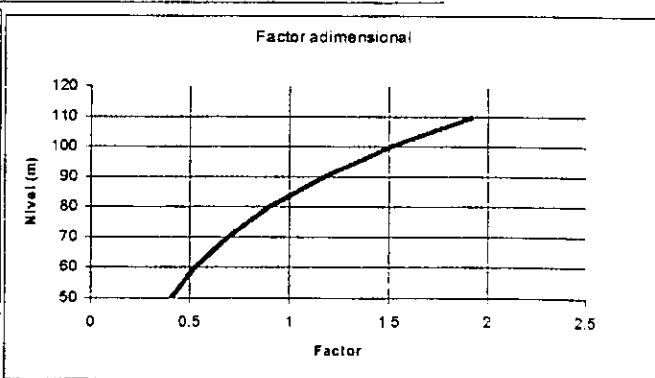
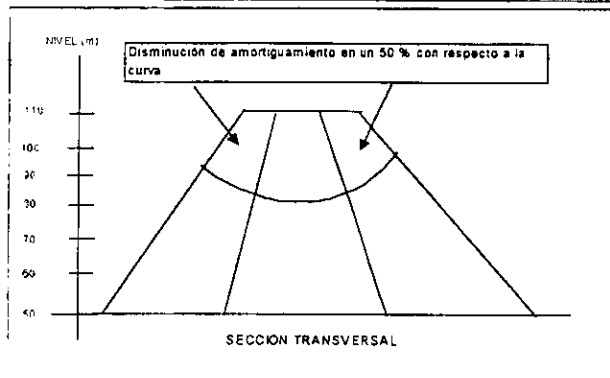
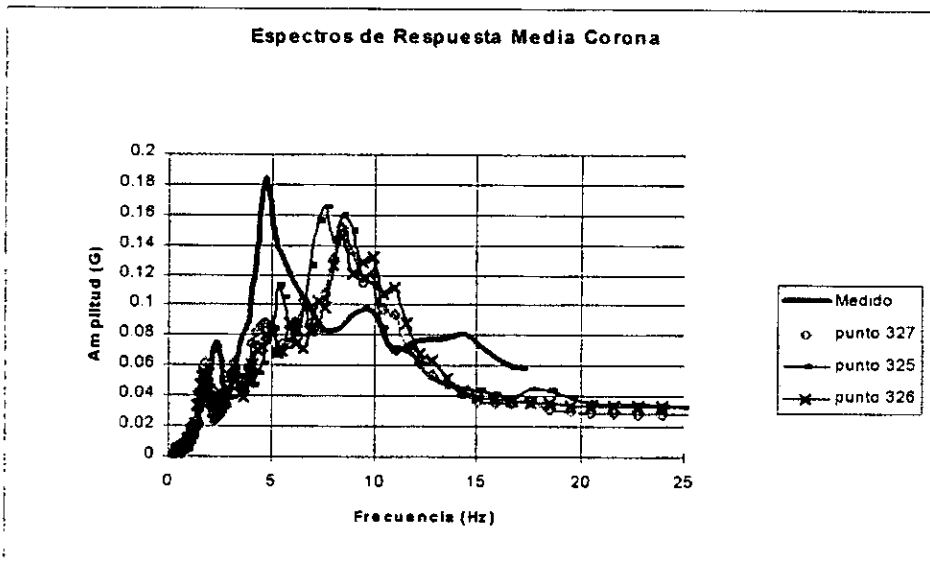
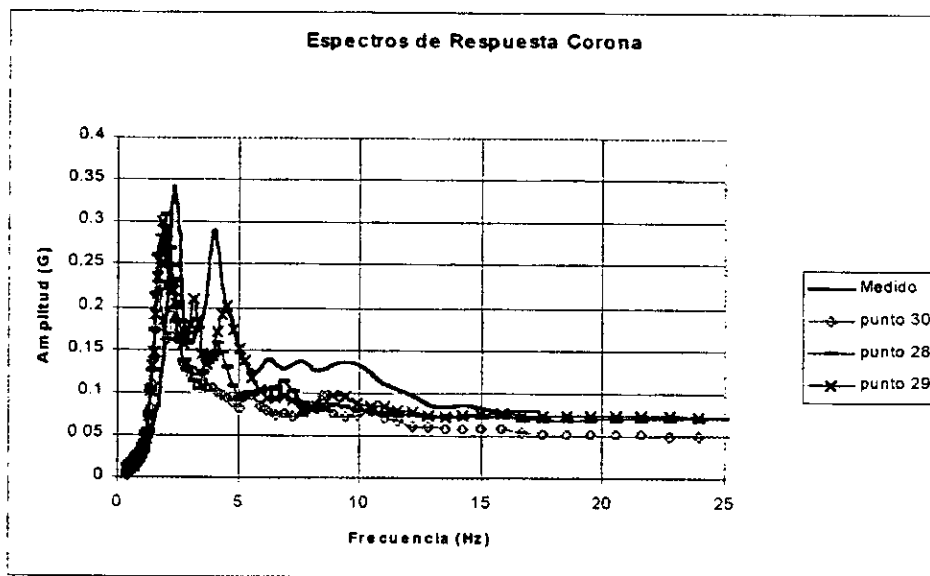


Figura IV.20 Espectros de respuesta Caso 14 y variación del Factor que afecta al Módulo G con respecto a la profundidad

Caso 15

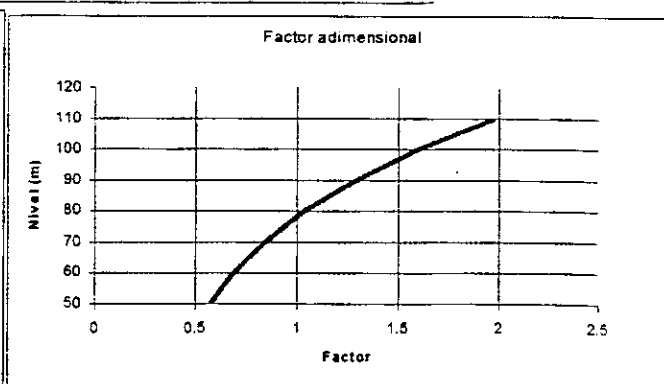
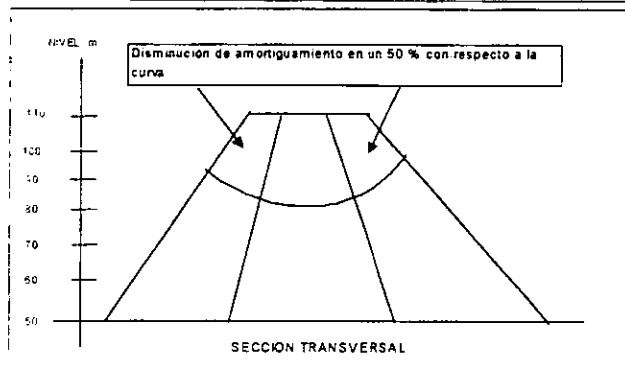
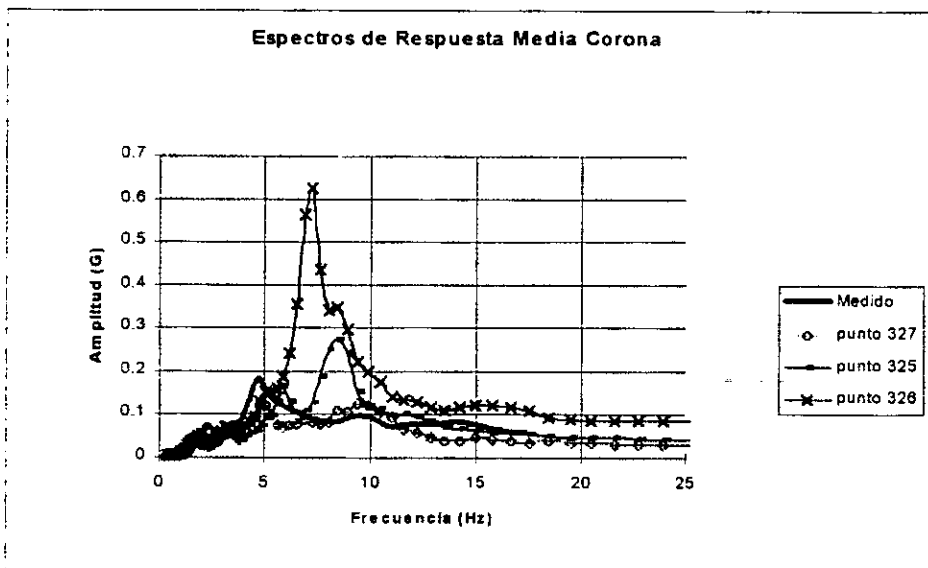
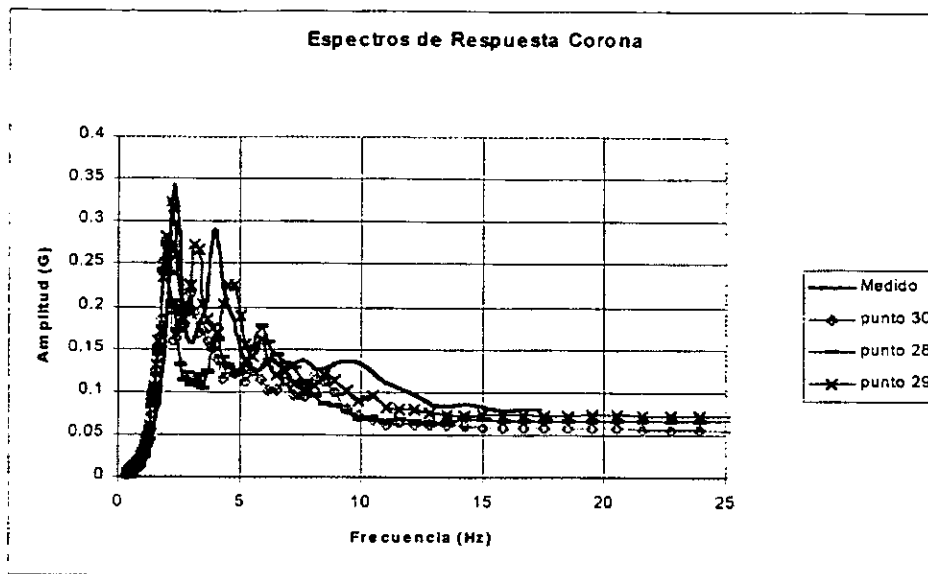


Figura IV.21 Espectros de respuesta Caso 15 y variación del Factor que afecta al Módulo G con respecto a la profundidad

Caso 16

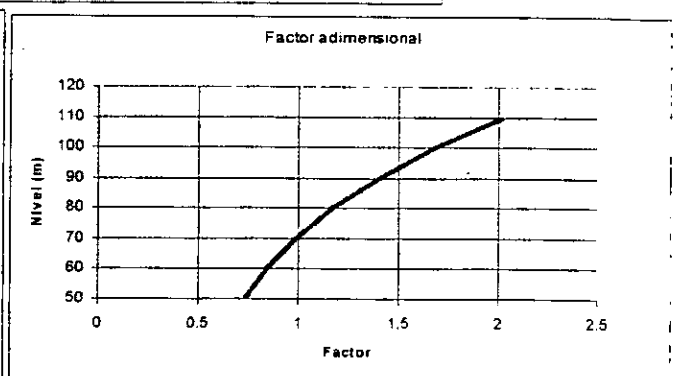
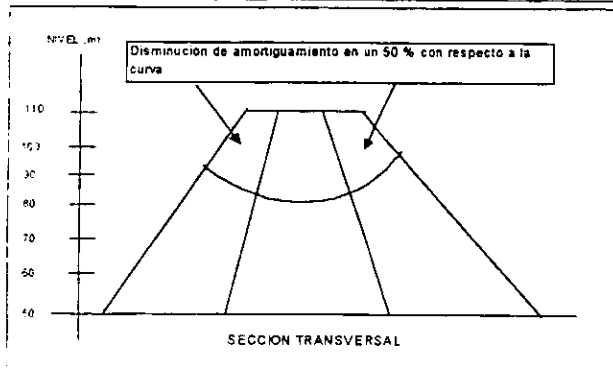
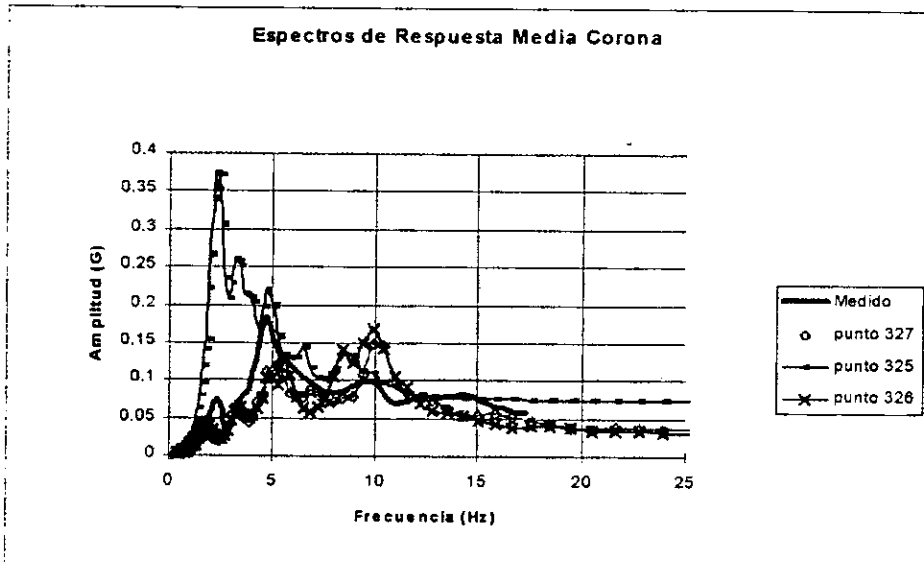
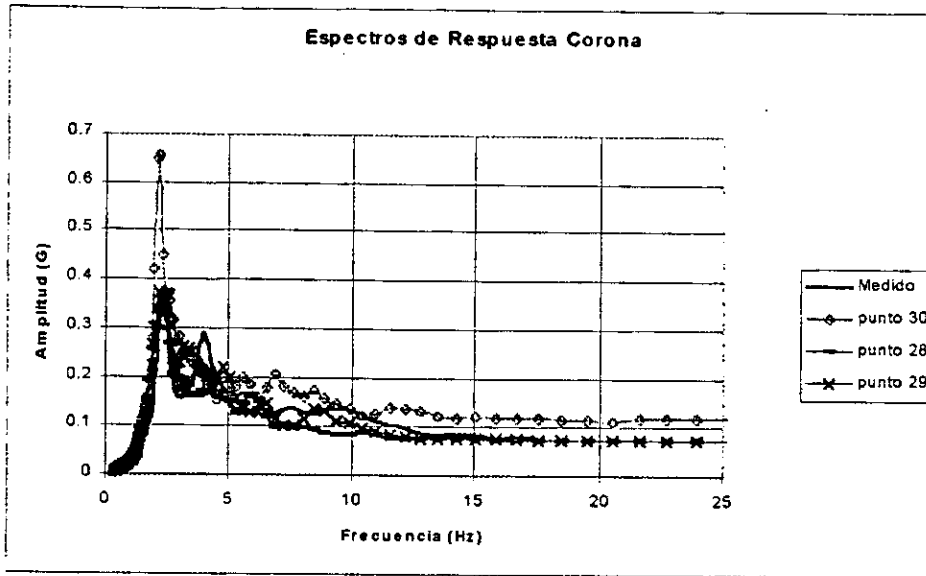


Figura IV.22 Espectros de respuesta Caso 16 y variación del Factor que afecta al Módulo G con respecto a la profundidad

Caso 17

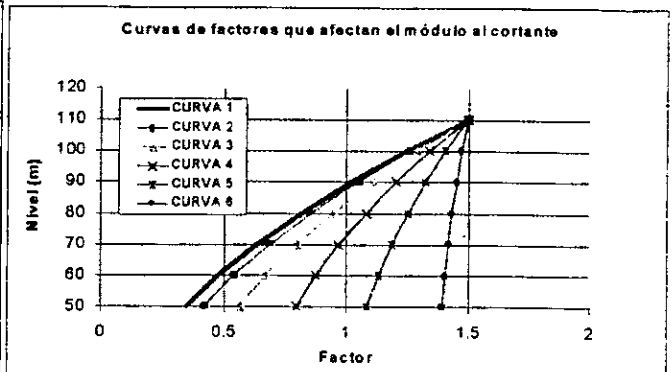
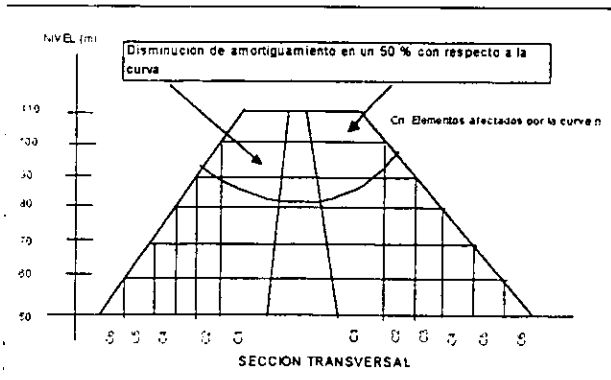
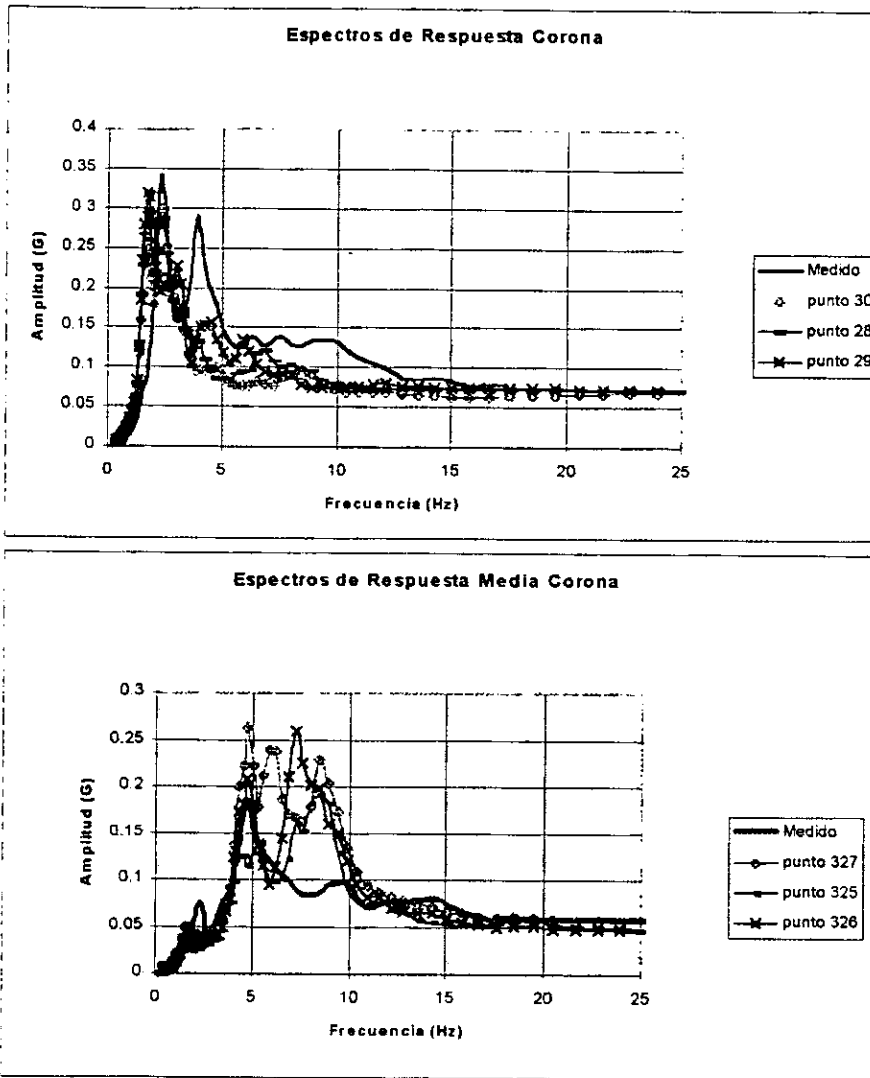


Figura IV.23 Espectros de respuesta Caso 17 y variación del Factor que afecta al Módulo G con respecto a la profundidad

Caso 18

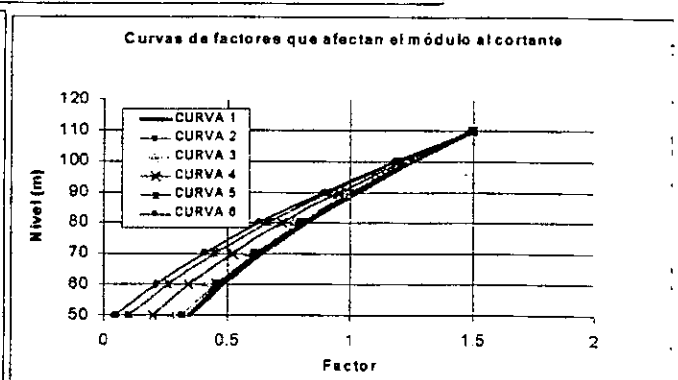
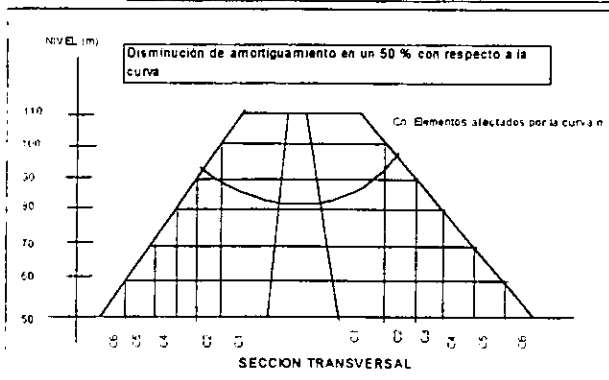
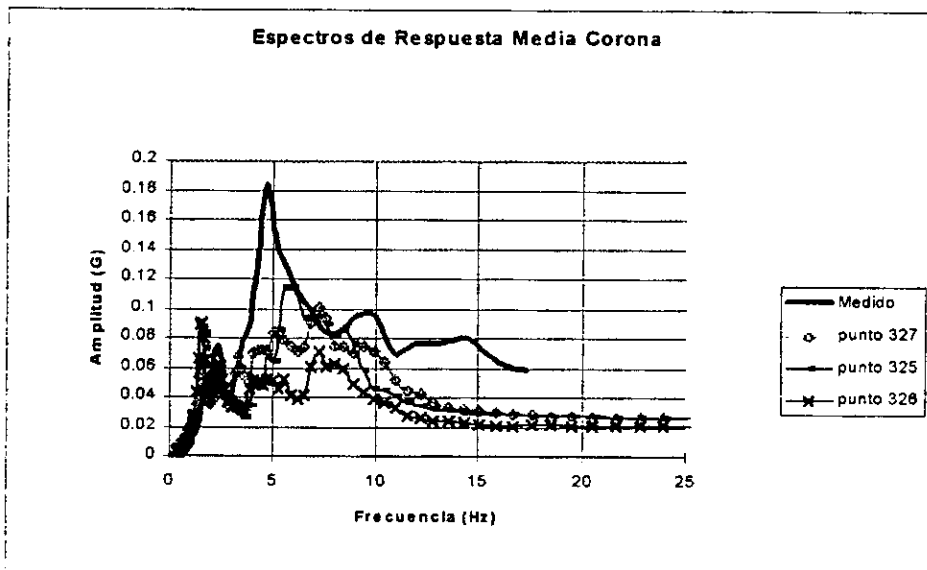
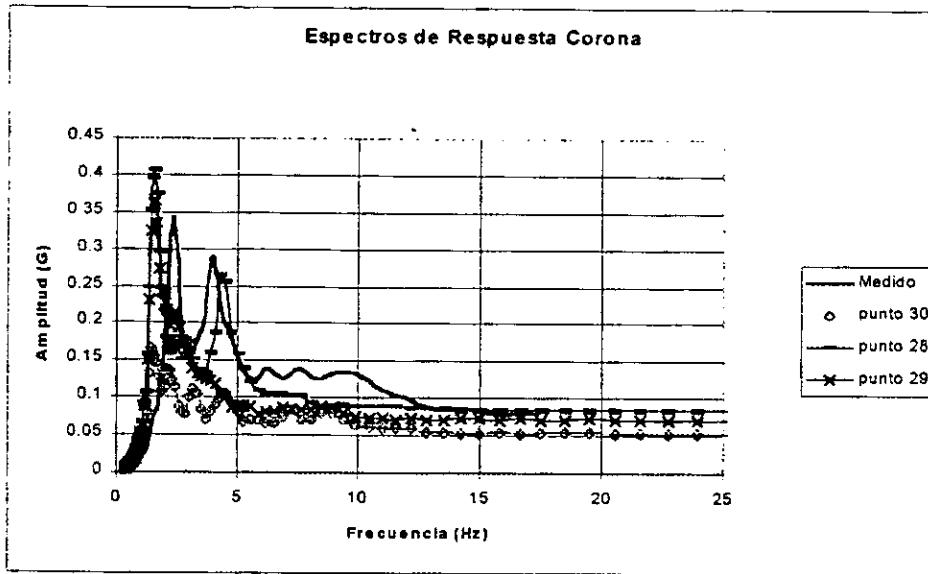


Figura IV.23 Espectros de respuesta Caso 18 y variación del Factor que afecta al Módulo G con respecto a la profundidad

Caso 19

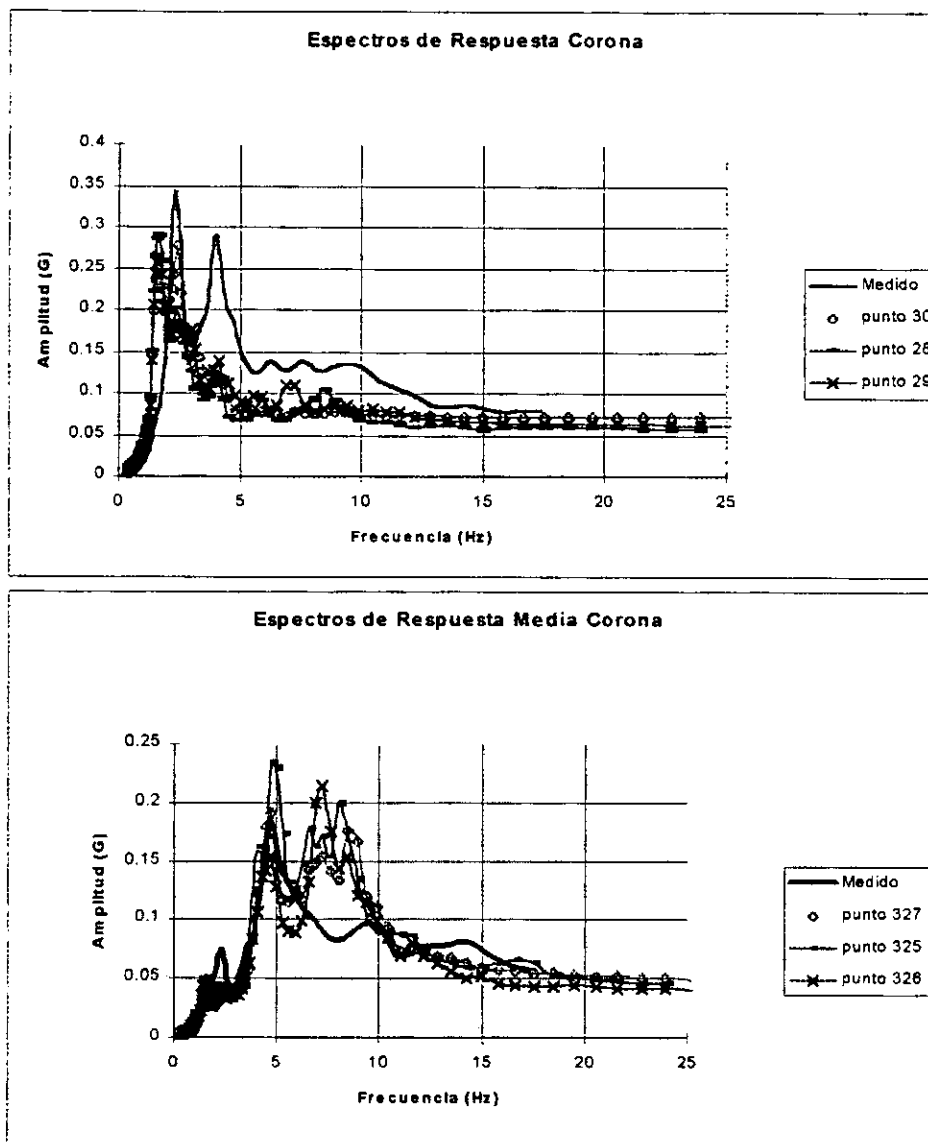


Figura IV.25 Espectros de respuesta Caso 19

Caso 19

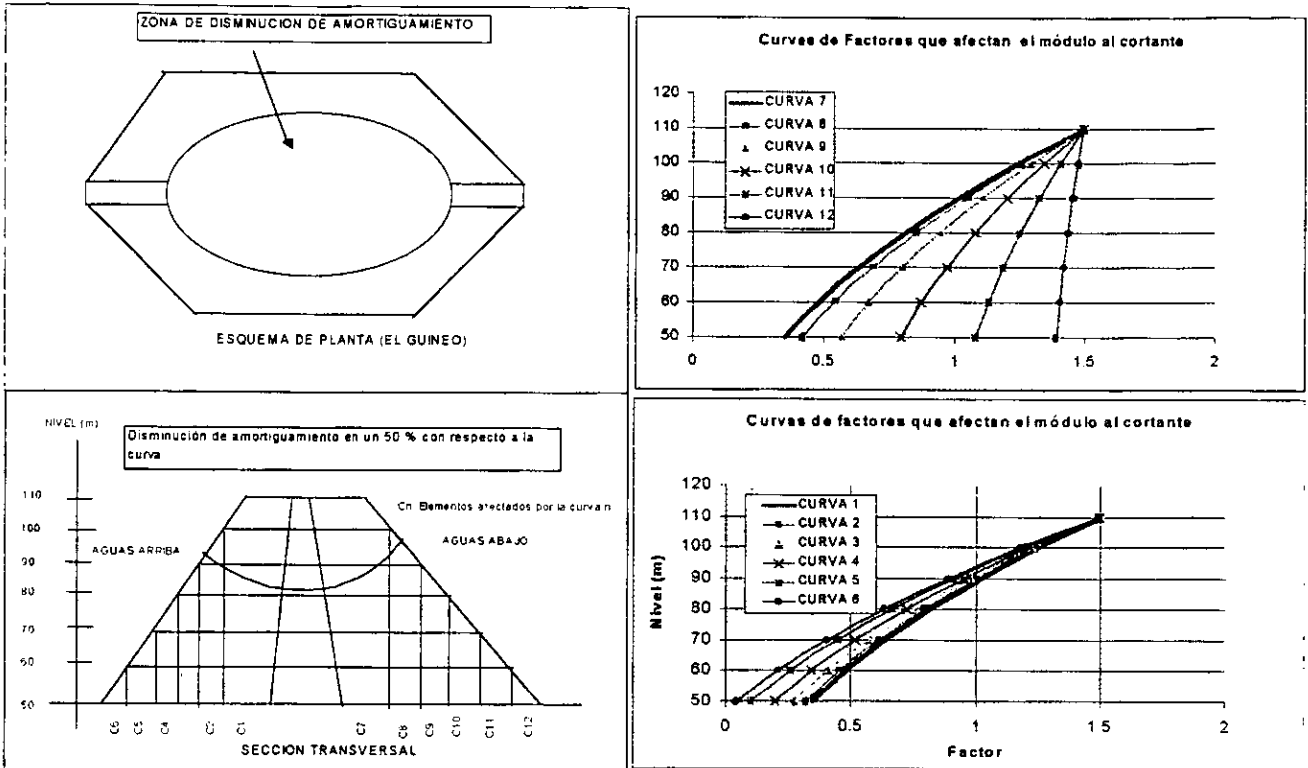


Figura IV.27 Variación del Factor que afecta al Módulo G con respecto a la profundidad

Caso 20

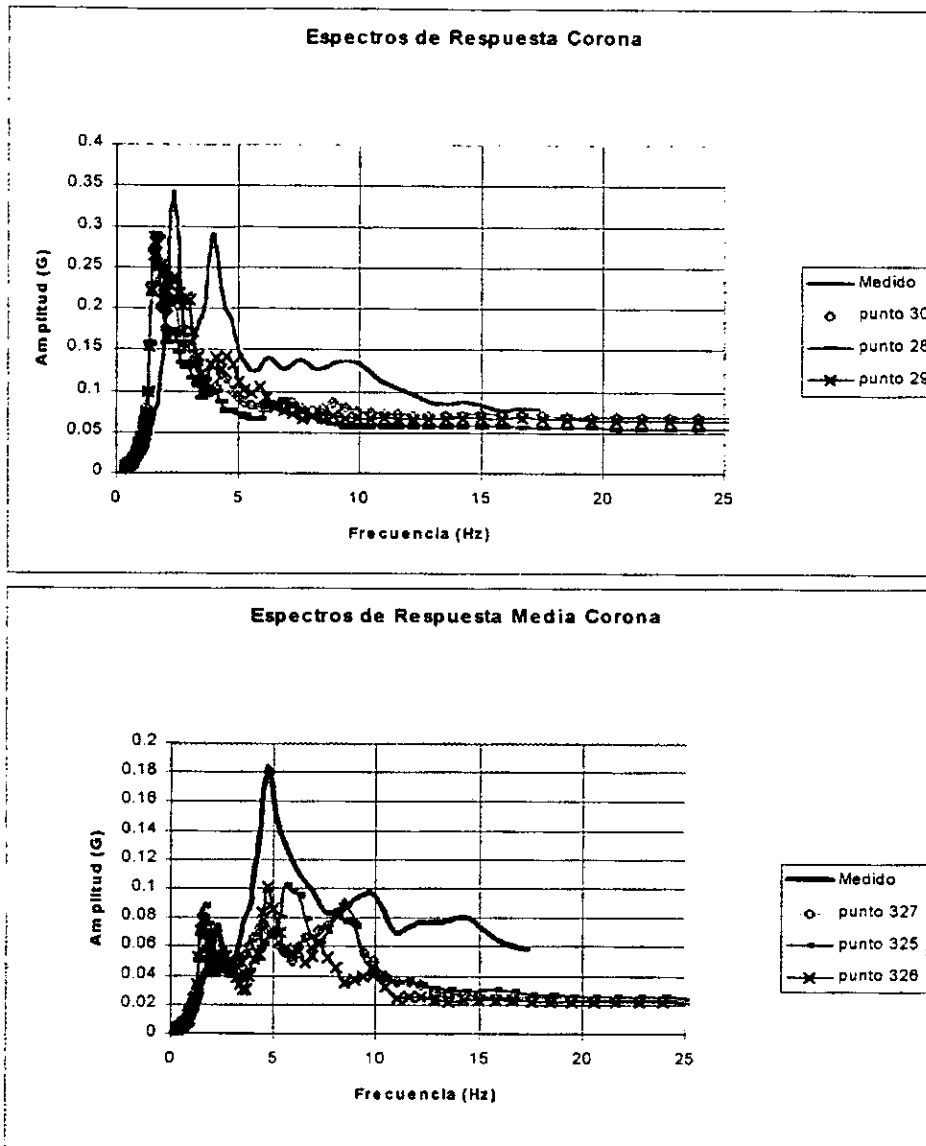


Figura IV.28 Espectros de respuesta Caso 20

Caso 20

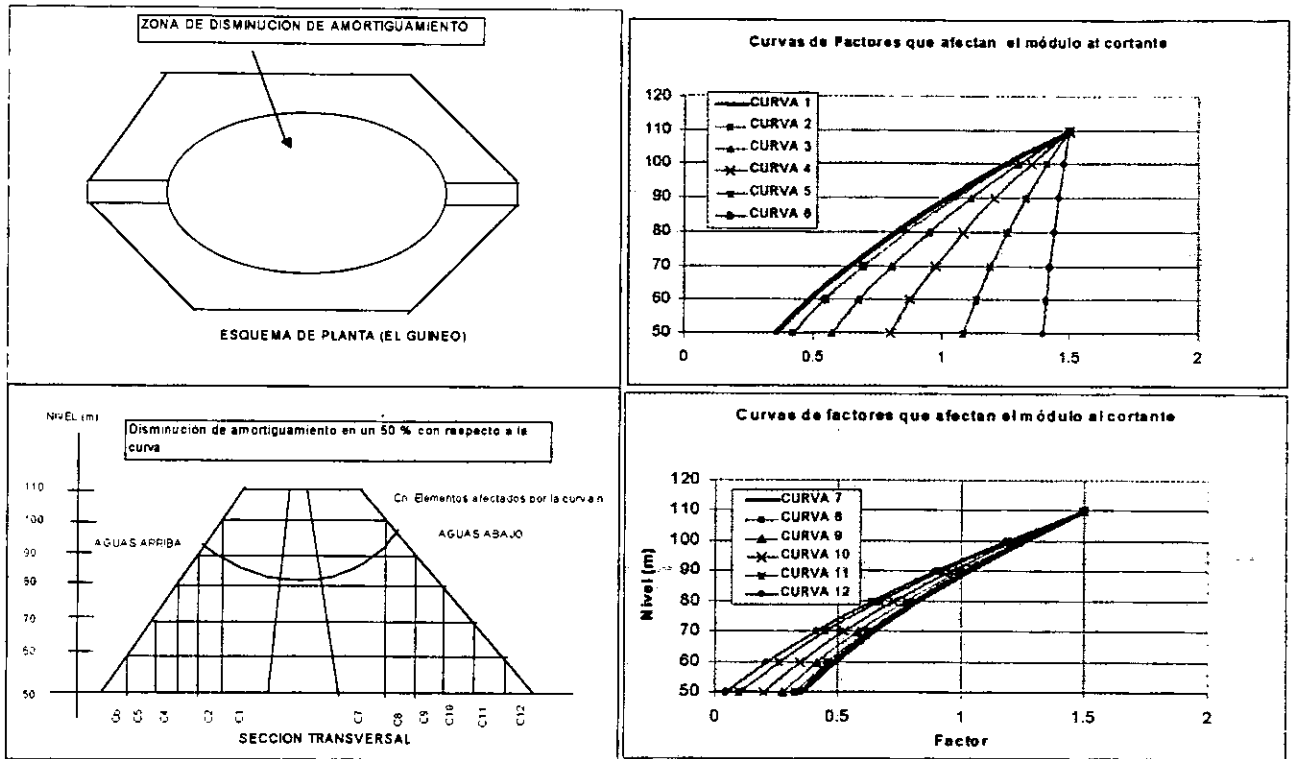
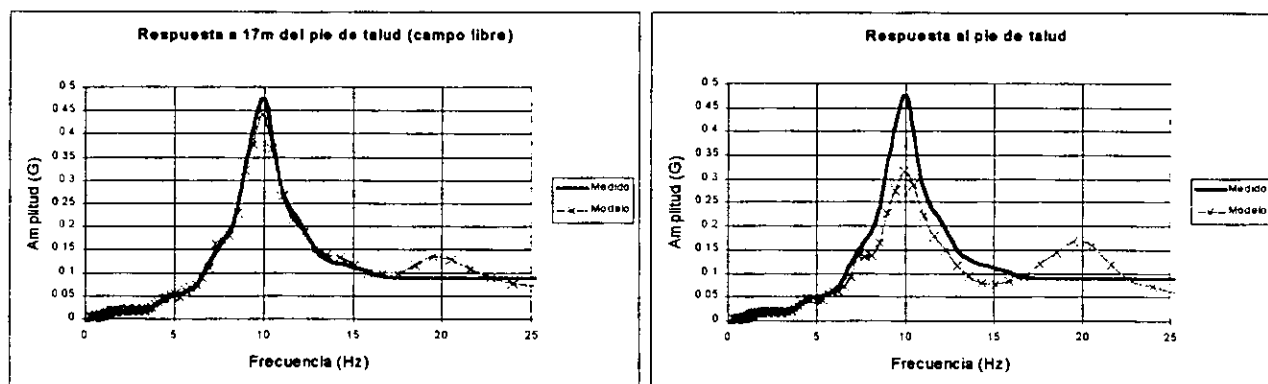


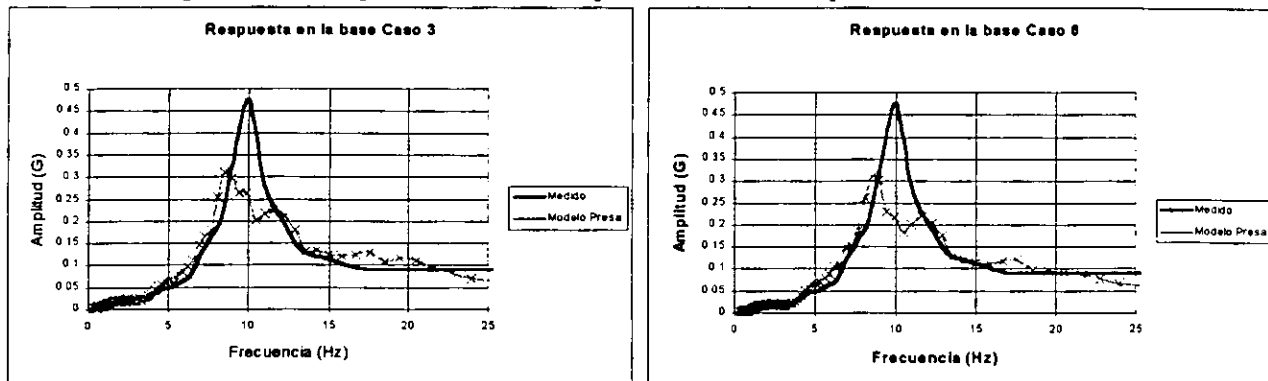
Figura IV.28 Variación del Factor que afecta al Módulo G con respecto a la profundidad

IV.3 Análisis del efecto del pie del talud con respecto a la respuesta del campo libre en la base

Durante los primeros análisis aunque el modelo numérico reproducía de manera cercana las mediciones registradas en la corona y a media cortina, en la base de la cortina los resultados obtenidos diferían demasiado con lo medido en la base y la respuesta no mejoraba con los ajustes realizados. Por lo que se hizo un análisis particular de esta zona, que consistió en crear una malla de 408 elementos y 621 nodos que simulaban el talud aguas abajo incluyendo 20m de la roca sobre la cual descansa el talud. Los resultados de este análisis particular demostraron que la incongruencia de los resultados del modelo numérico tridimensional con la respuesta medida se debió a que el registro de la base se realizó con condiciones de campo libre, mientras que en el modelo numérico la respuesta se obtenía sobre el talud. El diseño de la malla no tomó en cuenta este aspecto de dejar una zona al pie de talud en condiciones de campo libre, por lo cual no se obtenía la respuesta esperada en la base de la cortina. En la malla del análisis particular se amplió la malla más allá del pie del talud y usando la misma excitación se obtuvo la respuesta al pie del talud y 17 m después del pie del talud; con esto se obtuvieron resultados similares a los que se estuvieron obteniendo en el modelo tridimensional completo de la presa para el pie de talud, mientras que la respuesta a 17 m del talud se reproducía al espectro medido en la base (figura IV.29).



a) Espectros de respuesta del análisis particular de la respuesta en la Base.



b) Espectros de respuesta obtenidos en el modelo numérico tridimensional

Figura IV.29 Ejemplos de los espectros de respuesta del modelo de "El Guineo" en la base

Como las variaciones de módulo y amortiguamiento solo afectaron al modelo desde el nivel 50 o base de la cortina hasta la cortina y las propiedades de la roca sobre la cual esta empotrada la cortina se conservaron constantes para todos los análisis y que finalmente son las que determinan la respuesta de la base de la cortina en condiciones de campo libre (su respuesta no está influenciada por el talud), se consideró que este análisis particular demostraba que la excitación empleada y la propiedades de la roca sobre la cual yace la cortina son correctas, por lo cual los análisis se concentraron a partir del nivel 50.

IV.4 Resultados de los parámetros dinámicos y niveles de deformación del modelo numérico para dos señales sintéticas.

Una vez determinadas las propiedades de los enrocamientos, se utilizaron dos señales sintéticas con periodos de retorno de 100 años y 200 años, con el fin de investigar el comportamiento de los parámetros dinámicos (Módulo al cortante y Amortiguamiento) y la variación espacial de la deformación inducida.

Los resultados que se presentan fueron determinados con cuatro iteraciones, es decir, el análisis realizado es no lineal.

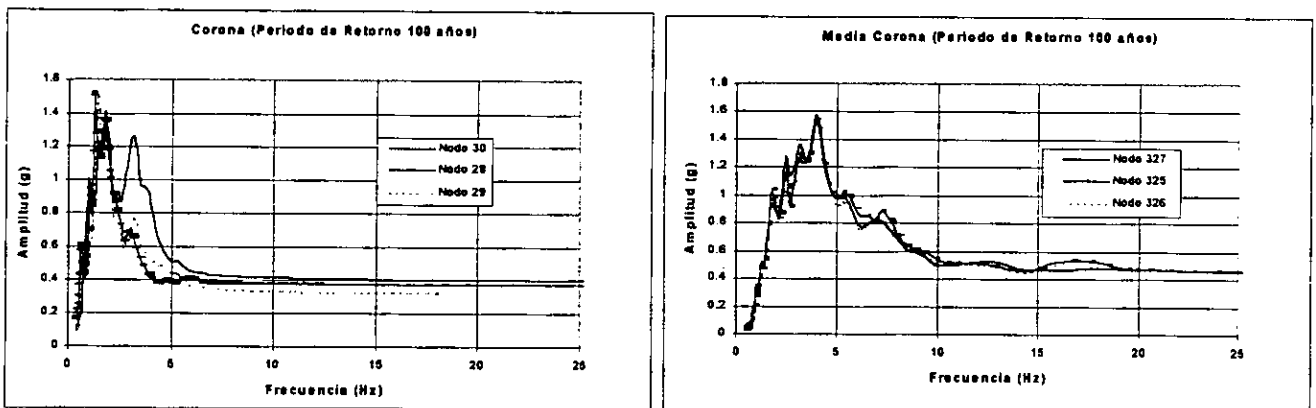


Figura IV.30 Espectros de Respuesta para la señal sintética de 100 años de periodo de retorno.

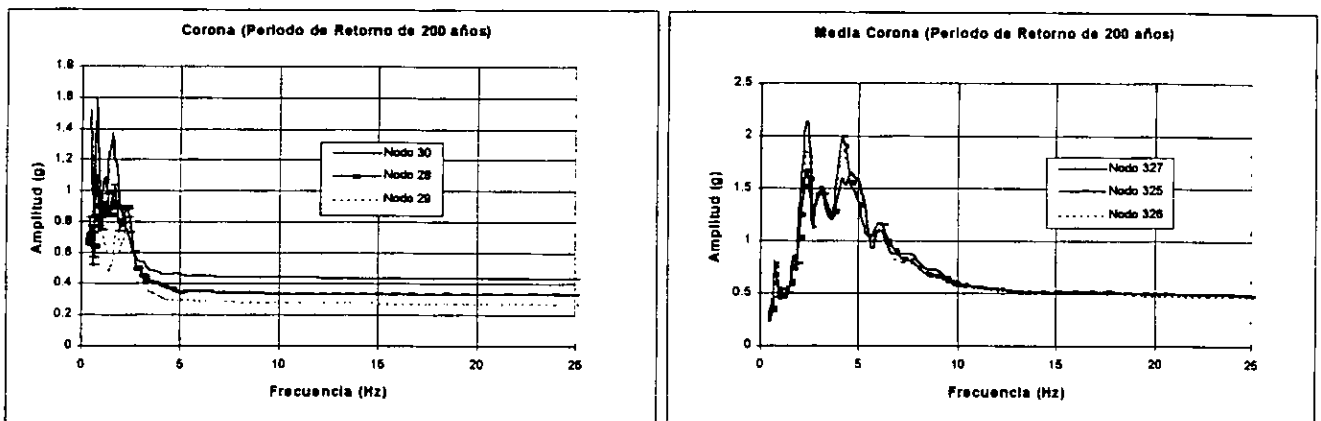


Figura IV.31 Espectros de Respuesta para la señal sintética de 200 años de periodo de retorno.

Para la señal sintética de periodo de retorno igual a 100 años (figura IV.30) a media corona se tiene una amplitud máxima de aceleración igual a 1.6 g con una frecuencia de 4.0 Hz, mientras en la corona la aceleración máxima es de 1.5 g con una frecuencia de 1.3 Hz. En general las frecuencias son menores a las medidas y calculadas para el sismo del 15 de junio de 1999, como consecuencia de pérdida de rigidez o comportamiento no lineal de los enrocamientos y corazón de arcilla. En el caso de la señal sintética de 200 años (figura IV.31) se aprecia más claramente el corrimiento de las frecuencias hacia la izquierda debido al comportamiento no lineal de los materiales. Para este caso a media corona la aceleración máxima es de 2.2 g a una frecuencia de 2.2 Hz y para la corona la aceleración máxima tiene un valor de 1.6g a una frecuencia de 0.9 Hz.

En la figura IV.33 se observan los contornos para los diferentes niveles de deformación inducidas por cada señal sintética utilizada. En estos resultados es posible apreciar que los mayores niveles de deformación se presentan en la corona y a lo largo del talud aguas arriba en las intermedias entre las dos márgenes. El asumir que los módulos al cortante (la rigidez) disminuyen hacia los taludes aguas arriba ocasiona que las deformaciones se concentren en talud. Pero también se observa que las deformaciones disminuyen drásticamente conforme disminuye la distancia hacia las márgenes del cañón, es decir, se observa claramente hasta donde la rigidez del cañón tiene influencia sobre las deformaciones inducidas en el cuerpo de la presa. En el corte 1 (cercano a una de las márgenes) y en el corte 2 (en una sección central) de la figura IV.33, para ambos casos , se aprecia como las mayores deformaciones se presentan en la corona cuando la sección analizada se encuentra cerca de la margen, mientras que para una sección intermedia, las mayores deformaciones mayores se presentan no sólo en la corona sino también a lo largo del talud aguas arriba.

En el caso del amortiguamiento, la mayor disipación de energía se presenta en la base de la cortina, como se puede apreciar en los cortes 1 y 2 de la figura IV.34, para ambos casos. Y el hecho de que exista menor rigidez en el talud de aguas arriba influye en un mayor amortiguamiento en la berma de ese talud. También se aprecia en las figuras de planta las dos zonas de amortiguamiento empleadas en la modelación.

Para el módulo al cortante (G), se observa que para una sección cercana a la margen, la degradación es menor que la existente en una sección alejada de las márgenes, hecho esperado por la relación directa entre nivel de deformación y módulo (figura IV.32). Pero en las secciones donde la influencia de la rigidez del cañón es menor, la degradación del módulo es mayor a partir de media cortina hacia la corona.

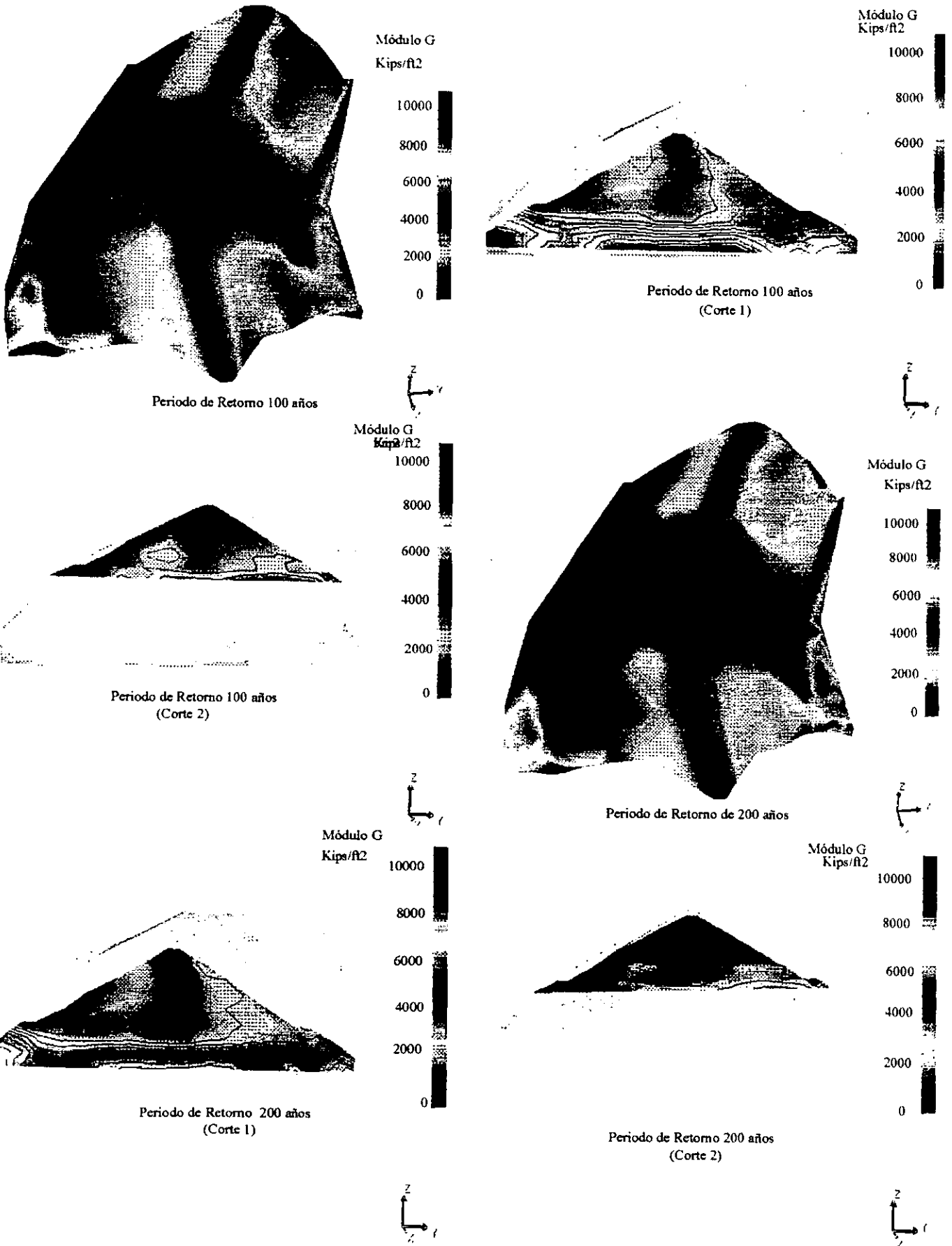


Figura IV.32 Contornos del módulo al cortante (G) para las señales sintéticas de 100 y 200 años de periodo de retorno

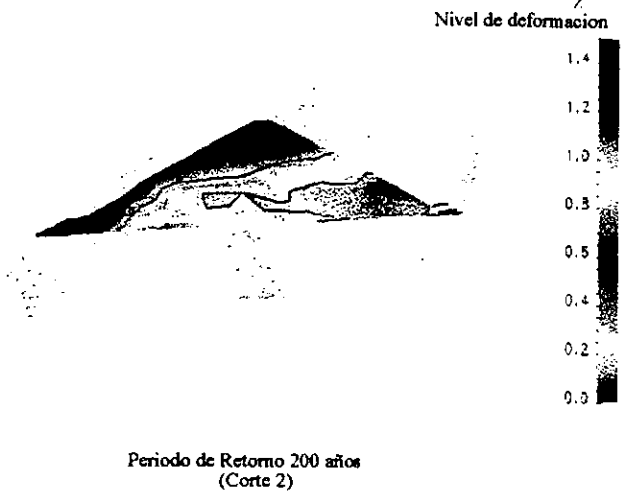
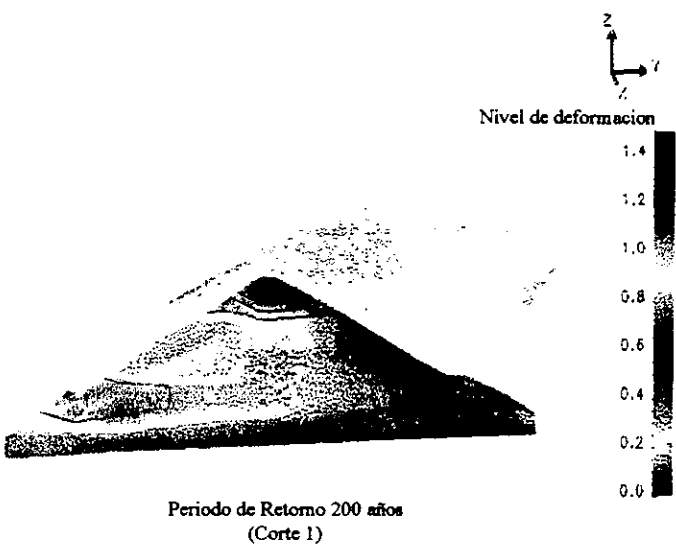
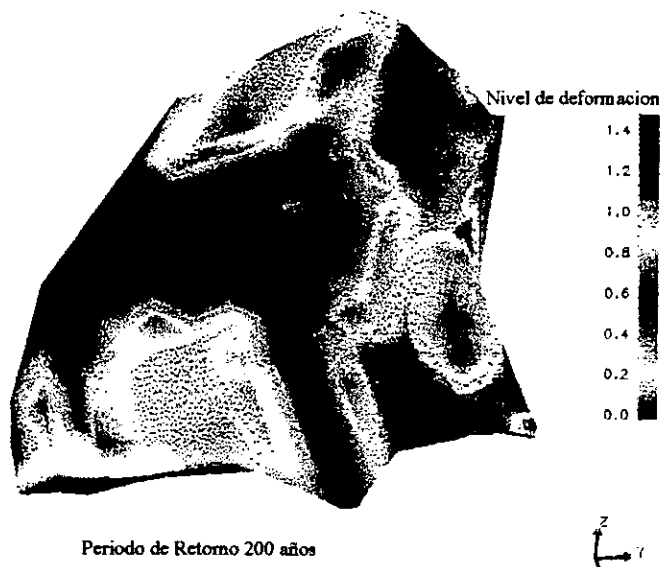
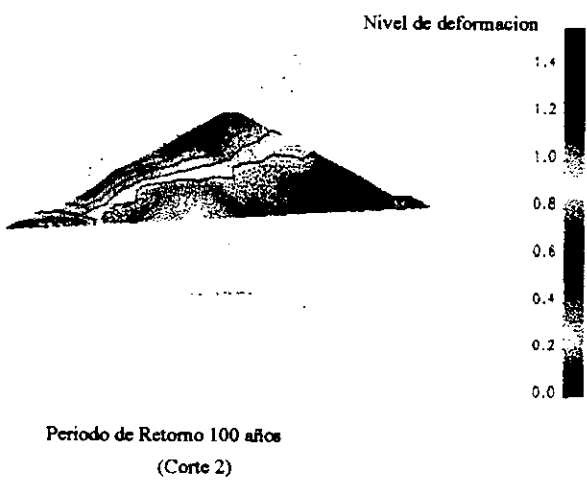
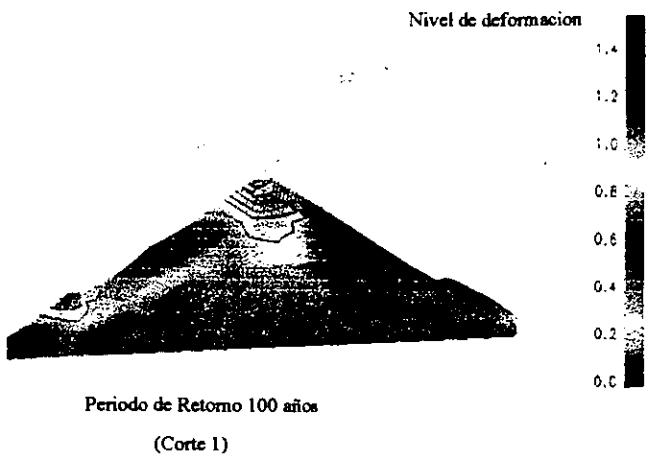
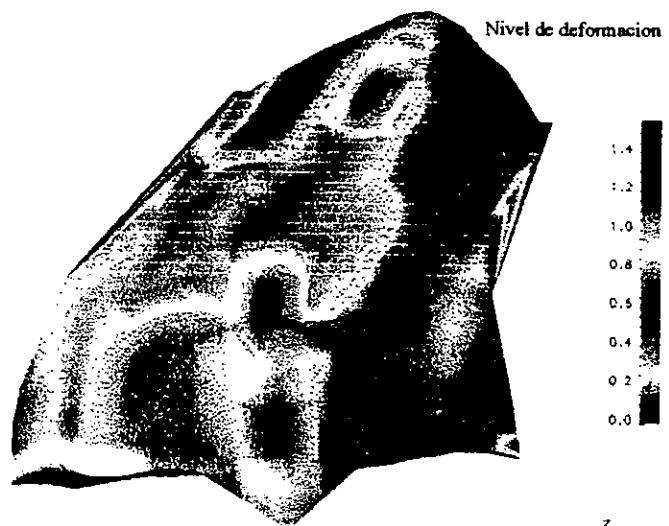
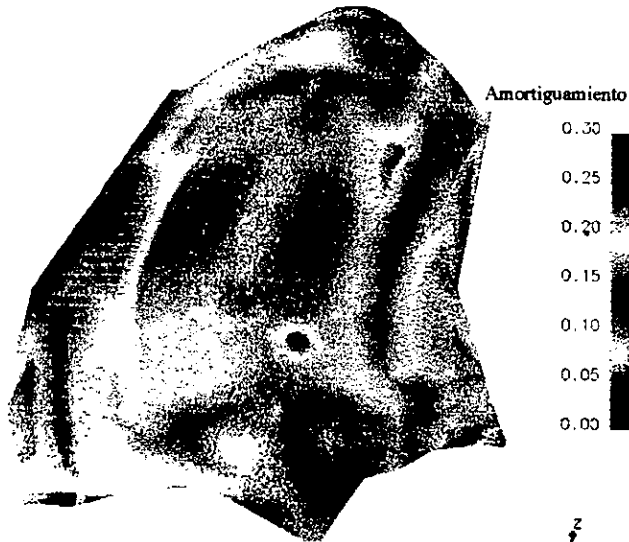
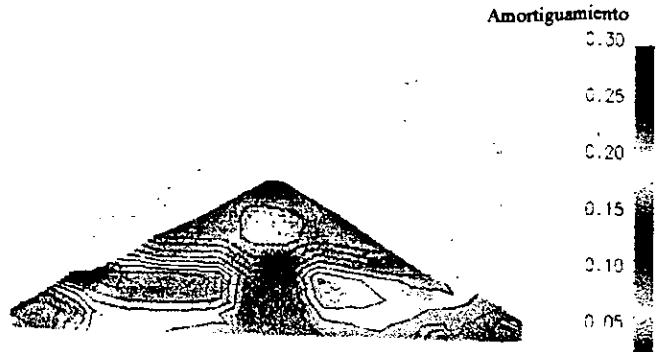


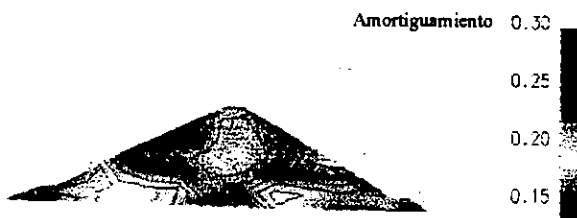
Figura IV.33 Contornos de los niveles de deformación para las señales sintéticas de 100 y 200 años de periodo de retorno



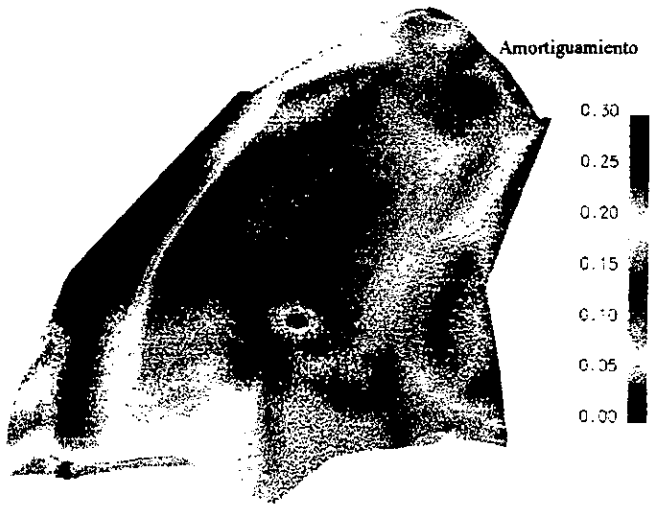
Periodo de Retorno 100 años



Periodo de Retorno 100 años
(Corte 1)



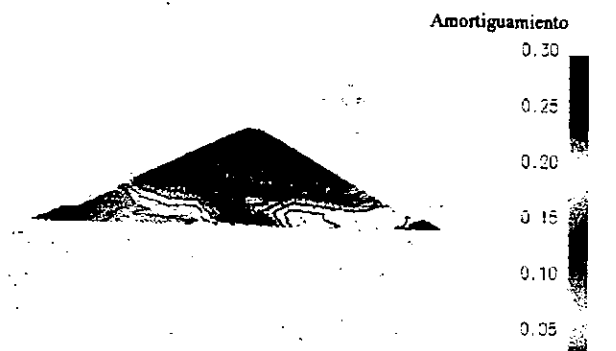
Periodo de Retorno 100 años
(Corte 2)



Periodo de Retorno 200 años



Periodo de Retorno 200 años
(Corte 1)



Periodo de Retorno 200 años
(Corte 2)



Figura IV.34 Contornos de amortiguamiento para las señales sintéticas de 100 y 200 años de periodo de retorno

V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

Los estudios geofísicos permiten definir cuatro unidades geofísicas principales en la cortina : enrocamiento suelto, enrocamiento semicompacto, enrocamiento empacado en una matriz arenosa y un enrocamiento empacado en una matriz areno-arcillosa. Las mediciones de velocidad de onda de compresión (V_p) y de corte (V_s) mostraron una tendencia de aumentar con respecto a la profundidad de lo cual se induce que los materiales de mayor profundidad presentan mayor rigidez, en concordancia con el procedimiento constructivo y que estos materiales están sometidos a mayores fuerzas de confinamiento. En lo referente al corazón impermeable de arcilla se detectó a la arcilla con dos diferentes estados de compactación: arcilla compacta hasta una profundidad promedio de 20m y arcilla muy compacta a partir de esta profundidad hasta la base de la cortina.

Pero los sondeos inalterados y ensayos de cono sísmico encontraron en el corazón de arcilla un estrato de 3 a 5.5 m en promedio, pesos volumétricos mayores y relación de vacíos menores que en zonas más profundas, así como registros de velocidad de onda de corte (V_s) altos, siendo evidencia que en este rango de profundidades han existido asentamientos mayores, debida a las acciones sísmicas que ocasionan el fenómeno de pérdida de borde libre. El corazón impermeable esta compuesto por materiales arcillosos de baja compresibilidad (CL) mezclado en pequeñas proporciones con arena, gravilla y grava, encontrándose algunos lentes de arena fina. El peso volumétrico promedio de la arcilla es de 2.1 t/m^3 . Su resistencia en pruebas de compresión simple está en un rango de 2 a 2.25 kg/cm^2 . En los ensayos dinámicos las muestras fueron sometidas entre 0.0007 y 0.008 mm/mm de deformación angular con módulos de rigidez entre 660 y 1875 kg/cm^2 .

La modelación numérica a través del elemento finito consistió en una malla de 1047 elementos con forma de paralelepípedo. Para determinar los parámetros dinámicos de los enrocamientos se partió de los resultados de los estudios geofísicos y se modificó estas propiedades con la profundidad, transversalmente y en el caso del amortiguamiento también longitudinalmente, siguiendo como criterio no solamente reproducir o tratar de igualar la respuesta real de la presa con la del modelo numérico, sino también incluir fenómenos como la degradación del módulo de rigidez por cargas cíclicas, la pérdida de confinamiento por la disminución de los esfuerzos efectivos en los taludes agua arriba por la presencia de agua, etc. Esto trajo como resultado el definir un aumento del módulo de rigidez con la altura, haciéndolo de forma más importante en la corona que a media cortina y casi nulo en la base. Transversalmente se aumentó el módulo de rigidez conforme más alejado se esta del eje transversal de la cortina en el talud aguas abajo y en sentido inverso en el talud aguas arriba para incluir la disminución de esfuerzos efectivos y por lo tanto de confinamiento, por la presencia del agua. Se modelaron dos zonas de amortiguamiento, en la parte superior de la cortina se utilizó un amortiguamiento menor debido a que la corona es sometida a un menor número de ciclos de carga que la base de la cortina y media cortina ocasionando una menor degradación del módulo de rigidez y un menor amortiguamiento.

La metodología utilizada mostró ser capaz de aproximar de forma práctica y confiable los parámetros dinámicos necesarios para un análisis dinámico con el elemento

finito. Aplicando dos señales sintéticas, una con un periodo de retorno de 100 años y otra con un periodo de retorno de 200 años, al modelo numérico mostró resultados que no contradicen el comportamiento observado en presas de materiales graduados. Observándose en la corona y en zona central del talud aguas abajo las mayores deformaciones. Las deformaciones exhibidas por el modelo numérico en la corona se conocen como pérdida de bordo libre y corroboran los datos de incremento de peso volumétrico y menor relación de vacíos entre los 3 y 10 m que muestran los resultados de laboratorio sobre las muestras de los sondeos inalterados. En el comportamiento de presas con enrocamientos es conocido que la saturación de estos enrocamientos provoca la disminución de la resistencia de los mismos, por lo que los mayores asentamientos se dan sobre los enrocamientos talud aguas arriba. Por lo que la disminución del módulo transversalmente hecha en el modelo numérico sobre el talud aguas arriba, de acuerdo a los resultados de deformación obtenidos para las dos señales sintéticas, es una forma adecuada para representar el fenómeno de disminución de resistencia de los enrocamientos y el efecto de la disminución de esfuerzos efectivos en el talud aguas arriba, debido a la presencia del agua. De todos los resultados presentados se concluye que las propiedades obtenidas así como la metodología utilizada para la modelación de la presa "El Guineo" son suficientes para considerar al modelo confiable y realizar los análisis de estabilidad.

En síntesis los resultados obtenidos permiten extraer las siguientes conclusiones :

- a) La malla optimizada (1047 elementos) proporciona resultados con errores numéricos pequeños y no consume mucho tiempo de proceso en la supercomputadora CRAY.
- b) La selección de propiedades del enrocamiento proporcionan espectros de respuesta semejantes a las registradas el 15 de junio de 1999 (en corona, media cortina y base).
- c) El nivel de esfuerzos inducidos por las señales sintéticas es muy superior a los que induce el sismo del 15 de junio; sin embargo, es inferior a las resistencias promedio de los enrocamientos utilizados en presas.

Algunas recomendaciones son :

a) Para establecer con mayor precisión la validez de los modelos numéricos y sus hipótesis es necesario que exista mayor instrumentación que permita comparar los resultados de los modelos numéricos con el comportamiento real, extendiéndose la comparación no sólo a los espectros de respuesta sino también a desplazamientos y deformaciones.

b) Por otra parte es necesario establecer en la Coordinación de Geotecnia y sobre todo en el Instituto de Ingeniería una mayor relación con organismos propios de la UNAM, como es la Dirección General de Servicios Computacionales Académicos (DGSCA), el Instituto de Investigaciones de Matemáticas Aplicadas (IIMAS) e incluso con la misma Facultad de Ingeniería y crear programas de trabajo conjuntos, tanto para obtener apoyo en lo referente en la utilización de equipo cómputo (específicamente estaciones de trabajo y los servicios de la supercomputadora CRAY), así como personal que capacite a los becarios

del Instituto en el uso de estas herramientas y de asesoría en los aspectos de ingeniería de computación y programación. Aunque mi experiencia fue principalmente en la Coordinación de Geotecnia, también me fue posible observar que el Instituto de Ingeniería no recurre, ni hay programas de trabajo con estas instituciones. El aislamiento del Instituto de Ingeniería en este aspecto únicamente logra que su desarrollo y progresos en el desarrollo de programas e investigaciones en la modelación numérica sean lentos y limitados.

Si bien es cierto que en este proyecto se obtuvo apoyo de la DGSCA, IIMAS por las gestiones del M.I. Roberto Magaña, tal apoyo fue escaso, pero es un inicio para establecer una relación mas estrecha que conduzca a mejoras en la organización de trabajo de las instituciones involucradas.

REFERENCIAS.

- 1.-*Embankment-Dam Engineering, Casagrande Volume.*
John Wiley & Sons, New York, 1973.
- 2.-*Stability and Performance of Slopes and Embankments-II, Volume 2.*
American Society of Civil Engineers, 1992.
- 3.-Marsal, J. Raúl y Resendiz, Nuñez Daniel
Presas de Tierra y Enrocamiento.
Editorial Limusa, México 1975.
- 4.-Kagawa Takaaki
TLUSH: A computer program for the Three-Dimensional dynamic analysis of earth dams.
Report No. UCB/EERC-81/14 (September 1981)
College of Engineering University of California. Berkeley , California.
- 5.-Zienkiewics, O. C. and Cheung, Y. K. (1977)
The finite Element Method in Structural and Continuum Mechanics.
McGraw-Hill
- 6.-Flores Castellón Osvaldo.
Propiedades Dinámicas de Jales.
División de Estudios de Posgrado, Facultad de Ingeniería , UNAM.
1996
- 7.-Taboada ,U. V. y varios
Evaluación de la seguridad sísmica de presas de Tierra de la Comisión Nacional del Agua.
Instituto de Ingeniería, UNAM. (1997)
- 8.-Lermo S. J. y Varios
Evaluación sísmica de la seguridad de la Presa Revolución Mexicana, Parte Geofísica e instrumentación temporal.
Informe Técnico final del Instituto de Ingeniería, UNAM, a CNA.(1998)
- 9.-Ovando, S.E. y Mireles M.
Trabajos geotécnicos de campo en la Presa Revolución Mexicana (El Guineo).
Informe Técnico del Instituto de Ingeniería , UNAM, a CNA (1999).
- 10.-Romo, M.P. y Flores, C. O.
Ensayes estáticos y dinámicos de la arcilla del corazón impermeable de la Presa Revolución Mexicana (El Guineo).
Informe Técnico del Instituto de Ingeniería , UNAM, a CNA.(2000)

- 11.- Hatanaka, M. (1955), *Fundamental considerations on the earthquake resistant properties of earth dam*. Bulletin No. 11, Disaster Prevention Research Institute, Kyoto University, December.
- 12.- Ambraseys, N.N. (1960), *The seismic stability of earth dams*", Proc. 2nd Conf. Earthquake Eng. Vol. II, Japan.
- 13.- Martin G.R. and H.B. Seed (1966), *Seismic stability of earth dams*. Proc. 2nd Cong. Large Dams, Washington, D.C., Vol. IV.
- 14.- Newmark, N.M. (1965), *Effects of earthquakes on dams and embankments*, Geotechnique, Vol. XV, No.2, June 1965.
- 15.- Cooley, P.M., and J.W. Tukey, *An algorithm for machine computation of complex fourier series*. Mathematics of Computation. Vol. 19 (1965)
- 16.- Romo, M.P. y Ovando , S.E. (1995), *Comportamiento dinámico de las arcillas de la sonda Campeche*". Serie del Instituto de Ingeniería , UNAM, No. 567 Enero.
- 17.-Romo, M.P. y Villarraga, M.R. (1989), *Modelo teórico del comportamiento sísmico de presas (El Infiernillo)*. Series del Instituto de Ingeniería, UNAM, No. 518 Julio.
- 18.- Romo, M. P. (1990), *Comportamiento dinámico de la arcilla de la Ciudad de México y su repercusión en la ingeniería de las cimentaciones*, Memorias del Congreso : El subsuelo de la cuenca del Valle de México y su relación con la Ingeniería de cimentaciones a cinco años del sismo, SMMS, Septiembre.
- 19.- Tatsuoka, F., Iwasaki, T. y Takagi, Y. (1978), *Hysteric camping of sands under cyclic loading and its relation to shear modulus*. Soils and Foundations , Japanese Society of Soil and Foundation Engineering, Vol. 18 No.2 June.
- 20.- Silver, M.L. and Seed. H.B. (1971), *Deformation characteristics of sand under cyclic loading*". Journal of SMF Div. Proc. , ASCE, Vol. 97, No. SM 8.
- 21.-Hardin. B.O. y Drnevich, V.P. (1972), *Shear modulus and camping in soils I, measurements and parametesr effects*, Journal of SMF Div., Proc., ASCE, Vol.)8, No. SM6.
22. Schnabl, P.B. , Lysmer J. and See, H.B., *SHAKE a computer program for aearthquake analysis of horizontally layered sites*. Report No. EERC 72-12 (December 1972) College of Enginerring University of California Berkeley, California.

APÉNDICE A

A.1. CONCEPTOS BÁSICOS.

Ensignht (Engineering inSight) es un paquete específicamente diseñado para el postprocesamiento de datos, es decir, ofrece toda una gama de herramientas que permite la visualización de gráficos correspondientes a resultados arrojados por programas de investigación científica e ingenieriles que se distinguen por no tener integrados en ellos mismos herramientas para el manejo en forma gráfica de los cálculos realizados por el programa.

Y es en este postprocesamiento donde se realiza el análisis e interpretación de los problemas y los proyectos de investigación a los que se enfrenta el ingeniero, de ahí la importancia de contar con herramientas como el Ensignht.

El concepto principal en el Ensignht es la Parte o Partes, una parte es la representación del problema o modelo en estudio (Sección transversal de una Presa o incluso toda la presa, un terraplén, una cimentación con los estratos de suelo que la soportan, etc) a través de un conjunto de nodos interconectados llamados elementos, el concepto coincide muy bien en la forma de tratar los problemas con el Método de Elemento Finito por lo que el Ensignht se ajusta muy bien para la visualización gráfica de problemas tratados con este Método, pero esto no significa que sea únicamente aplicable el paquete para problemas tratados con Elemento Finito.

El que un problema o el modelo se represente con una parte o varias partes depende principalmente del tamaño del modelo ya que si se divide el modelo en varias partes entonces se puede trabajar sólo con las partes que un momento dado estén en estudio permitiendo la liberación de memoria y por lo tanto una mayor rapidez en el trabajo con los gráficos. Así por ejemplo un modelo que represente una lumbrera conectada a un túnel y el suelo circundante se puede crear una parte para la lumbrera otra para el túnel y una más para el suelo circundante, lo que nos permitiría si nos interesara únicamente en un momento dado sólo los resultados sobre el túnel, cargar la parte correspondiente al túnel lo que aumentaría la velocidad en manejo de los gráficos.

Además cada parte tiene características específicas llamadas atributos que se pueden agrupar de la siguiente forma :

- Atributos Generales.
- Atributos de Coloración.
- Atributos de los Nodos, Elementos y Líneas.
- Atributos de superficie.
- Atributos de Desplazamiento.
- Atributos de Etiquetado.

Los atributos en realidad son toda la gama de posibilidades que ofrece el Ensignht respecto a efectos de visualización del modelo y los resultados, como puede ser asociar una

APÉNDICE A.- Software de visualización de resultados Ensignit

variable en estudio (esfuerzos, amortiguamiento, módulo de corte, etc) con una escala de colores y que se aplique a una parte o al modelo completo, además de que esta se visualice como una superficie continua o que únicamente se visualice en las líneas y nodos que conforman a la parte, que aparezca o no en pantalla una parte o partes determinadas, que se visualice elementos o nodos específicos de una parte con otra coloración, el ancho de línea o estilo de línea de los elementos y muchos otra más posibilidades que serán explicadas en un capítulo posterior de este manual.

Las partes pueden definirse en un archivo de datos o archivo de geometría o pueden crearse algunas partes dentro del mismo Ensignit, tales como planos que corten al modelo (2D-clips), Contornos (Contours), Superficies Elevadas (Elevated Surfaces), Isosuperficies (Isosurfaces), Trazo de Partículas (Trazo de Partículas), Perfiles (Profiles) y Campos de Vectores (Vector Arrows).

A.1.1. Opciones de visualización.

En general existen herramientas que permiten una mayor velocidad de procesamiento de las imágenes o efectos que permiten mejorar la visualización de la imagen. Estas herramientas se encuentran en el menú View.

Menu View

Display mode

Cuando los modelos son muy grandes, se dificulta el procesamiento de la imagen y el desplazar o rotar el modelo dentro de la pantalla se vuelve muy lento. Por lo cual existe la opción de que el modelo se transforme en una imagen más simple cuando este se traslada o rota dentro de la pantalla, como lo es una caja. Las opciones que se utilizan en el Ensignit son las siguientes :

- *All objects* Despliegue normal
- *Dynamic box* Cajas negras únicamente en transformaciones
- *Static box* Cajas negras siempre

Viewports

Ensignit permite la visualización del modelo a partir de diferentes puntos de vista o viewports. La configuración inicial del Ensignit muestra sólo una vista del modelo, en general se tiene cuatro opciones :

- a) Una vista (por default)
- b) Dos vistas (2 viewports) verticales
- c) Dos vistas (2 viewports) horizontales
- d) Cuatro vistas una en cada cuadrante de la pantalla (4 viewports)

APÉNDICE A.- Software de visualización de resultados EnSight

En viewport pueden manipularse independientemente la translación o rotación del modelo, pero no así cualquier otra acción sobre el modelo como la creación de partes o aplicación de la paletas de colores sobre el modelo.

Hidden surface

Esta opción permite visualizar al modelo como un sólido o visualizar la malla que forma al modelo con la activación o desactivación de esta opción.

Perspective

Permite cambiar entre vistas de perspectiva e isométricas, las opciones son dos:

- Perspectiva isométrica
- Perspectiva ortogonal

Static Lighting

Hace que la fuente de luz que ilumina al modelo se mueva con el modelo al mismo tiempo que se traslada o rota el modelo. Esto acelera el proceso pero hace que se pierda realismo.

Full Color

Cuando esta activado, se tiene la posibilidad de usar 16 millones de colores, sin embargo cuando se realizan rotaciones o traslaciones del modelo, estas se vuelven lentas. Es útil cuando se quieren guardar, imprimir imágenes o crear animaciones. Cuando esta inactiva, sólo se presentan 24000 colores posibles.

A.2. FORMATO DE LOS ARCHIVOS DE DATOS.

El formato de los archivos de EnSight está diseñado principalmente para acoplarse fácilmente con un análisis de Elemento Finito, pero el EnSight es capaz de soportar otros formatos comúnmente utilizados en las áreas científicas o de ingeniería, pero en este breve manual únicamente nos enfocaremos en el formato **EnSight**.

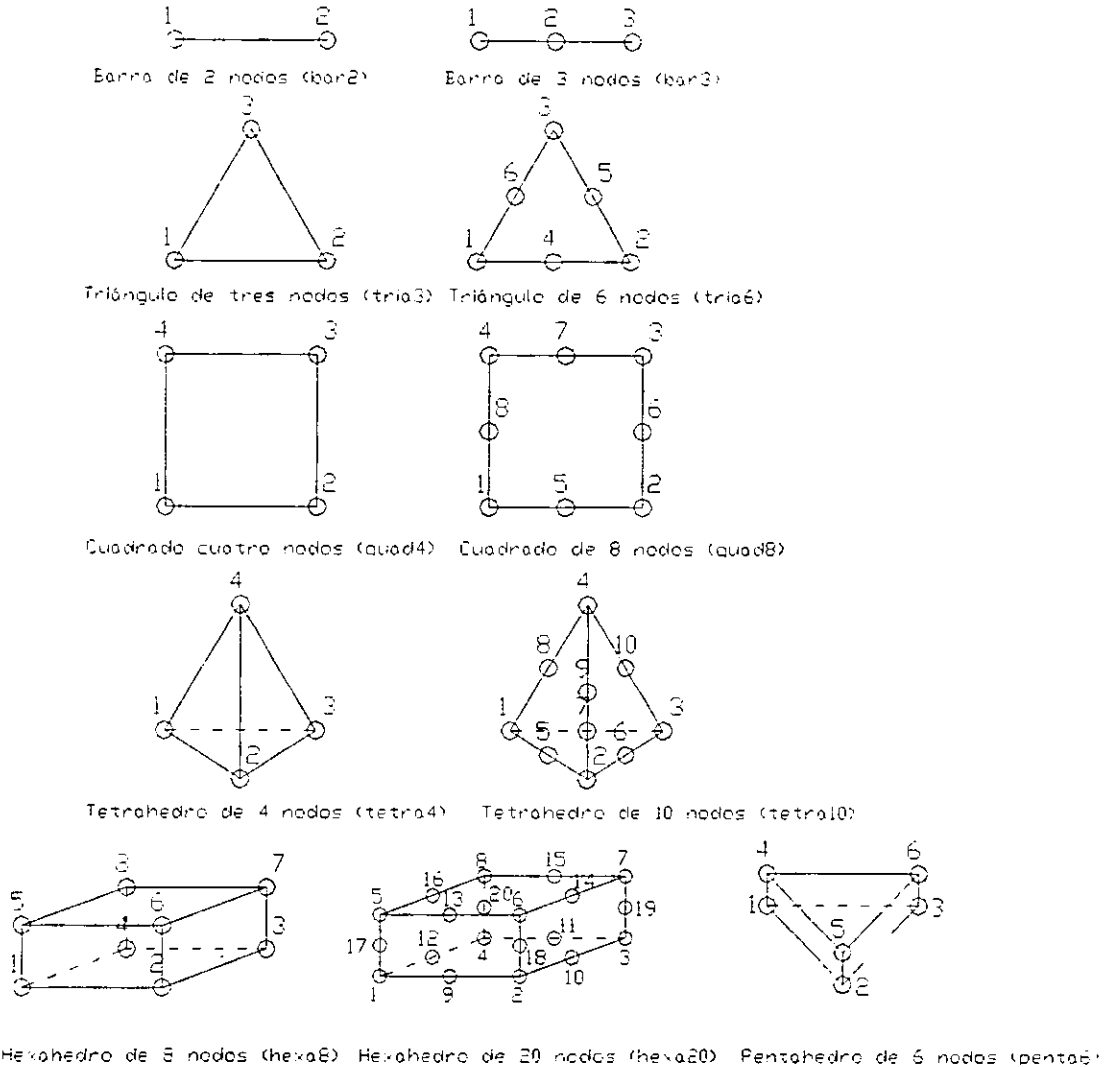
Son tres archivos el conjunto total de archivos que permite el formato EnSight, el archivo de geometría del modelo (Geometry), el archivo de resultados (Results) y el archivo de trazo de partículas (Measured).

A.2.1. Archivo de Geometría.

APÉNDICE A.- Software de visualización de resultados Enight

En el archivo de Geometría se especifica los elementos y los nodos que conforman al modelo, así como las coordenadas de cada nodo. En este archivo se pueden especificar todas las partes necesarias de acuerdo al modelo.

El Enight soporta las siguientes configuraciones de elementos.



El archivo de geometría así como los demás archivos se escribirán en un editor de texto como el VI o el Nedit y contará con la siguiente información.

Línea descriptiva del modelo

Línea descriptiva del modelo

node id < off / given / assign / ignore >

element id < off / given / assign / ignore >

part #

línea descriptiva de la parte.

bar2

número de elementos pertenecientes al tipo bar2

APÉNDICE A.- Software de visualización de resultados Ensignt

id nd nd
id nd nd
id nd nd

bar3
número de elementos pertenecientes al tipo bar3
id nd nd nd
id nd nd nd
id nd nd nd

tria3
número de elementos pertenecientes al tipo tria3
id nd nd nd
id nd nd nd
id nd nd nd

tria6
número de elementos pertenecientes al tipo tria6
id nd nd nd nd nd nd
id nd nd nd nd nd nd
id nd nd nd nd nd nd

quad4
número de elementos pertenecientes al tipo quad4
id nd nd nd nd
id nd nd nd nd
id nd nd nd nd

quad8
número de elementos pertenecientes al tipo quad8
id nd nd nd nd nd nd nd nd
id nd nd nd nd nd nd nd nd
id nd nd nd nd nd nd nd nd

tetra4
número de elementos pertenecientes al tipo tetra4
id nd nd nd nd
id nd nd nd nd
id nd nd nd nd

tetra10
número de elementos pertenecientes al tipo tetra10

APÉNDICE A.- Software de visualización de resultados Enight

id nd nd nd nd nd nd nd nd nd nd
id nd nd nd nd nd nd nd nd nd nd
id nd nd nd nd nd nd nd nd nd nd

hexa8

número de elementos pertenecientes al tipo hexa8

id nd nd nd nd nd nd nd nd
id nd nd nd nd nd nd nd nd
id nd nd nd nd nd nd nd nd

hexa20

número de elementos pertenecientes al tipo hexa20

id nd
id nd
id nd

penta6

número de elementos pertenecientes al tipo penta6

id nd nd nd nd nd nd
id nd nd nd nd nd nd
id nd nd nd nd nd nd

coordinates

de nodos.

id x y z

id x y z

id x y z

Las primeras dos líneas son descriptivas y se usan para darle nombre al modelo o cualquier anotación que se considere importante. En la tercer línea después de la anotación "node id" existen varias opciones. La opción **given** utiliza los identificadores (id) dados por el usuario y realiza la construcción del modelo de acuerdo a estos identificadores. La opción **assign** proporciona una numeración secuencial empezando con el nodo 1. La opción **off** genera un numeración interna, pero en esta opción la numeración de nodos y elementos no será posible visualizarla en el Enight. La opción **ignore** ignora a los identificadores proporcionados en el archivo de geometría pero al igual que la opción off no será posibles visualizar la numeración interna en el Enight.

La cuarta línea "element id" tiene la misma explicación que para "node id" y la construcción del modelo se realizará de la siguiente forma : el elemento con número de identificación ya sea dado por el usuario (**given**) o asignado secuencialmente (**assign**) tomará las coordenadas del nodo donde coincida la incidencia "nd" con el número de

APÉNDICE A.- Software de visualización de resultados Enight

identificación "id". Un punto importante es que aunque el modelo sea un plano, las tres coordenadas tienen que ser introducidas en el archivo de geometría aunque sean únicamente ceros.

```

Archivo de Geometría
Cavidad rectangular
node id assign
element id assign
coordinates
  1106
.14500E+03 -.45000E+01 .11000E+03
.11600E+03 -.45000E+01 .11000E+03
.87000E+02 -.45000E+01 .11000E+03
.58000E+02 -.45000E+01 .11000E+03
.30000E+02 -.45000E+01 .11000E+03
.00000E+00 -.35000E+01 .11000E+03
-.28000E+02 .00000E+00 .11000E+03
-.56000E+02 .40000E+01 .11000E+03
-.85000E+02 .11500E+02 .11000E+03
-.11100E+03 .21500E+02 .11000E+03
-.13600E+03 .34000E+02 .11000E+03
.
.
-.36000E+03 .14900E+03 .11000E+03
-.35500E+03 .15700E+03 .11000E+03
part 1
CAVIDAD
hexa8
  1047
   863   863   864   864   861   1   1   861
   864   57    2    1   863   39  2    1
   57    58    3    2   39   40  3    2
   58    59    4    3   40   41  4    3
   59    60    5    4   41   42  5    4
   60    61    6    5   42   43  6    5
   61    62    7    6   43   44  7    6
    
```

*Inicio de las coordenadas de los nodos
Número de nodos que forman la malla*

Coordenadas de cada Nodo

*Inicio de los datos de la parte
Nombre de la parte
Tipo de elemento utilizado
Número de Elementos*

Figura A.1 Parte del archivo de geometría (Archivo de datos) para el modelo de la presa "El Guineo"

A.2.2. Archivo de Resultados.

El archivo de resultados contiene información acerca de las variables incluso la variación de ellas con respecto al tiempo .

El formato de este archivo es el siguiente :

Línea 1

APÉNDICE A.- Software de visualización de resultados Ensignt

En ella se declara el número de variables escalares, el número de variables vectoriales así como una indicación de el cambio de geometría con respecto al tiempo.

Línea 2

Se indica el número de pasos de tiempo que se utilizarán.

Línea 3

Se lista los tiempos asociados a cada paso de tiempo, por lo que el número de tiempos tendrá que ser igual al número de pasos de tiempo indicados en la línea 2.

Línea 4

Si existe más de un paso de tiempo, esta línea sirve para manejar de una forma más simple el nombre de los archivos que contienen el valor de la variable para cada tiempo. El primer número indica el inicio de la numeración del primer archivo de una variable para el primer tiempo y el segundo número indica los incrementos de la numeración para los siguientes archivos que contienen el valor de la variable para los diferentes tiempos de estudio.

Línea 5

En esta línea se declaran los nombres de los archivos de geometría a utilizar sólo si se declaro en la primer línea el cambio de geometría, si esto fue hecho así entonces debe existir un número igual de archivos de geometría al número de pasos de tiempo.

Línea 6

A partir de esta línea se declaran el nombre de los archivos donde encuentra los datos de las variables escalares o vectoriales, correspondiendo primero los archivos de variables escalares y después los archivos de las variables vectoriales.

```
#_de_archivos_de_variable_escalares #_de_archivos_de_variable_vectorial
#_de_tiempos
tiempo1 tiempo2 tiempo3 ...
#_con_que_inician_los_archivos #valor_de_incremento
nombre_del_archivo_de_geometria.geo**
nombre_del_archivo_de_variable_escalares0** descripción (máximo 19 caracteres)
nombre_del_archivo_de_variable_escalares1** descripción
.
.
nombre_del_archivo_de_variable_vectorial0** descripción
nombre_del_archivo_de_variable_vectorial1** descripción
```



```

210
1
0.0
archivo_escalar1 Presión
archivo_escalar2 Temperatura
archivo_vectorial1 Velocidad

1 2 1
4
1.0 2.0 2.5 5.0
0 1
archivo_de_geometria.geo**
archivo_escalar** presión
archivo_vectorial1** velocidad
archivo_vectorial2** gradiente

archivo_de_geometria.geo01
archivo_de_geometria.geo02
archivo_de_geometria.geo03
archivo_de_geometria.geo04

archivo_escalar01
archivo_escalar02
archivo_escalar03
archivo_escalar04

archivo_vectorial101
archivo_vectorial102
archivo_vectorial103
archivo_vectorial104

archivo_vectorial201
archivo_vectorial202
archivo_vectorial203
archivo_vectorial204
    
```

Archivo de resultados que no tiene cambio de geometría con un solo tiempo = 0.0 s.

Archivo de resultados que especifica un cambio de geometría para cada tiempo (1.0 2.0 2.5 y 5.0 s).

Archivos de geometría, de variable escalar y vectorial que deben existir para el ejemplo.

Figura A.2 Ejemplos de un archivo resultados.

A.2.3. Archivos de variables escalares y vectoriales.

Para los archivos de variables escalares debe existir un valor por cada nodo del modelo declarado en el archivo de geometría y para los archivos de variables vectoriales debe existir tres valores por cada nodo.

El formato a seguir es el siguientes:

Línea de descripción.

```

* *****E+** * *****E+** * *****E+** * *****E+** * *****E+** * *****E+**
* *****E+** * *****E+** * *****E+** * *****E+** * *****E+** * *****E+**
* *****E+** * *****E+** * *****E+** * *****E+** * *****E+** * *****E+**
    
```

```
Esfmint10
-0.10771E+01-0.10848E+01-0.10293E+01-0.92875E+00-0.78673E+00-0.60696E+00
-0.48111E+00-0.11481E+00-0.43267E+01-0.38416E+01-0.33143E+01-0.27335E+01
-0.20916E+01-0.14040E+01-0.65547E+00-0.34394E+00-0.86548E+01-0.70061E+01
-0.55599E+01-0.42205E+01-0.29276E+01-0.16374E+01-0.48519E+00 0.65617E+00
-0.11291E+02-0.86126E+01-0.61125E+01-0.37846E+01-0.17893E+01-0.58770E+00
.
.
.
-0.73680E-01-0.12680E-01-0.11882E+02-0.90977E+01-0.63733E+01-0.38402E+01
-0.18786E+01-0.10377E+01-0.73752E+00-0.35603E+00-0.12733E+02-0.10019E+02
-0.73611E+01-0.49032E+01-0.29761E+01-0.18350E+01-0.98359E+00-0.20818E+00
-0.14307E+02-0.11488E+02-0.85845E+01-0.58664E+01-0.35983E+01-0.19503E+01
-0.94844E+00-0.34844E+00-0.16649E+02-0.12831E+02-0.92735E+01-0.62946E+01
```

Figura A.3 Ejemplo de un archivo de variable escalar

A.3. INICIALIZACIÓN Y RESPALDO DE UN ARCHIVO.

A.3.1. Inicialización de una sesión.

El funcionamiento del Ensignt se basa en la repartición de actividades o procesos entre el cliente (una estación de trabajo Silicon Graphics) y el servidor (CRAY Origin), por lo que se debe primero establecer una conexión entre el cliente y el servidor.

La conexión puede ser manual o automática . Una conexión manual requiere de dos ventanas de procesos, en la primer ventana te debes ubicar en el directorio donde es posible ejecutar el comando **ensight.client**, para ubicarte en el directorio correcto debes utilizar el comando **cd** (change directory). En la segunda ventana se debe hacer una conexión con el servidor a través del comando **telnet dirección_servidor**. En la primer ventana una vez ya ubicado en el directorio correcto se ejecuta el comando **ensight.client**, unos segundos después aparecerá en la pantalla la interfase del Ensignt.

En la interfase, el menú principal aparece en la parte superior y en él aparece la opción **File**, dando un clic en esta opción aparecerá un submenú.

De este submenú se escogerá la opción **Connect...** y aparecerá un cuadro de diálogo.

En la opción llamada **Type** se elegirá **Manual**, seguido de esto se dará un clic en la opción **Connect**. A partir de este momento el cliente estará listo para recibir la conexión del servidor. En la segunda ventana, una vez que ya se realizó la conexión al servidor, se ejecutará el comando **ensight.server**.

Y se tecleará la dirección (IP) del cliente (la estación Silicon Graphics en la que se está trabajando). El cuadro de diálogo desaparecerá y el programa estará listo para trabajar.

APÉNDICE A.- Software de visualización de resultados Ensignt

La conexión automática es más rápida pero requiere de una mayor cantidad de prerequisites. En el directorio **home** debe existir el archivo **.rhosts**, archivo que cuenta con información sobre la direcciones del usuario. Este archivo únicamente el usuario debe tener acceso a él.

El archivo consiste en una serie de líneas que contienen el **host name** y el **user name** del cliente. Un ejemplo de este archivo se presenta a continuación.

```
Cliente1_hostname client_username
Cliente1_hostname.nombre_compañia.com cliente_username
Cliente2_hostname cliente_username
Cliente2_hostname.nombre_institución.edu cliente_username
```

Además del requisito anterior, debe ser posible ejecutar a **UNIX remote shell** desde el sistema del cliente, para lo cual se debe ejecutar alguno de los siguientes comandos

```
rsh ID_host_servidor
remsh ID_host_servidor
```

La conexión automática requiere de sólo una ventana y una vez que la conexión se ha realizado en el archivo **ensight.connect.default** quedara guardada la información que se introdujo el cuadro de diálogo **Connect....** .

A.4. PARTES.

Una parte es un conjunto de nodos agrupados que comparten ciertos atributos. Las partes que se definen por medio de los archivos de geometría se llaman **partes modelo**, pero también existen las partes que se pueden crear en una sesión de trabajo de Ensignt, a estas partes se les denomina **derivadas o dependientes**. Una característica importante de las partes derivadas o dependientes es que si se modifican los atributos de la parte modelo, también se modifican los atributos de esta.

APÉNDICE A.- Software de visualización de resultados Enight

Tabla de partes derivadas o dependientes.

Tipo de parte	Símbolo	Descripción
Model Part (Parte Modelo)	(M)	Parte definida a través del archivo de geometría.
Discrete Particle (Partículas Discretas)	(D)	Parte que contiene las locaciones de partículas en el espacio definidas en el archivo de geometría.
Clips (superficies)	(2)	Superficie o línea resultante del corte hecho sobre una parte modelo, utilizando una línea o plano.
Contours (contornos)	(C)	Líneas de valor constante sobre un plano.
Elevated Surfaces (superficies elevadas)	(E)	Superficie creada por la elevación escalada de la variación de una variable escalar sobre un plano.
Iso-surface (superficies de igual valor)	(I)	Superficies de constante valor sobre partes modelo de tres dimensiones.
Particle Traces	(T)	Camino seguido por partículas a través de un campo vectorial.
Profiles (perfiles)	(P)	Perfil del valor de una variable escalar sobre cualquier línea.
Vector Arrows (campo vectorial)	(V)	Campo vectorial en el se muestra a través de flechas la magnitud y dirección de la variable vectorial.
Developed Surface (S)	(S)	Superficie plana derivada de desenrollar una superficie de revolución.

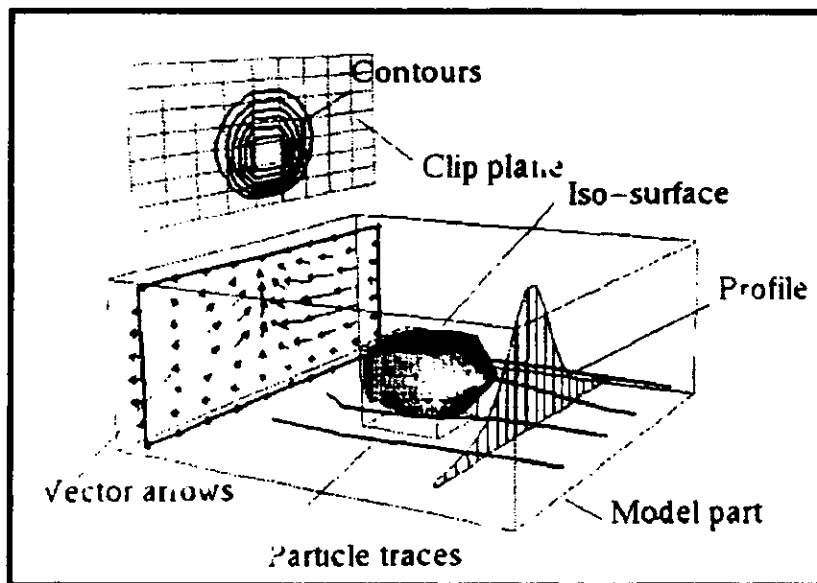


Figura A.4 Tipo de Partes

Las partes existentes y su tipo dentro de una sesión en el Enight se despliegan en la lista del cuadro de diálogo **Parts & Frames**. En él parece el número con el cual se identifica la parte, así como su descripción.

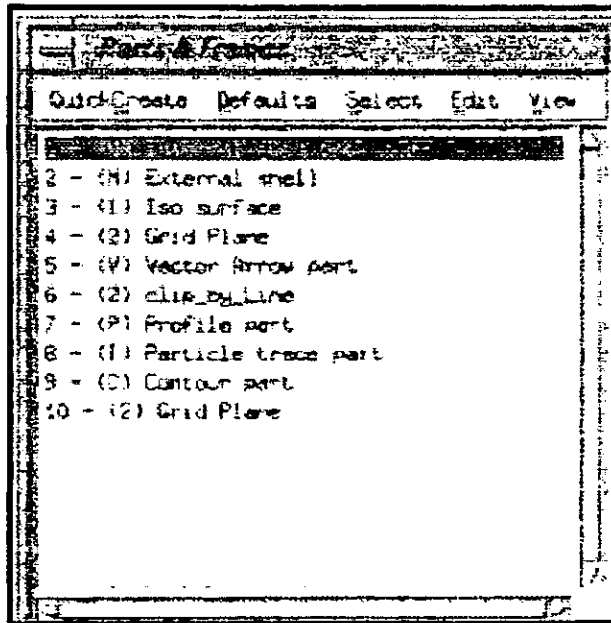


Figura A.5 Cuadro de diálogo de los datos de las Partes.

A.4.1. Atributos de las Partes.

Todas las partes tienen un conjunto de atributos de despliegue que se encargan de los colores, ancho de líneas, operaciones de simetría, etc. Estas opciones únicamente afectan la apariencia de la parte y no están involucradas con la creación de estas.

Los atributos se presentan en la siguiente tabla.

Categoría	Atributos que controla....
General Attributes	Visibilidad
	Susceptibilidad a <i>Auxiliary Clipping</i>
	Marco de referencia
	Visualización de cambios de una variable en el tiempo (congelación)
	Simetría
Color By Attributes	Coloración

APÉNDICE A.- Software de visualización de resultados Enight

Node, Element, and Line Attributes	Visibilidad de nodos tipos de nodos tamaño de nodos Detalle de nodos Visibilidad de líneas Ancho de líneas Estilo de líneas Representación de los elementos de la parte (full, border, 3D border/2D full, feature angle, or not loaded) Element-size shrink-factor
Surface Attributes	Despliegue como superficie o malla. Efectos sobre el desplegado de superficies (flat, Gouraud, smooth) Transparencia. Iluminación (diffuse, shininess, and highlight intensity)
Displacement Attributes	Desplazamiento y factor de escala
Labeling Attributes	Etiquetado de elementos, nodos y partes

General Attributes.

Visibility.- Al desactivar esta opción las partes seleccionadas en el cuadro de diálogo Part & Frames desaparecerán de la pantalla, es decir serán invisibles.

Clip.- Si el atributo clip es activado permite que la parte seleccionada sea afectada por la herramienta **Auxiliary Clipping plane**, que hace invisible una de las porciones creadas al ser cortada una parte por un plano.

Active.- Cuando este atributo está activado permite la visualización de la variación de una variable con respecto al tiempo.

Ref. Frame.- Con esta opción se puede asignar una parte a un marco de referencia local.

Symmetry.- Se pueden crear imágenes espejo en cada uno de los siete cuadrantes del marco de referencia local de la parte.

Color By Attributes.

APÉNDICE A.- Software de visualización de resultados Enight

Este atributo permite manejar la coloración de las partes, existiendo la opción de usar únicamente un color a través de la opción **constant** o una paleta de colores que varía de acuerdo a los valores de la variable escalar que se le asigne a la parte.

Node, Element and line Attributes.

Visibility.- Esta opción permite hacer visible los nodos que forman a una parte.

Node appearance.- Si el nodo es visible, su apariencia forma y tamaño pueden ser controlados con este atributo.

Line appearance.- Esta opción permite modificar el ancho y el estilo de línea de las barras que forman la malla de una parte.

Representation full.- Esta opción permite que todos los elementos de que forman la parte aparezcan en pantalla o solamente los elementos superficiales.

Surface Attributes

Hidden Surface.- Al activar este atributo la malla de la parte se convertirá en una superficie y al desactivar otra vez se mostrará la malla.

Type of Shading.- Este atributo permite crear tres diferentes efectos sobre las superficies

Fill Pattern.- Permite manejar la transparencia de los colores de la superficie, teniendo tres niveles de transparencia.

Lighting.- Este atributo controla los efectos de iluminación.

Displacement Attributes.

Los atributos de desplazamiento especifican como se desplazarán los nodos de una parte basado en una variable vectorial. Cada nodo de la parte será desplazado una distancia, en cierta dirección según el valor del vector en el nodo. Las nuevas coordenadas son iguales a las anteriores coordenadas más n veces el valor del vector. Las n veces es especificado a través de un factor.

$$C_{nuevas} = C_{originales} + \text{Factor} * \text{Vector}$$

Se puede exagerar el desplazamiento de un vector especificando un factor grande.

Labeling Attributes.- Permite que en pantalla aparezca la identificación de nodos, elementos y partes.

A.4.2. 2D-clips.

Un 2D-clips puede ser una línea recta (Clip Line) o un plano (Clip plane). Para crear un 2D-clip se tiene que especificar la localización, orientación y tamaño en el cuadro de diálogo de atributos 2D-clips, o gráficamente usando las herramientas para planos y líneas (Line Tool or Plane Tool).

Para la creación de un Clip-line también se tiene que especificar cuantos nodos van a formar a la línea y que tan separados unos de otros tienen que estar. La importancia de estas partes derivadas reside que estas pueden ser utilizadas para obtener valores interpolados entre los nodos de la parte del modelo y con esto tener información completa de secciones de la parte modelo. También sirven de base para la creación de otras partes derivadas como son Elevated Surfaces (superficies elevadas), Profiles (perfiles) o contours (contornos).

A continuación se describen los pasos para crear un 2D-clip.

- 1.- Se abre el cuadro de dialogo de atributos 2D-clips o se da un clic en el icono de 2D-clips, después de haber seleccionado la parte a partir de la cual se desea crear el 2D-clip.
- 2.- Se especifica si se va utilizar un plano o una línea en la opción **Tool** . A continuación se introducen las coordenadas donde se va a localizar el plano o la línea o se coloca gráficamente con las herramientas Line Tool o Plane Tool y se da un clic en la opción **Get Coords**.
- 3.- En este momento se crea el 2D-clip con la opción **create**, en el fondo del cuadro de diálogo.
- 4.- En el campo de descripción **desc** se puede teclear la descripción o nombre particular que se le quiera dar a la parte derivada.
- 5.- Si se desea se escoge una variable escalar a la que ya se le definió una paleta de colores.
- 6.- Una vez creada la parte, ya es posible modificar los atributos explicados anteriormente de la parte en este mismo cuadro de dialogo.

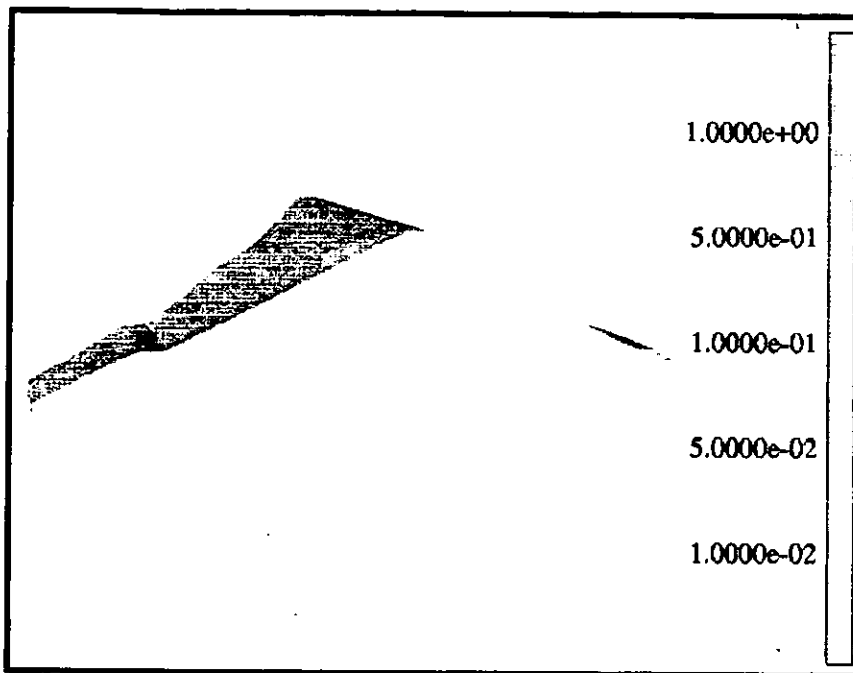


Figura A.6 Ejemplo de aplicación de un 2D-Clip

A.4.3. Contornos (Contours).

Los contornos son líneas que unen valores iguales dentro de una superficie. El concepto es el mismo que las curvas de nivel topográficas y de aquí uno se puede explicar su utilidad e importancia. Esta parte tiene atributos independientes de la parte a partir de la cual fue creada (2D-clip, parte modelo) ya que se compone únicamente de líneas.

- 1.- Se abre el cuadro de diálogo de atributos Contours o se da un clic en icono de contours, después de haber seleccionado la parte a partir de la cual se va a crear el contorno.
- 2.- Se crea el contorno dando un clic en el botón **create** y se escribe el nombre particular del contorno en el campo **desc** .
- 3.- El número de contornos creados estará de acuerdo al número de niveles de la paleta de colores de la variable escalar escogida.
- 4.- Si se desea se puede dibujar más subcontornos en cada nivel, escribiendo el número de estos en el campo **subcontours**.
- 5.- Se pueden cambiar los atributos de la parte si desea en este mismo cuadro de diálogo.

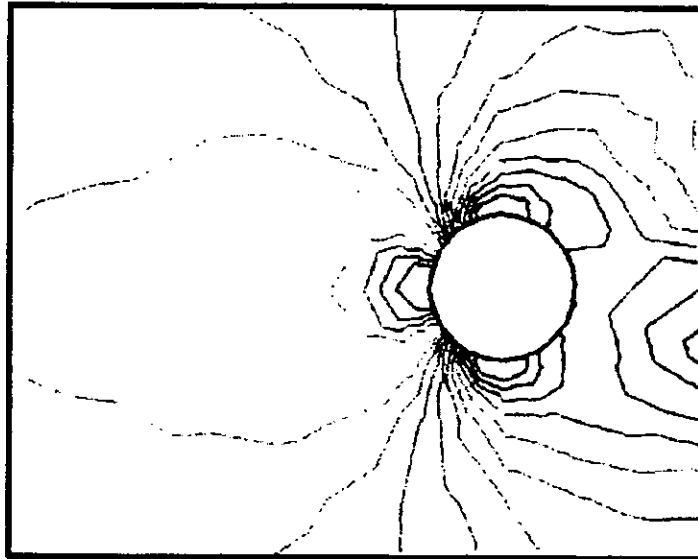


Figura A.7 Contornos de presión de un flujo alrededor de una obstrucción circular

A.4.4. Elevated surfaces.

Las superficies elevadas son creadas a través de la proyección de los valores de una variable escalar asignada a un plano o elementos de dos dimensiones.

A continuación se describen los pasos para crear una superficie elevada.

- 1.- La variable escalar que se quiere proyectar tiene que estar asignada o activa para la parte a partir de la que se quiere crear la superficie elevada.
- 2.- Se abre el cuadro de diálogo de atributos Elevated surfaces o se da un clic en el icono correspondiente, después de haber escogido la parte a la cual se quiere aplicar.
- 3.- Se escoge el tipo de variable (escalar o vectorial).
- 4.- Se crea la superficie elevada dando clic en el botón **create** y se especifica el nombre particular o una descripción en el campo **desc**.
- 5.- Se teclea el factor de escala para la proyección en el campo **Scale factor**.
- 6.- Se modifican los atributos de la parte si se desea en este mismo cuadro de dialogo.

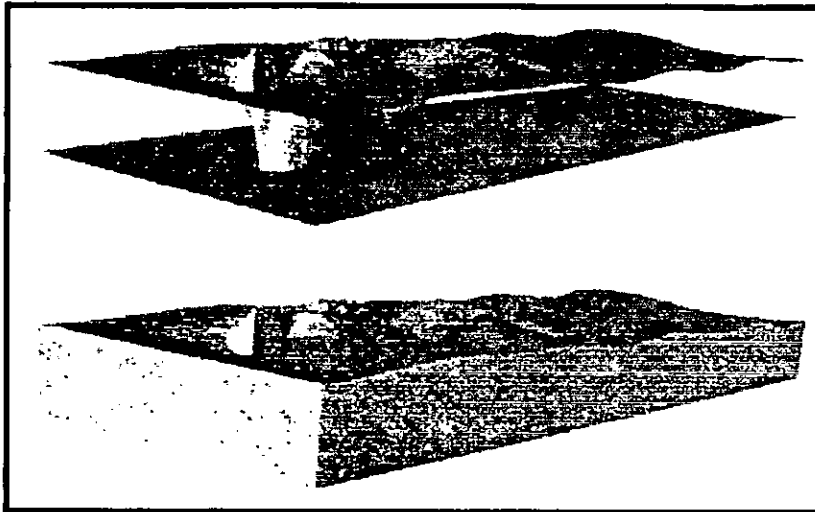


Figura A.8 Ejemplos de Superficies Elevadas

A.4.5. *Isosurfaces.*

Las isosuperficies son superficies que tienen un valor constante de una variable en un espacio tridimensional.

A continuación se describen los pasos para crear una isosuperficie.

- 1.- Se abre el cuadro de diálogo de atributos Isosurfaces o se da un clic en el icono correspondiente, después de haber escogido la parte a la cual se quiere aplicar, en este caso tiene que ser una parte de tres dimensiones.
- 2.- Se crea la isosuperficie dando clic en el botón **create** y se especifica el nombre particular o una descripción en el campo **desc**.
- 3.- Se selecciona el tipo de variable escalar o vectorial en la opción **Type**.
- 4.- De las diferentes variables se escoge la deseada en la opción **Variable**.
- 5.- Se modifican los atributos de la isosuperficie si se desea.

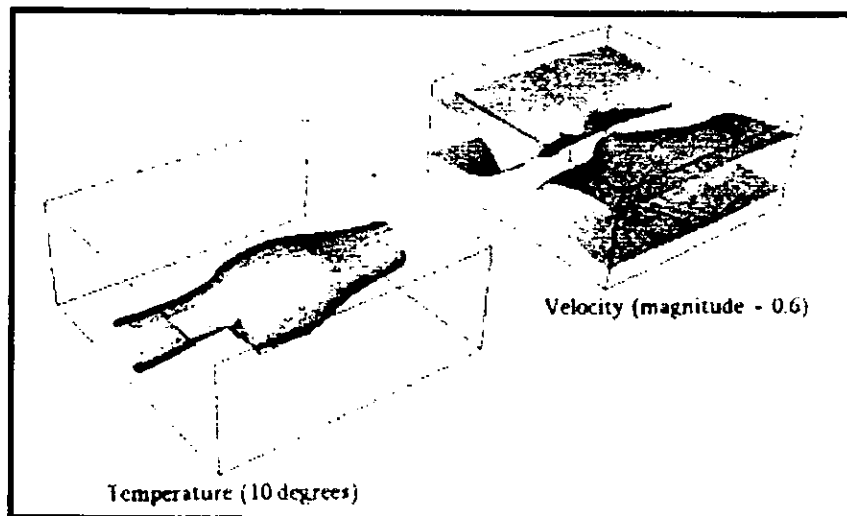


Figura A.9 Ejemplos de Isosuperficies

A.4.6. Perfiles.

A través de los perfiles se puede visualizar los valores de una variable como una proyección sobre una línea. La proyección puede ser escalada y la línea no necesariamente tiene que ser recta, la proyección se realiza para cada nodo de la parte a partir de la cual se creo el perfil.

A continuación se presentan los pasos a seguir para crear un perfil.

- 1.- La variable escalar que se quiere proyectar tiene que estar asignada o activa para la parte a partir de la que se quiere crear el perfil.
- 2.- Se crea la línea en la que quiere visualizar los valores.
- 2.- Se abre el cuadro de diálogo de atributos Profiles o se da un clic en el icono correspondiente, después de haber escogido la parte a la cual se quiere aplicar.
- 3.- Se crea el perfil dando clic en el botón **create** y se especifica el nombre particular o una descripción en el campo **desc**.
- 4.- Se selecciona el tipo de variable escalar o vectorial en la opción **Type**.
- 5.- Con la opción **Variable** se puede activar una variable diferente si se desea.
- 6.- Si modifica el factor de escala si es necesario.
- 7.- Se modifican los atributos de la parte si se desea.

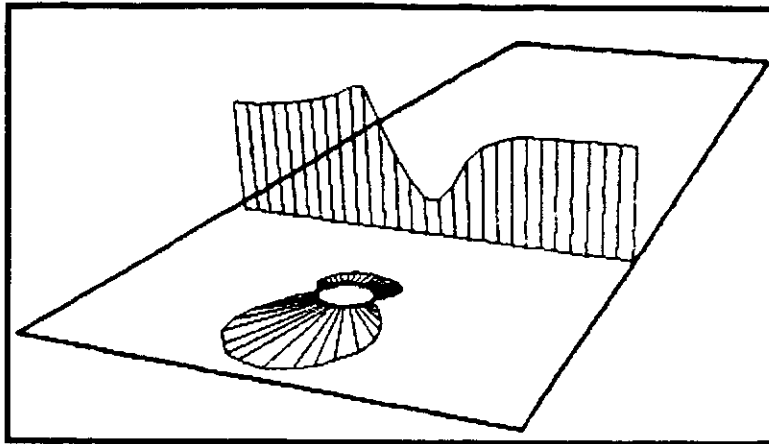


Figura A.10 Ejemplos dePerfiles

A.5. ANIMACIÓN.

Enight ofrece tres opciones para crear el efecto de animación de un modelo, a través de *Animated Traces*, *Flipbook Animation* o *Keyframe Animation*.

Animated Traces.

Esta opción solo es aplicable para partes de Particle Trace (Trazo de partículas), donde partículas sin masa pueden seguir la trayectoria de un campo vectorial . Esta opción es útil principalmente en el estudio de fluidos.

Flibook Animation.

El concepto de la opción de Flipbook es similar al utilizado en las filmaciones donde se grava cuadro a cuadro una imagen que cambia poco y al reproducir estas imágenes una tras otra de forma rápida produce la sensación de movimiento.

El número de paginas con las cuales se cree la animación determina la longitud y la sensación de continuidad de la animación. Es importante saber que una vez que han sido gravadas cada una de las paginas que formaran la animación, la animación no puede ser editada en el sentido de eliminar o adicionar páginas, por lo que si se desea hacer modificaciones a la animación, será necesario cargar otra vez las páginas con las modificaciones que se deseen. La animación puede ser reproducida manualmente o automáticamente a través de ciclos.

La opción de Flipbook permite utilizar tres técnicas de animación :

Transient Data.

APÉNDICE A.- Software de visualización de resultados Ensignt

Las páginas de una animación formada con Transient Data contienen la variación de una variable escalar o particular con el tiempo. La visualización de la variable puede ser a través de contornos, campos vectoriales, etc.

Mode Shape

Esta opción es útil principalmente para mostrar los modos de vibración de una estructura. Por lo tanto es necesario contar con los datos de desplazamiento con respecto al tiempo de cada uno de los nodos que forman la malla del modelo.

Created Data.

La animación con esta opción permite observar el barrido de planos (2d Clips) y Isosuperficies (Isosurfaces) de acuerdo a sus atributos de animación.

Keyframe Animation.

Keyframe Animation permite manejar con facilidad la animación referente a la translación , rotación del modelo y acercamientos. La opción captura la imagen del modelo en las diferentes posiciones en que se quiere presentar y realiza la interpolación entre las diferentes imágenes capturadas para crear la animación deseada. Con esta opción es posible borrar la última imagen capturada y agregar otras nuevas, por lo que se puede construir la animación poco a poco hasta quedar satisfecho con el resultado.