

01161
2
Reg.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

DIVISIÓN DE ESTUDIOS DE POSGRADO
FACULTAD DE INGENIERÍA

EL MODELO HETEROGÉNEO DE LA VIGA DE CORTANTE
EN LA RESPUESTA DINÁMICA DE LA PRESA EL INFIERNILLO

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA
(ESTRUCTURAS)

P R E S E N T A:

HUGO LEOPOLDO BRAVO CHÁVEZ



México D.F.

Abril de 1998

TESIS CON
FALLA DE ORIGEN



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



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.



EL INFIERNILLO

AGRADECIMIENTOS.

Aun sabiendo que no es muy afecto a estos, se agradece especialmente al Dr. Antonio Uribe Carvajal por la ayuda prestada para la realización de los estudios de maestría. Así mismo, se agradece la disponibilidad del Ingeniero José Antonio Maza Álvarez, Gerente de Estudios de Ingeniería Civil de CFE.

Al Dr. Miguel Romo por la asesoría para la elaboración de la presente tesis y a Clara Javier Castro por las facilidades dadas para la disposición de algunos acelerogramas de interés al presente trabajo.

RESUMEN

Se modificó un modelo heterogéneo de la viga de cortante para analizar el comportamiento dinámico de una presa de tierra y enrocamiento, de manera que considerara variaciones en la densidad de los materiales en función de la profundidad y alternativamente incluyera un módulo de rigidez a cortante que variara con la profundidad y que, al mismo tiempo, fuese nulo en las fronteras libres de la estructura. Los resultados muestran diferencias en los valores de las frecuencias naturales para una presa prototipo con propiedades definidas de los materiales que la constituyen al considerar diferentes valores de los exponentes de variación de la rigidez a cortante y densidad. Se analizó el comportamiento de los modelos comparándolos con la información disponible en una de las presas mexicanas que ha sido sometida a terremotos muy intensos y que tiene una instrumentación sísmica que ha permitido registrar su respuesta ante varios sismos. Uno de los problemas que se enfrentó en los análisis es que no se tiene información sobre el perfil de la velocidad a cortante en la estructura. Se determinó esta información con base en los registros sísmicos disponibles y al comportamiento del módulo de cortante que se ha observado en otras presas de este tipo. Los resultados muestran las mejores correlaciones entre mediciones y cálculos sobre el eje de simetría de la estructura tanto en aceleraciones, cuanto en estimación de deformaciones a cortante y contenidos de frecuencia de las señales calculadas. Los resultados más inadecuados se presentan sobre el nivel medio del respaldo donde se registran consistentemente aceleraciones semejantes a la parte más alta de la presa, observándose en los modelos subestimaciones importantes del valor de aceleración. Los análisis fueron realizados considerando el comportamiento inelástico de los materiales de la presa, al hacer compatibles las deformaciones calculadas con los amortiguamientos y relaciones de rigidez para modelos de comportamiento inelástico en materiales de este tipo.

CONTENIDO

1.	INTRODUCCIÓN.....	1
1.1	Antecedentes del Modelo Unidimensional de la Viga de Cortante	2
1.2	Suposiciones del Modelo Unidimensional de la Viga de Cortante.....	4
2.	MODELO DE LA VIGA DE CORTANTE CON VARIACIÓN EN EL MÓDULO DE RIGIDEZ A CORTANTE Y LA DENSIDAD DE LOS MATERIALES EN FUNCIÓN DE LA PROFUNDIDAD.....	6
2.1	Planteamiento.....	6
2.1.1	Vibración libre.....	6
2.1.2	Condiciones de frontera.....	9
2.1.3	Vibración forzada.....	13
2.1.4	Comportamiento inelástico.....	17
3.	RESPUESTA DINÁMICA DE LA PRESA EL INFIERNILLO.....	19
3.1	Localización y Descripción de la Presa El Infiernillo.....	19
3.2	Instrumentación Sísmica.....	21
3.3	Velocidad de Ondas de Corte en la Estructura.....	24
3.4	Comparación del Modelo con Datos Reales.....	27
4.	COMPORTAMIENTO DE LA VIGA DE CORTANTE AL CONSIDERAR EL MÓDULO DE RIGIDEZ A CORTANTE NULO EN LOS RESPALDOS.....	45
4.1	Función de Variación del Módulo de Rigidez a Cortante.....	45
4.2	Comportamiento del Modelo de la Viga de Cortante para Variaciones de la Velocidad a Cortante.....	49
5.	RESUMEN DE RESULTADOS.....	51
6.	CONCLUSIONES.....	55
	BIBLIOGRAFÍA.....	56
	APÉNDICE 1.....	58
	APÉNDICE 2.....	75

I. INTRODUCCIÓN.

Las técnicas más comunes empleadas para analizar el comportamiento dinámico de presas de tierra y enrocamiento se basan en el uso del elemento finito y la viga de cortante, aunque en años recientes el método basado en ecuaciones integrales (elementos de frontera), se ha propuesto como otra alternativa para analizar la respuesta dinámica de este tipo de estructuras. Por un lado, la viga de cortante, es un procedimiento rápido y sencillo que, sin embargo, tiene hipótesis de peso. Muchos esfuerzos han sido encaminados a tratar de reducir estas suposiciones, las cuales no son pocas y considerarlas como invalidas suele complicar la solución del problema de manera importante. Por otro lado, los métodos numéricos del elemento finito y elementos de frontera, aun cuando resultan ser más laboriosos, muestran mayor flexibilidad de análisis y reducen algunas de las suposiciones que hace la viga de cortante.

La creciente aportación de información sísmica en este tipo de estructuras durante los últimos años ha mostrado las debilidades de ambos tipos de modelos, aunque los resultados no son en realidad desalentadores. Por otro lado, el comportamiento de las presas mexicanas sometidas a sismos severos ha mostrado ser satisfactorio, lo que llevaría a considerar a los métodos de diseño como adecuados o incluso conservadores dado que existen presas diseñadas con un cierto valor de aceleración (usando el método pseudoestático), que ha sido superado en la realidad arriba del cien por ciento sin daño estructural de consecuencias. Desde otro punto de vista, el diseño adecuado de la estructura sería válido si la muestra abarcara todas las sollicitaciones sísmicas y características estructurales de interés, lo cual es imposible. Por todo lo anterior, siendo las presas de tierra y enrocamiento estructuras con importantes implicaciones económicas y sociales ante problemas de falla, se requieren no sólo de herramientas adecuadas para su diseño, sino de una vigilancia permanente durante su vida útil. En el presente trabajo, se analizan algunas de las variables en el modelo unidimensional de la viga de cortante y se comparan los resultados obtenidos contra la información registrada en una de las presas mexicanas que ha sido sometida a terremotos muy intensos: la presa El Infiernillo.

1.1 Antecedentes del Modelo Unidimensional de la Viga de Cortante.

Hace aproximadamente sesenta años Mononobe *et al* (1936) propusieron el modelo unidimensional de la viga de cortante como una alternativa para analizar el comportamiento dinámico de una presa de tierra y enrocamiento. Sin embargo, durante muchos años y para fines de diseño, se consideró a estructuras de este tipo como cuerpos indeformables considerando que la aceleración del terreno actúa uniformemente en la estructura y realizando análisis pseudoestáticos sobre las masas potenciales de deslizamiento. En los años cincuentas y sesentas se retoma el concepto de la viga de cortante con los trabajos de Hatanaka (1952, 1955) y de Ambraseys (1960) quienes muestran que las deformaciones por flexión en estructuras de este tipo son despreciables comparadas con las deformaciones de cortante y proponen un método de diseño usando un coeficiente sísmico calculado a partir del modo fundamental de vibración de la viga de cortante en cañones rectangulares.

Gazetas (1987) muestra un resumen del estado del conocimiento que se tiene sobre el empleo de la viga de cortante a partir del trabajo pionero de Mononobe y las principales contribuciones al respecto. Dentro de este resumen se pueden destacar algunos trabajos como el desarrollado por Sarma (1979) quien añade al modelo 1-D de la viga de cortante la posibilidad de que la estructura sea soportada por una capa elástica deformándose en cortante. Ohmachi (1981, 1982) modela tridimensionalmente la estructura dividiendo la presa en secciones verticales interconectadas que responden con el modelo unidimensional de la viga de cortante. Dakoulas y Gazetas (1985a) modelan la presa con variaciones en el módulo de rigidez a cortante en función de la profundidad; Dakoulas y Gazetas (1986) modelan bidimensionalmente la estructura con base en la viga de cortante para cañones semicirculares; Dakoulas y Gazetas (1985b) comparan los resultados de la viga de cortante 1-D con los resultados de elemento finito 2-D.

Como se mencionó, una alternativa comúnmente empleada en el conocimiento del comportamiento dinámico de una Presa de Tierra es el uso del método del elemento finito. Este procedimiento, aunque laborioso, resulta ser más flexible y menos restrictivo en las suposiciones que hace la viga de cortante. Por ejemplo, considera las diferencias mecánicas entre los elementos constitutivos de la estructura, permite análisis más detallados de la distribución de esfuerzos y deformaciones en las diferentes zonas de la presa, considera un mayor número de grados de libertad lo que llevaría a modelaciones más apegadas a la física del problema.

En el trabajo de Dakoulas y Gazetas (1985b) se analizaron las diferencias entre la respuesta que se obtienen al considerar la solución de diferentes presas, para la sección máxima, al usar el modelo 1-D de la viga de cortante y el método del elemento finito, planteado como deformación plana, ante diferentes excitaciones sísmicas. Los resultados más importantes obtenidos por Dakoulas y Gazetas son:

- Se obtuvieron valores muy similares de la frecuencia fundamental. La viga de cortante sobreestima el valor en cerca del 5 % en todos los casos analizados. Cuando la presa tiene un núcleo mucho menos rígido que el resto de la estructura, la discrepancia es del orden del 10-15 %
- Para los tres primeros modos superiores la diferencia entre los valores de las frecuencias naturales se mantiene dentro del 10 al 25 %
- Los desplazamientos horizontales fueron muy similares por ambos métodos con discrepancias del orden de 10% para todas las presas y todas las excitaciones consideradas
- La mayor diferencia entre los dos modelos ocurre en la estimación de aceleraciones. La aceleración máxima es sobreestimada por el modelo de la viga de cortante hasta en un 50 % con respecto al otro método. Se observa un mayor contenido de frecuencias altas en la señal de la viga de cortante con respecto a la del elemento finito posiblemente como consecuencia del tamaño de los elementos considerados. Por otro lado, las frecuencias naturales superiores que estima el método de elemento finito se encuentran más próximas unas de otras en comparación con la viga de cortante, lo que le impide al elemento finito 'atraer' mayor contenido de energía en los modos superiores

- El modelo de la viga de cortante tiende también a sobreestimar ligeramente los valores máximos de deformación

En la figura 1 se muestran algunos de los resultados obtenidos por Dakoulas y Gazetas (1985b) para el eje de simetría de la sección transversal de la estructura en el estudio comparativo de ambos modelos:

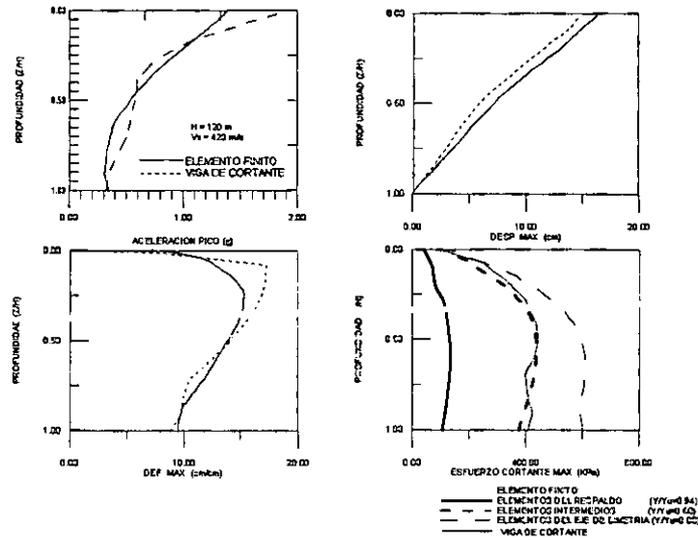


FIGURA 1.- Comparación de parámetros de interés calculados a partir de elemento finito 2-D vs. viga de cortante según Dakoulas y Gazetas (1985b).

Otro de los antecedentes que resulta de interés al presente trabajo, es el publicado por Gazetas (1987), quien presenta los resultados de utilizar el modelo bidimensional de la viga de cortante para cañones semicirculares en la presa El Infiernillo. En este trabajo se utilizaron dos sismos de baja intensidad registrados en la base de la presa y el nivel medio del respaldo. En la figura 2 se muestran los resultados de la función de amplificación calculada con el modelo, en comparación con las observadas con los registros de ambos sismos.

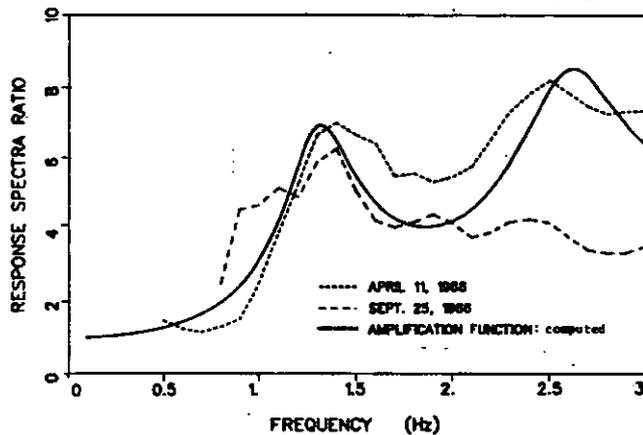


FIGURA 2.- Funciones de amplificación para el nivel medio del respaldo de la presa El Infiernillo, determinadas por Gazetas (1987), al usar el modelo semicilíndrico de la viga de cortante.

1.2 Suposiciones del Modelo Unidimensional de la Viga de Cortante.

Las hipótesis más restrictivas que el modelo unidimensional de la viga de cortante hace son las siguientes:

- La relación ancho-altura de la presa es suficientemente grande para que las deformaciones a flexión sean despreciables y sólo se consideran desplazamientos horizontales y deformaciones en cortante 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 densidad constantes
- La presa se encuentra soportada por un apoyo rígido y se desprecia la influencia del embalse

El punto (a) puede considerarse realista para el caso donde prevalece un problema de deformación plana; de hecho, las soluciones por elemento finito en 2-D muestran consistentemente que los esfuerzos y desplazamientos verticales son de carácter secundario y pueden, en la mayoría de los casos, ser despreciados (Gazetas, 1987).

La hipótesis (b) viola el requerimiento físico de esfuerzos nulos en los respaldos de la estructura. En la figura 3 se muestran los resultados obtenidos con elemento finito en 2-D, publicados por Gazetas(1987) para diferentes presas sometidas a diferentes excitaciones sísmicas.

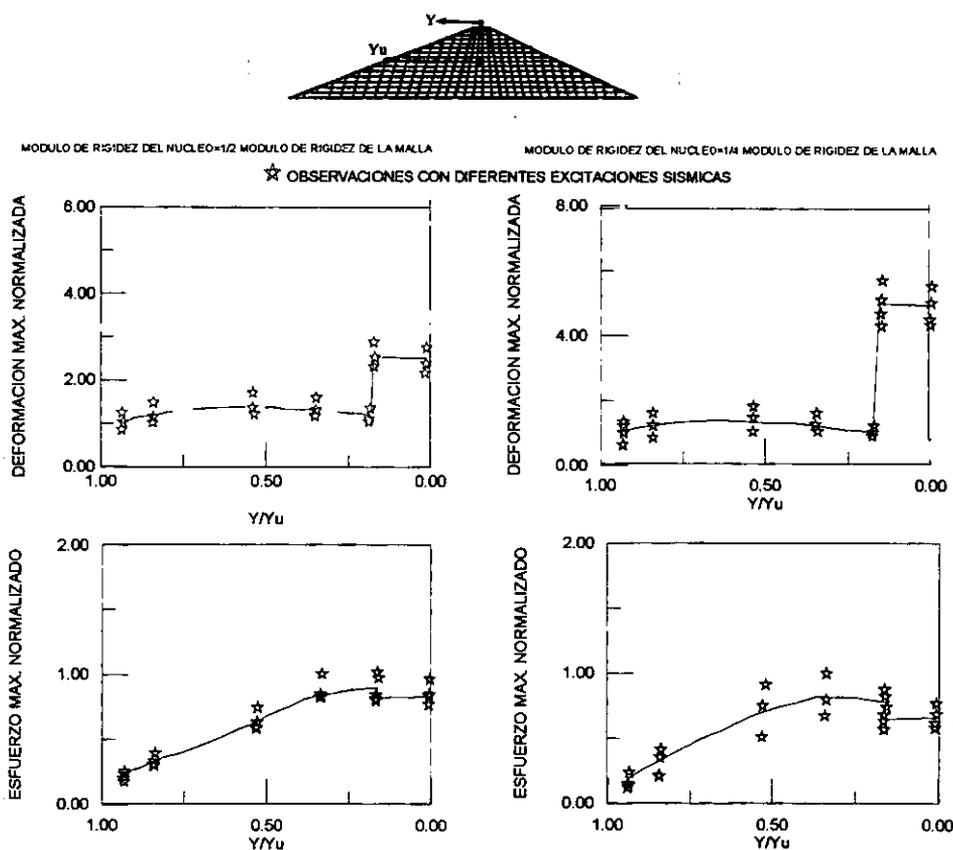


FIGURA 3.- Comportamiento de esfuerzos y deformaciones en la dirección "Y" usando elemento finito 2-D (Gazetas, 1987).

Se puede ver en el caso de deformaciones que estas se comportan de manera constante para el caso de un núcleo con rigidez similar a los respaldos, mientras que para un núcleo con menor rigidez, se puede ver una notable interacción entre los componentes de la estructura.

En lo que respecta a la condición de esfuerzos cortantes estos se comportan de manera constante en una parte de la sección y tienden a cero hacia los respaldos. En esta tesis se discute el comportamiento del modelo para una función de la variación de rigidez que sea nula en los respaldos.

La hipótesis (c) fué modificada por Dakoulas y Gazetas(1985a) al considerar un módulo de rigidez a cortante variando en función de la profundidad. En el presente trabajo se considera la posibilidad de que el modelo tenga variaciones en la rigidez a cortante y la densidad en función de la profundidad. Se considera además la posibilidad de comportamiento inelástico de los suelos introduciendo un relación hiperbólica en la rigidez a cortante y amortiguamiento en función de las deformaciones calculadas.

La hipótesis (d) se acepta para el caso de la presa El Infiernillo, ya que como se verá en el capítulo 3, está desplantada sobre roca. Debe tenerse presente, sin embargo, que existen trabajos que consideran un apoyo elástico (ej. Sarma,1979).

2. MODELO DE LA VIGA DE CORTANTE CON VARIACIÓN EN EL MÓDULO DE RIGIDEZ A CORTANTE Y LA DENSIDAD DE LOS MATERIALES EN FUNCIÓN DE LA PROFUNDIDAD.

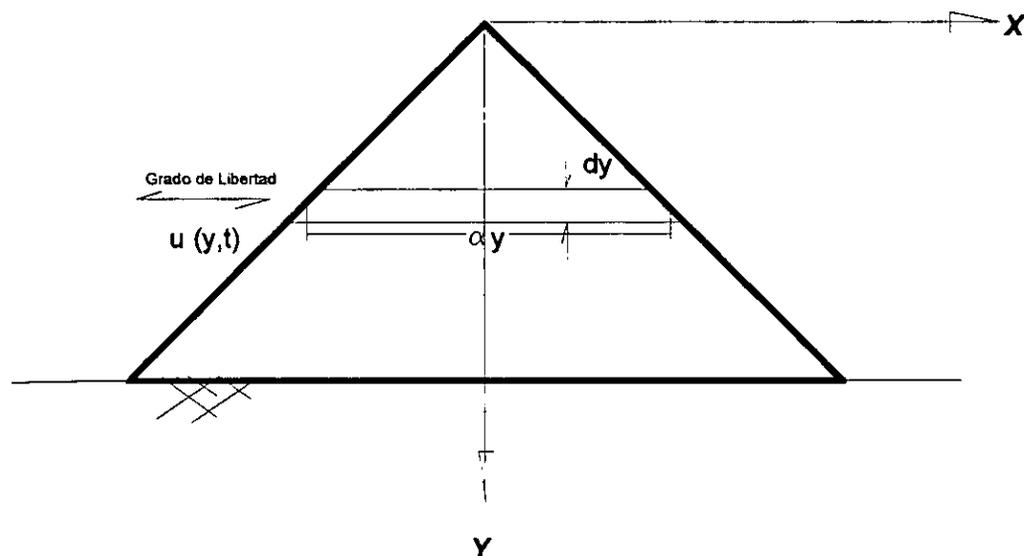
Dakoulas y Gazetas (1985a) trataron con la ecuación diferencial de la viga de cortante al considerar variaciones del módulo de rigidez a cortante en función de la profundidad. Ellos consideraron la densidad constante. En el modelo que se presenta a continuación se agregó la posibilidad de tener variaciones en la densidad de los materiales, también en función de la profundidad.

Normalmente el parámetro de la densidad se considera constante, sin embargo, en presas de gran altura es muy posible que este parámetro varíe apreciablemente con la profundidad, debido a la compresión que sufren los materiales al aumentar la sobrecarga durante la construcción de la cortina y cambios que pueda sufrir tanto por el llenado del embalse, como por la acumulación de efectos sísmicos como en el caso de la presa El Infiernillo. Un efecto común después de la construcción es el asentamiento de la estructura por peso propio y es conocido que uno de los efectos más comunes en presas de este tipo que han sido sometidas a la acción de sismos severos es la pérdida de bordo libre (asentamiento de la corona en la estructura). Este efecto no ha sido aún explicado satisfactoriamente, particularmente para presas construidas con métodos modernos, sin embargo, se ha aceptado que puede deberse a deslizamientos de deformación lateral o bien a la densificación de los materiales.

2.1 Planteamiento.

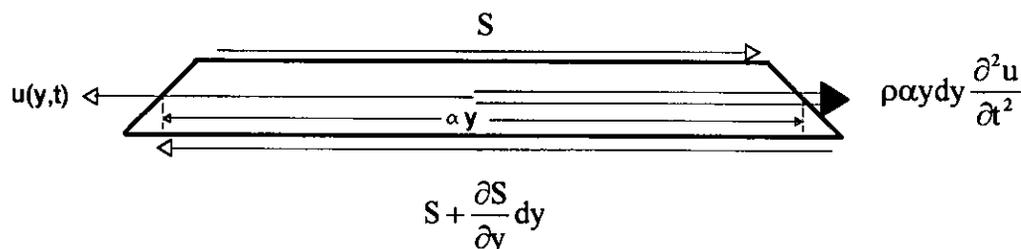
2.1.1 Vibración libre.

Se plantean variaciones en las características mecánicas de los materiales en función de la profundidad para el modelo de la viga de cortante como sigue:



Se considera que sólo se tiene un grado de libertad en la dirección X, considerando la estructura empotrada en la base tal como se muestra en la figura anterior.

Bajo estas condiciones , al generar un desplazamiento arbitrario, u , en la dirección X , y de acuerdo con el principio de D'Alembert, es posible llevar una sección diferencial del sistema al equilibrio dinámico agregando a las fuerzas actuantes la fuerza de inercia, de manera que:



DONDE:

- u = desplazamiento arbitrario de la dovela
- S = fuerza cortante en la dovela
- αy = longitud de la dovela en función de la profundidad
- dy = peralte de la dovela
- ρ = densidad de masa de la dovela

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

$\frac{\partial S}{\partial y}$ = variación de cortante con la profundidad

En el equilibrio dinámico:

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

$$\Rightarrow \frac{\partial S}{\partial y} dy = \rho \alpha y dy \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \dots \dots \dots (1)$$

Si la fuerza cortante está dada por la deformación en cortante multiplicada por la rigidez de corte del material se tiene:

$$S = \alpha y G \frac{\partial u}{\partial y}$$

Donde: G = Módulo de rigidez a cortante del material por unidad de longitud

Se propone la siguiente variación de las propiedades del material:

$$G = G_0 \left(\frac{y}{h} \right)^k \dots\dots\dots (2)$$

$$\rho = \rho_0 \left(\frac{y}{h} \right)^d \dots\dots\dots (3)$$

G_0 y ρ_0 = Módulo de rigidez a cortante y densidad en el empotramiento

Los valores de k y d están condicionados por las características físicas y matemáticas del problema.

sustituyendo (2) y (3) en (1) se tiene:

$$\frac{\partial \left[\alpha G_0 \frac{y^{k+1}}{h^k} \frac{\partial u}{\partial y} \right]}{\partial y} dy = \rho_0 \alpha \frac{y^{d+1}}{h^d} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} dy \dots\dots\dots (4)$$

Del primer miembro:

$$\frac{\partial \left[\alpha G_0 \frac{y^{k+1}}{h^k} \frac{\partial u}{\partial y} \right]}{\partial y} dy = \left[\frac{\alpha G_0 (k+1)}{h^k} y^k \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\alpha G_0}{h^k} y^{k+1} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] dy$$

Sustituyendo en la ecuación (4), se obtiene:

$$\frac{\alpha G_0}{h^k} \left[(k+1) y^k \frac{\partial u}{\partial y} + y^{k+1} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] dy = \frac{\alpha \rho_0}{h^d} y^{d+1} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} dy$$

$$\frac{G_0}{\rho_0 h^{k-d}} \left[(k+1) y^{k-d-1} \frac{\partial u}{\partial y} + y^{k-d} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} \right] = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

$$\text{sea: } V_{s0}^2 = \frac{G_0}{\rho_0}$$

Por lo que la ecuación diferencial de la viga de cortante en las condiciones presentadas queda expresada como:

$$\frac{V_{s0}^2}{h^{k-d}} \left[y^{k-d} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + (k+1)y^{k-d-1} \frac{\partial u}{\partial y} \right] = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \dots\dots\dots(5)$$

El desarrollo completo que resuelve la ecuación diferencial anterior se presenta en el APÉNDICE I, y corresponde al siguiente resultado:

$$u(y, t) = p(t)q(y) = (A \cos \omega t + B \sin \omega t) \sum_{n=0}^{\infty} b_n y^{n \left(1 - \frac{k-d}{2}\right)}$$

Donde:

A, B = constantes que dependen de las condiciones iniciales del problema;

$$b_n = \frac{-\omega^2 h^{\frac{k-d}{2}}}{V_{s0}^2 * n \left[1 - \frac{k-d}{2}\right] \left[n \left(1 - \frac{k-d}{2}\right) + k \right]} b_{n-2}; \quad \begin{cases} V_{s0} = \text{Velocidad de ondas de corte en la base} \\ h = \text{altura de la presa} \\ \omega = \text{frecuencia natural angular} \end{cases}$$

$b_0 = 1.0, \quad b_1 = b_3 = b_5 = \dots = b_{2n-1} = 0$

2.1.2 Condiciones de frontera.

Las condiciones de frontera del problema son:

$u = 0$ en $y = h \Rightarrow$ empotramiento en la base

$\frac{\partial u}{\partial y} = 0$ en $y = 0 \Rightarrow$ deformaciones nulas en la corona

Aplicando la primera condición de frontera se tiene: $u(y, t) = q(y)p(t) \Big|_{y=h} = q(h)p(t) = 0$

Es posible expresar la solución de 'y' de la siguiente forma:

$$q(y) = \sum_{n=0}^{\infty} b_n \left[\frac{\omega}{V_{s0}} h^{\frac{k-d}{2}} y^{\left(1 - \frac{k-d}{2}\right)} \right]^n = \sum_{n=0}^{\infty} b_n \left[y^{\left(1 - \frac{k-d}{2}\right)} \right]^n$$

donde: $b_n = \frac{-b_{n-2}}{n \left(1 - \frac{k-d}{2}\right) \left[n \left(1 - \frac{k-d}{2}\right) + k \right]}$

Supóngase que $y = \beta_1$ corresponde a la primer raíz de la función $q(y)$; de acuerdo con la condición de frontera se tiene que $q(h) = 0$, por lo que al sustituir en el argumento se tiene:

$$\frac{\omega}{V_{s0}} h^{\frac{(k-d)}{2}} h^{\left(1-\frac{k-d}{2}\right)} = \beta_1^{\left(1-\frac{k-d}{2}\right)}$$

$$\frac{\omega}{V_{s0}} h = \beta_1^{\left(1-\frac{k-d}{2}\right)} \Rightarrow \omega = \frac{\beta_1^{\left(1-\frac{k-d}{2}\right)}}{h} V_{s0}$$

Si ω_1 corresponde a la primer frecuencia natural del sistema, entonces:

$$\omega_1 = \frac{\beta_1^{\left(1-\frac{k-d}{2}\right)}}{h} V_{s0} \dots\dots\dots(6)$$

De manera análoga se puede expresar la solución para la 'm'-ésima raíz, tal que:

$$q(y) = \sum_{n=0}^{\infty} b_n \beta_m^{n\left(1-\frac{k-d}{2}\right)} \left(\frac{y}{h}\right)^{n\left(1-\frac{k-d}{2}\right)} \dots\dots\dots(7)$$

Donde:

$$\omega_m = \frac{\beta_m^{\left(1-\frac{k-d}{2}\right)}}{h} V_{s0}, \quad \omega_m = \text{frecuencia natural angular de la estructura para el modo 'm'}$$

Aplicando la segunda condición de frontera: $\frac{\partial u(y,t)}{\partial y} = q'(y)p(t) \Big|_{y=0} = q'(0)p(t) = 0$

Derivando (7) se tiene:

$$q'(y) = \sum_{n=2}^{\infty} \frac{\beta_m^{n\left(1-\frac{k-d}{2}\right)}}{h} n \left(1 - \frac{k-d}{2}\right) b_n \left(\frac{y}{h}\right)^{n\left(1-\frac{k-d}{2}\right)-1} \dots\dots\dots(8)$$

Donde $n=2$ corresponde al primer término de la sumatoria; de aquí se deriva que: $1 > k - d$, es decir que el exponente de variación de la rigidez a cortante no debe ser mayor en una unidad al exponente de variación de la densidad de masa de los materiales, para que se cumpla la segunda condición de frontera. Este intervalo de variación es aceptable para los materiales que comúnmente se tienen en la estructura como

lo sugiere Gazetas (1987), al analizar el comportamiento del módulo de rigidez a cortante de acuerdo con la relación:

$$G = F(e, OCR)\sigma_0^\mu$$

Donde:

- G = Módulo de rigidez a cortante
- F = función de variación que es distinta para cada tipo de suelo
- e = relación de vacíos
- OCR = relación de consolidación aparente del material
- σ_0 = presión de confinamiento
- μ = parámetro adimensional

De acuerdo con pruebas de laboratorio, Gazetas determina que el intervalo del exponente de variación del módulo de rigidez a cortante con la profundidad, para los materiales y dimensiones comunes en presas, se encuentra entre 0.3 y 0.8. Por otro lado, la densidad esta relacionada con estos parámetros por lo que no se debería esperar un comportamiento con variaciones mucho más drásticas que el módulo de rigidez a cortante.

De acuerdo con las condiciones de frontera, la solución se puede expresar como:

$$u(y,t) = \sum_{m=0}^{\infty} (A_m \cos \omega_m t + B_m \text{sen} \omega_m t) \left\{ \sum_{n=0}^{\infty} b_n \beta_m^{n(1-\frac{k-d}{2})} \left(\frac{y}{h}\right)^{n(1-\frac{k-d}{2})} \right\}$$

Donde:

$$1 > k - d$$

A_m, B_m = condiciones iniciales para el modo 'm'

β_m = raíz de $q(y)$ para el modo "m"

y:

$$b_n = \frac{-b_{n-2}}{n \left[1 - \frac{k-d}{2} \right] \left[n \left(1 - \frac{k-d}{2} \right) + k \right]}$$

En la siguiente tabla se presentan las raíces de los primeros cuatro modos de vibración de la estructura para diferentes exponentes de variación de la rigidez a cortante y la densidad de los materiales:

k	d	β_1	β_2	β_3	β_4
0.0	0.0	2.404	5.522	8.652	11.792
0.2	0.0	2.542	6.142	10.002	14.022
0.4	0.0	2.717	6.967	11.862	17.217
0.6	0.0	2.942	8.097	14.567	22.057
0.8	0.0	3.242	9.737	18.757	29.977
1.0	0.0	3.672	12.302	25.872	44.382
0.2	0.2	2.557	5.677	8.807	11.947
0.4	0.2	2.727	6.347	10.217	14.247
0.6	0.2	2.942	7.247	12.177	17.557
0.8	0.2	3.222	8.497	15.052	22.612
1.0	0.2	3.617	10.352	19.567	30.967
0.4	0.4	2.707	5.827	8.967	12.102
0.6	0.4	2.907	6.552	10.432	14.472
0.8	0.4	3.162	7.527	12.492	17.902
1.0	0.4	3.512	8.902	15.542	23.172
0.6	0.6	2.852	5.982	9.117	12.257
0.8	0.6	3.082	6.752	10.647	14.697
0.8	0.8	2.997	6.132	9.272	12.412
1.0	0.8	3.262	6.957	10.862	14.917
1.0	1.0	3.142	6.282	9.422	12.567

Dakoulas y Gazetas (1985a) presentan tablas similares para el caso de $d=0.0$, que difieren de las presentadas en este trabajo por la forma en que es tratado el argumento de la solución. Sin embargo, las frecuencias naturales, los modos de vibración, así como los factores de amplificación modal presentados por Dakoulas y Gazetas (1985a) son congruentes con los presentados en este trabajo como se verá posteriormente.

Se puede ver, para el caso de los valores de las frecuencias naturales que en la solución presentada

en el trabajo de Dakoulas y Gazetas se llega a que: $\omega_n = \frac{a_n(2-k)}{2} \frac{V_{s0}}{h}$,

Donde: a_n = raíz de la solución

k = exponente de variación de la rigidez a cortante

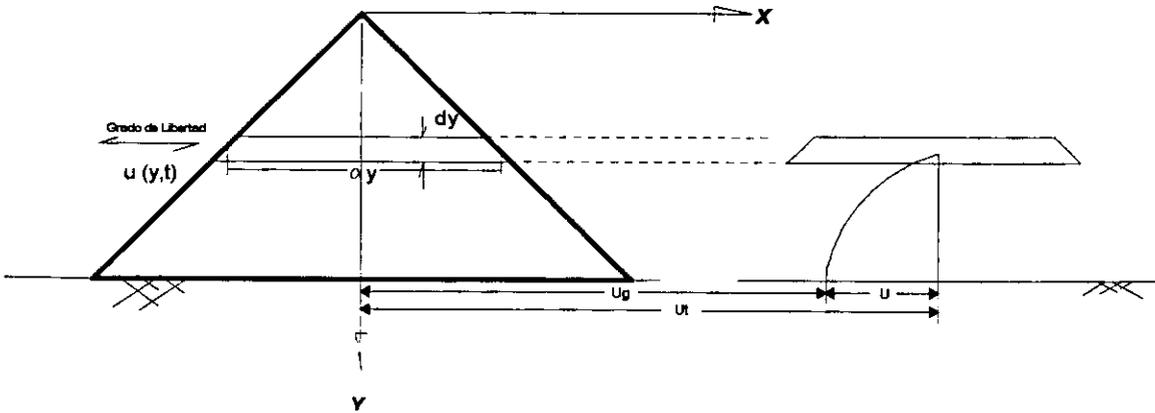
mientras que en el presente trabajo se tiene: $\omega_n = \beta_n^{1-\frac{k-d}{2}} \frac{V_{s0}}{h}$,

Para $k=1.0$ Dakoulas y Gazetas tienen: $a_1 = 3.832 \Rightarrow \omega_1 = \frac{3.832(2-1)}{2} \frac{V_{s0}}{h} = 1.916 \frac{V_{s0}}{h}$

En este caso: $k=1.0, d=0.0$ se tiene: $\beta_1 = 3.672 \Rightarrow \omega_1 = 3.672^{0.5} \frac{V_{s0}}{h} = 1.916 \frac{V_{s0}}{h}$

2.1.3 Vibración forzada.

A continuación se presenta la solución al problema de vibración forzada en el apoyo, sin amortiguamiento, para el problema anterior:



- donde: u_g = desplazamiento del terreno
 u = desplazamiento de la dovela con respecto al empotramiento
 u_t = desplazamiento total de la dovela

De la ecuación diferencial general del problema de vibración libre se tiene:

$$\frac{V_{s0}^2}{h^{k-d}} \left[y^{k-d} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + (k+1)y^{k-d-1} \frac{\partial u}{\partial y} \right] = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$$

Al sustituir $u_t = u_g + u$ por u :

$$\frac{V_{s0}^2}{h^{k-d}} \left[y^{k-d} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + (k+1)y^{k-d-1} \frac{\partial u}{\partial y} \right] = \frac{\partial^2 u_g}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}, \quad \text{donde: } \frac{\partial^2 u_g}{\partial y^2} = \frac{\partial u_g}{\partial y} = 0$$

Al reordenar:

$$\ddot{u} - \frac{V_{s0}^2}{h^{k-d}} \left[y^{k-d} u'' + (k+1)y^{k-d-1} u' \right] = -\ddot{u}_g \dots \dots \dots (9)$$

donde: $\ddot{u} = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2}$; $\ddot{u}_g = \frac{\partial^2 u_g}{\partial t^2}$; $u'' = \frac{\partial^2 u}{\partial y^2}$; $u' = \frac{\partial u}{\partial y}$

La ecuación diferencial anterior corresponde al problema de vibración forzada en el apoyo; la solución detallada de esta ecuación se muestra también en el APÉNDICE I, por lo que aquí únicamente se indican los resultados más importantes.

La solución de la expresión (9) al considerar amortiguamiento tal como se muestra en el APÉNDICE 1, esta dada por:

$$u(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{a_{4n}}{a_{1n} \omega_{dn}} \sum_{l=0}^{\infty} b_l \beta_n^{rl} \left(\frac{y}{h}\right)^{rl} \int_0^t e^{-\xi_n \omega_n (t-\tau)} \ddot{u}_g(\tau) \text{sen}[\omega_{dn}(t-\tau)] d\tau$$

Donde:

$$a_{1n} = \sum_{l=0}^{\infty} \sum_{p=0}^{\infty} \frac{b_l b_p \beta_n^{r(l+p)}}{r(l+p) + d + 2}$$

$$a_{4n} = \sum_{l=0}^{\infty} \frac{b_l \beta_n^{rl}}{rl + d + 2}$$

$$r = \frac{k-d}{2}$$

$$\omega_{dn} = \omega_n \sqrt{1 - \xi_n^2} = \text{frecuencia modal amortiguada}, \quad \xi_n = \text{razón de amortiguamiento crítico}$$

Para el caso de amortiguamientos pequeños ξ_n , $\omega_{dn} \approx \omega_n$ y al considerar que la aceleración absoluta para el modo 'n' se puede expresar de manera aproximada como: $\ddot{u}_{an}(y, t) = \omega_n^2 u_n(y, t)$

$$\Rightarrow \ddot{u}_a(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{a_{4n} \omega_n}{a_{1n}} \sum_{l=0}^{\infty} b_l \beta_n^{rl} \left(\frac{y}{h}\right)^{rl} \int_0^t e^{-\xi_n \omega_n (t-\tau)} \ddot{u}_g(\tau) \text{sen}[\omega_n(t-\tau)] d\tau$$

Si:

$$\phi_n(y) = \frac{a_{4n}}{a_{1n}} \sum_{l=0}^{\infty} b_l \beta_n^{rl} \left(\frac{y}{h}\right)^{rl} \Rightarrow \phi_n'(y) = \frac{a_{4n}}{a_{1n}} \sum_{l=2}^{\infty} \frac{b_l \beta_n^{rl} r l}{h} \left(\frac{y}{h}\right)^{rl-1}$$

$$F_n(t) = \int_0^t e^{-\xi_n \omega_n (t-\tau)} \ddot{u}_g(\tau) \text{sen}[\omega_n(t-\tau)] d\tau$$

Los parámetros de mayor interés se pueden expresar como sigue:

$$u(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\phi_n(y) F_n(t)}{\omega_n} \quad \text{DESPLAZAMIENTOS}$$

$$\frac{\partial u(y, t)}{\partial y} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\phi_n'(y) F_n(t)}{\omega_n} \quad \text{DEFORMACIONES}$$

$$\ddot{u}_a(y, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \omega_n \phi_n(y) F_n(t) \quad \text{ACELERACIONES ABSOLUTAS}$$

$\phi_n(y)$, representa la función de las formas modales; el coeficiente $\frac{a_{4n}}{a_{1n}}$ representa el factor de amplificación modal y $F_n(t)$ corresponde a la integral de Duhamel para el modo 'n'.

En la figura 4 se muestra el comportamiento del factor de amplificación modal para diferentes valores de 'k' y 'd' en los 4 primeros modos de vibración. Donde 'k' y 'd' como se indica en las ecuaciones (2) y (3) representan los exponentes de variación de la rigidez a cortante y densidad de los materiales; respectivamente, en función de la profundidad de la estructura. El caso de d=0 corresponde a la solución de Dakoulas y Gazetas (1985a). Nótese cómo con el incremento de 'd' crecen los factores de participación modal, particularmente para los modos superiores, lo que físicamente sugiere estructuras con variaciones notables de la rigidez a cortante y la densidad como estructuras con una respuesta importante en frecuencias altas.

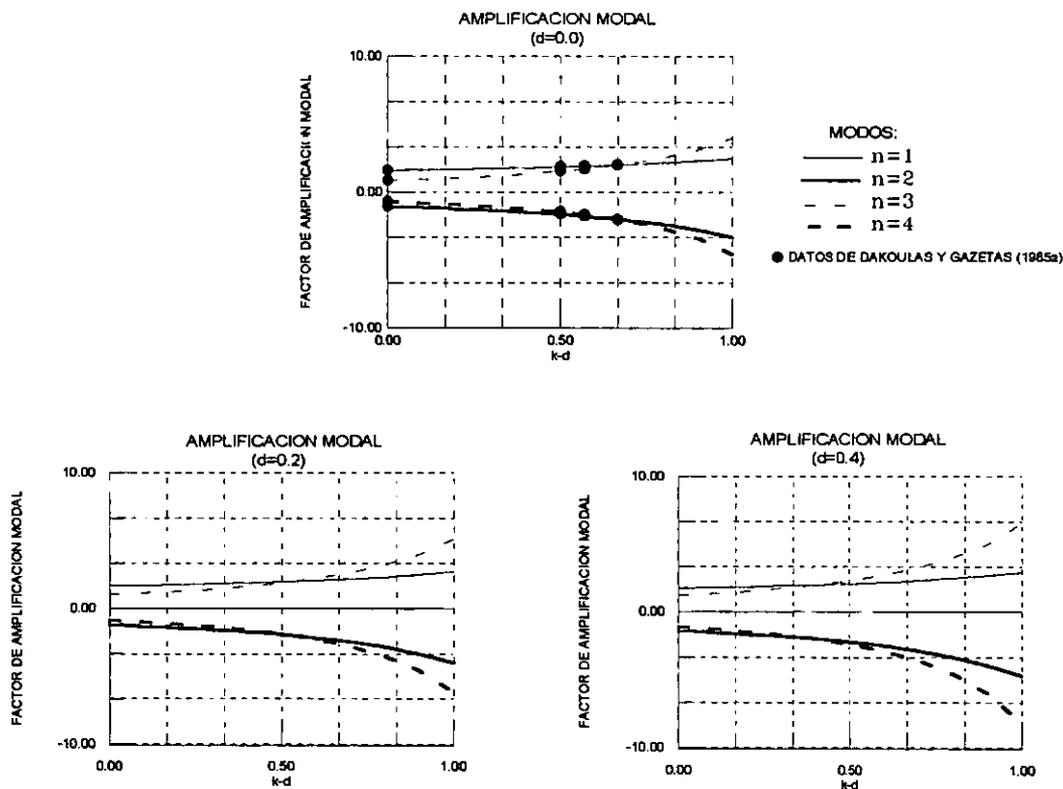


FIGURA 4.- Comportamiento del factor de amplificación modal para diferentes valores del exponente de variación de la densidad (d).

Las formas modales no sufren modificación con respecto a las presentadas por Dakoulas y Gazetas (1985a), para diferencias consistentes de los exponentes de variación de rigidez a cortante y densidad (k-d); es decir, la forma modal correspondiente a k-d=0.6, por ejemplo, es igual para cualquier valor de 'k' y 'd', que cumplan la condición. En la figura 5 se muestran las formas modales para desplazamientos y deformaciones, al considerar los factores de participación modal para cada modo, en una presa de 150 m de altura con una variación en el coeficiente de rigidez de k=2/3 y modificando el exponente de variación de la densidad 'd'. Los rasgos más notables de las formas modales que se presentan son:

- Para el caso de desplazamientos, se tiene una reducción en la participación de los modos superiores con el incremento del exponente de variación de la densidad (d), y

- Para el caso de deformaciones, se tiene una reducción en los valores de deformación para valores próximos a la corona de la estructura (Y/H pequeños), cuando crece el exponente de variación de la densidad, tal como se muestra en las gráficas.

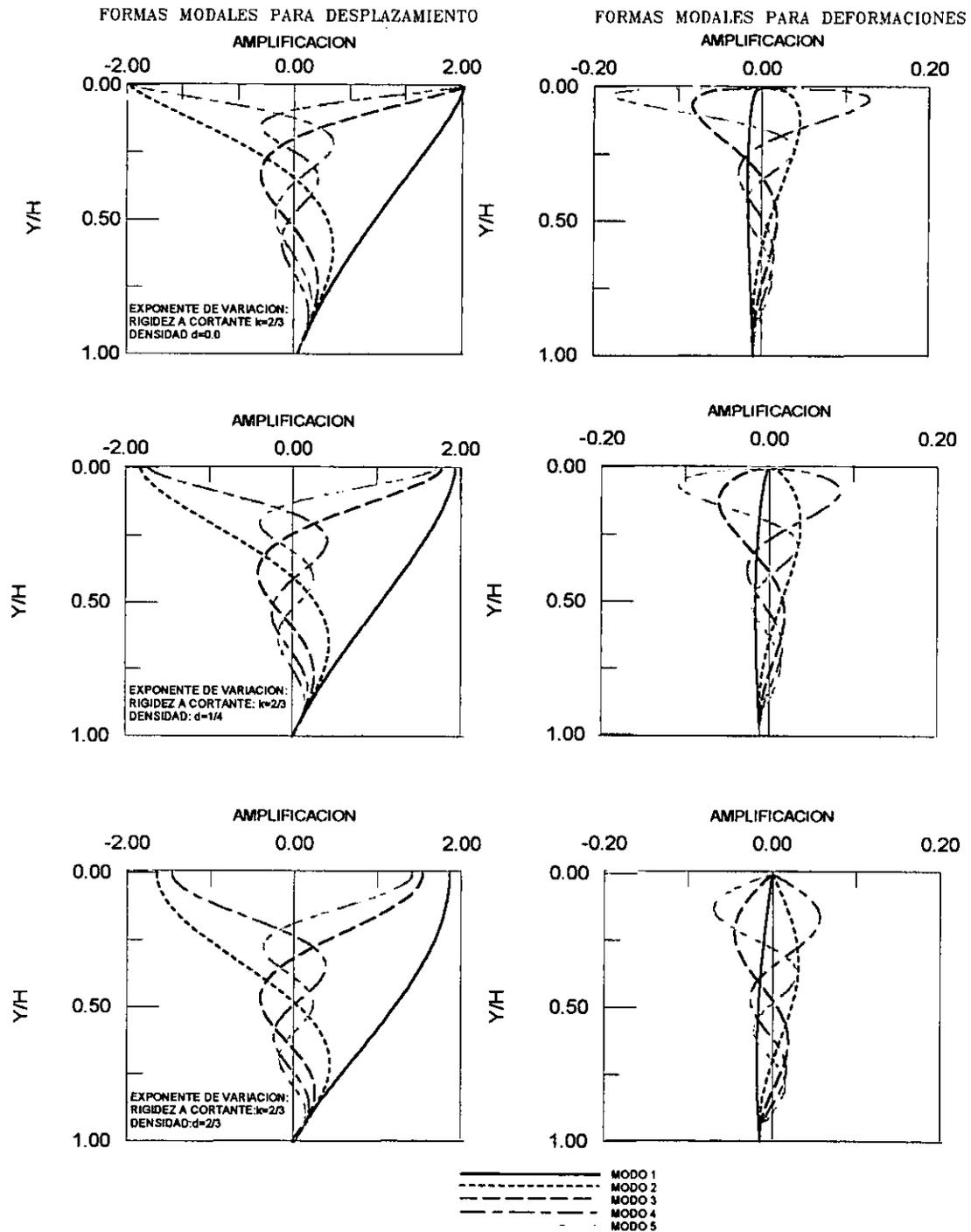


FIGURA 5.- Formas modales para desplazamiento y deformación al considerar diferentes valores del exponente de variación de la densidad 'd', y un exponente de variación de la rigidez a cortante de los materiales 'k' constante

En la figura 6 se muestra la variación en el valor de los periodos naturales (T_n , donde n =modo considerado), para los modelos no homogéneos con respecto al modelo homogéneo ($k=0.0$, $d=0.0$), en función del valor $k-d$, al considerar dos valores de la variación de la densidad ($d=0.0$ y $d=0.2$), y modificando el valor de la variación de la rigidez k . Los resultados muestran incrementos en el valor de los periodos naturales con el incremento del coeficiente 'd' lo que indica una frecuencia fundamental con valores más bajos al incrementar los exponentes de variación del módulo de rigidez y densidad de los materiales con respecto al caso homogéneo.

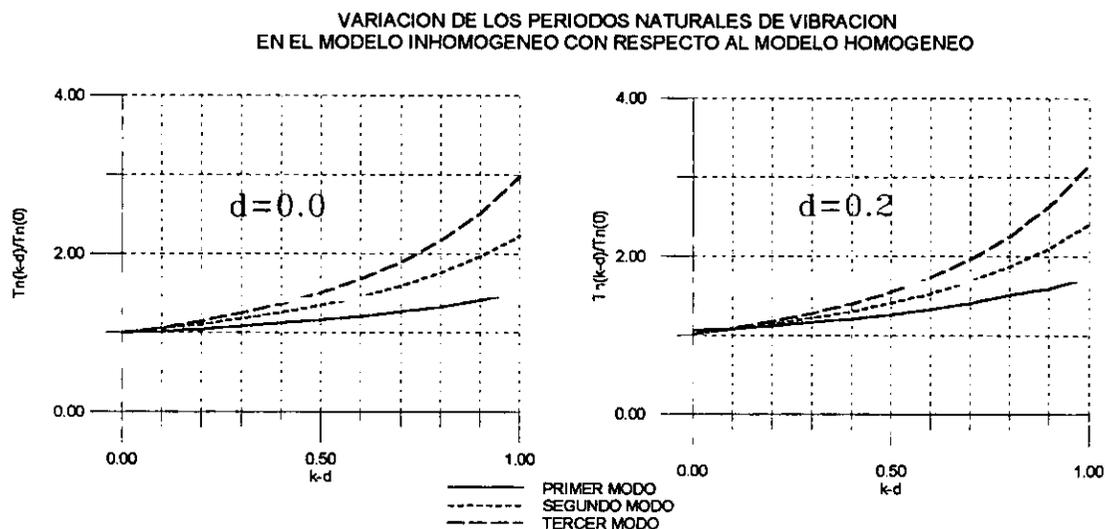
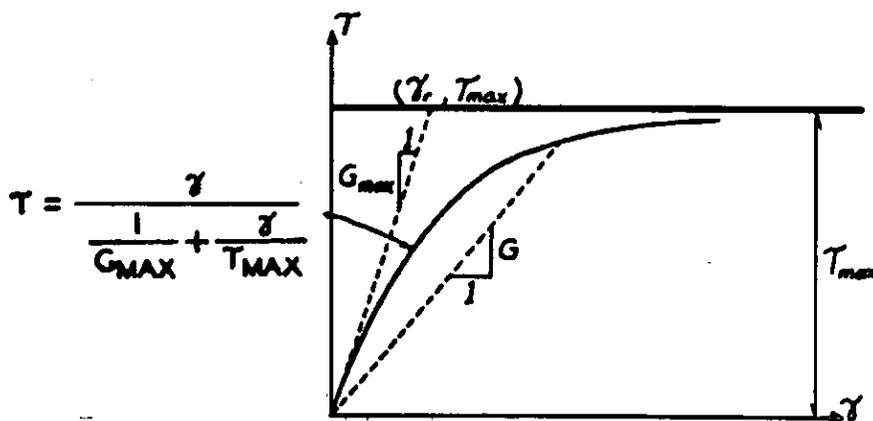


FIGURA 6.- Comportamiento de los periodos naturales para los tres primeros modos de vibración al considerar dos exponentes de variación de la densidad con respecto al caso homogéneo.

2.1.4. Comportamiento inelástico.

El comportamiento inelástico de los materiales se considera en la solución del problema, haciendo compatibles las deformaciones calculadas con los valores de rigidez a cortante y amortiguamiento bajo una ley hiperbólica común en materiales de este tipo. Las leyes de variación que se utilizan presentan la siguiente forma (Hardin y Drnevich, 1972):



$$\frac{G}{G_{\max}} = 1 - \frac{\left(\gamma_{\text{eq}} / \gamma_r\right)}{a + b \left(\gamma_{\text{eq}} / \gamma_r\right)} \dots\dots\dots (10)$$

$$\xi = \xi_{\min} + \frac{\left(\gamma_{\text{eq}} / \gamma_r\right)}{\frac{1}{\xi_{\min}} + \frac{1}{\xi_{\max} - \xi_{\min}} \left(\gamma_{\text{eq}} / \gamma_r\right)} \dots\dots\dots (11)$$

Donde:

- $\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_{\max}}$ deformación de referencia
- τ_{\max} esfuerzo cortante a la falla
- G_{\max} módulo de rigidez a cortante al inicio de la deformación
- ξ_{\min} amortiguamiento mínimo
- ξ_{\max} amortiguamiento máximo
- a,b parámetros de ajuste

La deformación considerada en el problema dinámico (γ_{eq}), corresponde a una deformación equivalente determinada usando el concepto de contenido de energía de la historia de deformaciones calculadas tal que:

$$\gamma_{\text{eq}}^2 = \frac{1}{T} \int_0^T [\gamma(t)]^2 dt \dots\dots\dots (12)$$

Donde 'T' es la duración del registro. El comportamiento inelástico se resuelve al hacer compatible la deformación equivalente con el módulo de rigidez a cortante y el amortiguamiento de acuerdo con el modelo del material que se estudia, resolviendo iterativamente el problema hasta lograr errores de amortiguamiento y rigidez menores al 5%. Este procedimiento es también conocido como método no-lineal equivalente.

3. RESPUESTA DINÁMICA DE LA PRESA EL INFIERNILLO.

Con la intención de evaluar la capacidad predictiva del modelo presentado en el capítulo anterior, se elaboró un programa de computadora en lenguaje Fortran para este fin, denominado "VIGA". Posteriormente, se compararon los resultados con el comportamiento dinámico observado en una presa de este tipo. La presa seleccionada es una estructura que ha sido sometida a terremotos muy intensos, lo cual ha permitido acumular un volumen significativo de información sobre su respuesta ante eventos sísmicos con características diversas. Además, esta estructura, ha sido estudiada en diversas ocasiones con técnicas de elemento finito (ej. Romo y Villarraga, 1989)

La forma en que trabaja el programa de computadora elaborado se presenta en el APÉNDICE II, y se incluye una copia en disco de computadora en el presente escrito.

3.1 Localización y Descripción de la Presa El Infiernillo.

La presa El Infiernillo se localiza sobre el río Balsas a unos 70 km de la costa del Océano Pacífico, en el estado de Michoacán. La región donde se ubica se caracteriza por una actividad sísmica muy intensa, que se genera en la subducción de la placa de Cocos bajo la placa de Norteamérica y que ha producido terremotos tan grandes como el de septiembre de 1985 de magnitud $M=8.1$, cuyo epicentro se localizó apenas a 70 km de la estructura. En la figura 7 se muestra la localización de la estructura así como los epicentros de los sismos seleccionados en el análisis dinámico de la presa realizado en este trabajo.

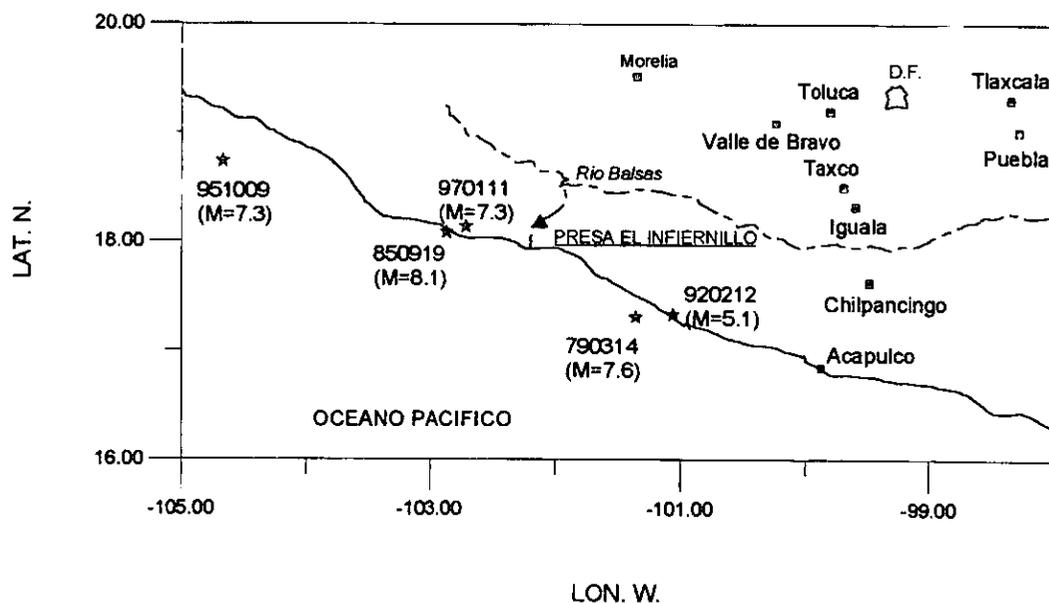


FIGURA 7.- Localización de la presa El Infiernillo. Con estrellas se indican los epicentros de los sismos considerados en el análisis dinámico de la estructura.

La estructura es una presa zonificada, de 150 m de altura, con taludes de 1.75:1 lo que la hace geoméricamente esbelta. Fue construida en un cañón de forma trapezoidal más o menos simétrico con 50 m en la base y 365 m en la corona, con relación largo-alto de 2.5, lo que lo hace un cañón estrecho. El núcleo está constituido por un suelo arcilloso bien graduado de media a alta plasticidad; los filtros están constituidos por arena de origen aluvial y las transiciones con material de rezaga de las excavaciones subterráneas. En los enrocados se empleó un conglomerado silicificado y de diorita. Para su construcción se realizaron dos ataguías de 75 m (la de aguas arriba) y de 50 m (la de aguas abajo), que se integraron al cuerpo de la presa. En la figura 8 se pueden observar las características geométricas y geológicas de la presa.

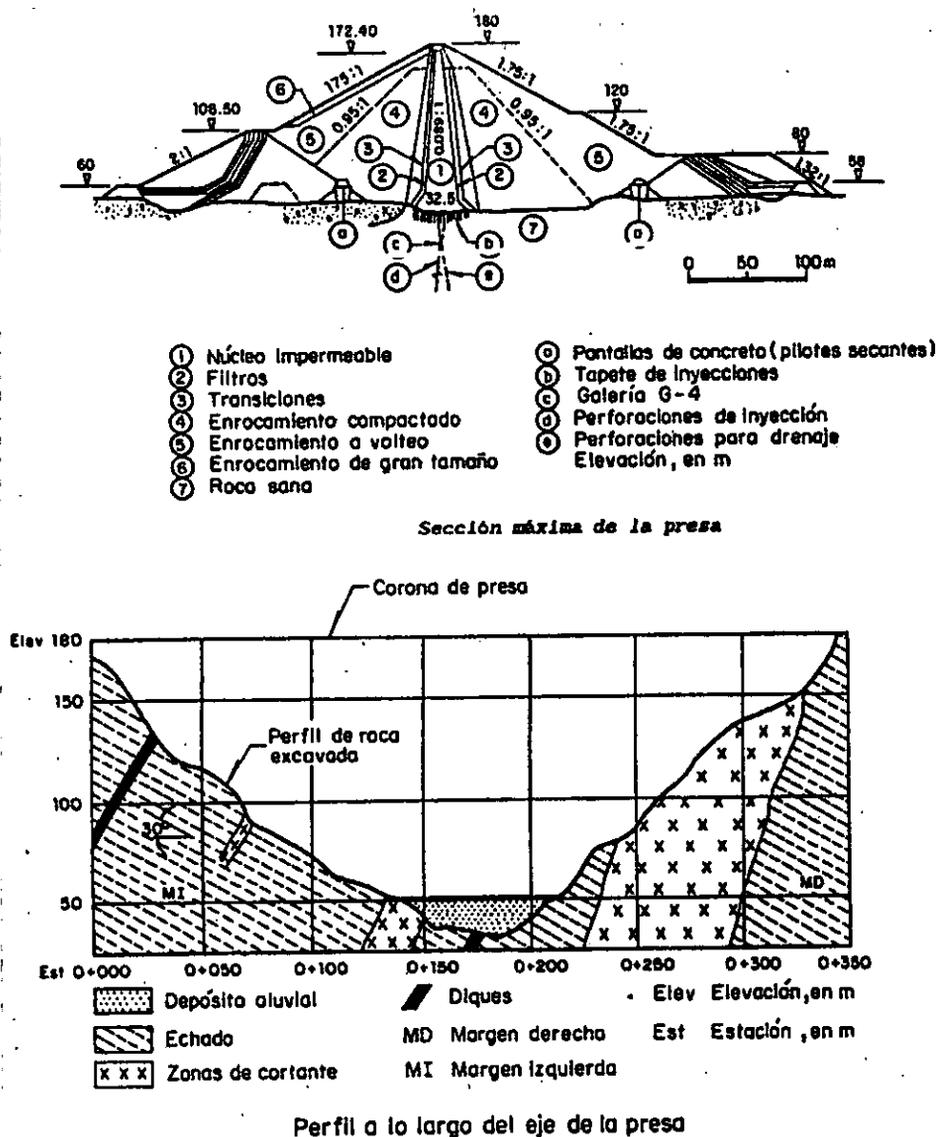


FIGURA 8.- Características geométricas y geológicas de la presa El Infierno.

3.2 Instrumentación Sísmica.

La presa cuenta en la actualidad con ocho acelerógrafos (el equipo instalado en casa de máquinas no opera actualmente); tres de ellos están instalados en campo libre: margen derecha, margen izquierda y potabilizadora; y cinco de ellos están instalados en la estructura: corona centro, nivel 120 m, nivel 80 m, pozo 25 m y pozo 50 m. La ubicación de los instrumentos se muestra en la figura 9.

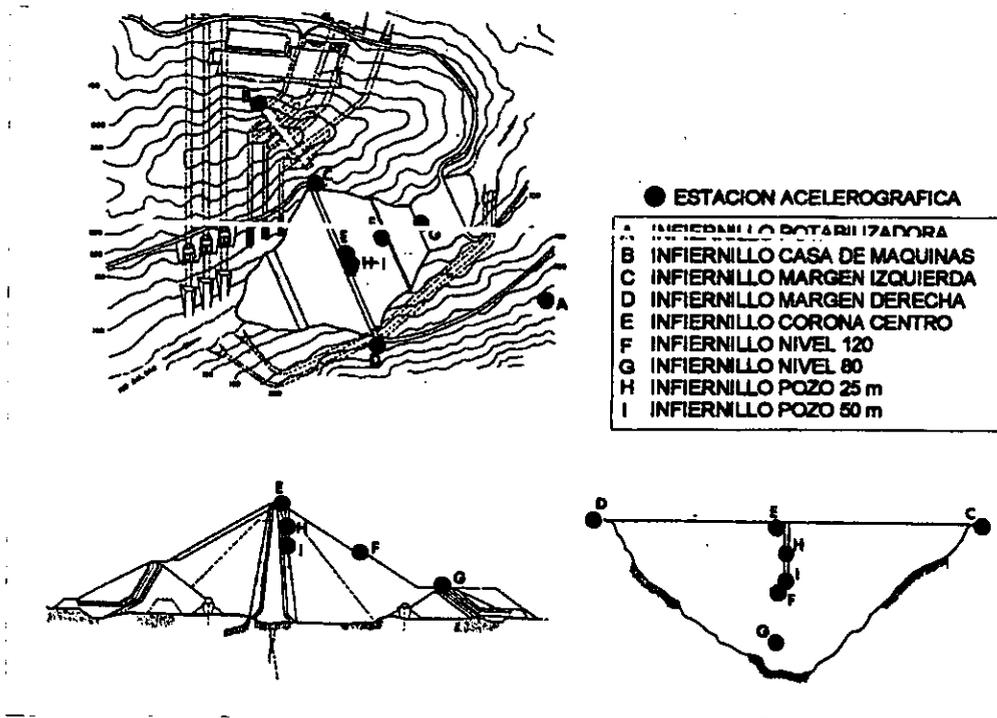


FIGURA 9.- Instrumentación sísmica en la presa El Infiernillo.

La información de sismos registrados en la presa se ha ido incrementado durante los últimos años como consecuencia de la instalación de acelerógrafos más modernos (acelerógrafos DCA-330 y DCA-333, con registro en cinta). Se analizó el comportamiento del modelo al considerar dos sismos de baja intensidad cuyas excitaciones muestran contenidos de frecuencia notablemente diferentes y que fueron registrados en todos los acelerógrafos de la estructura. Posteriormente, se evaluó el comportamiento del modelo ante los sismos más intensos en los puntos donde se registró la respuesta. En las figuras 10a, 10b, 10c, 10d y 10e se muestran las señales consideradas en los análisis.

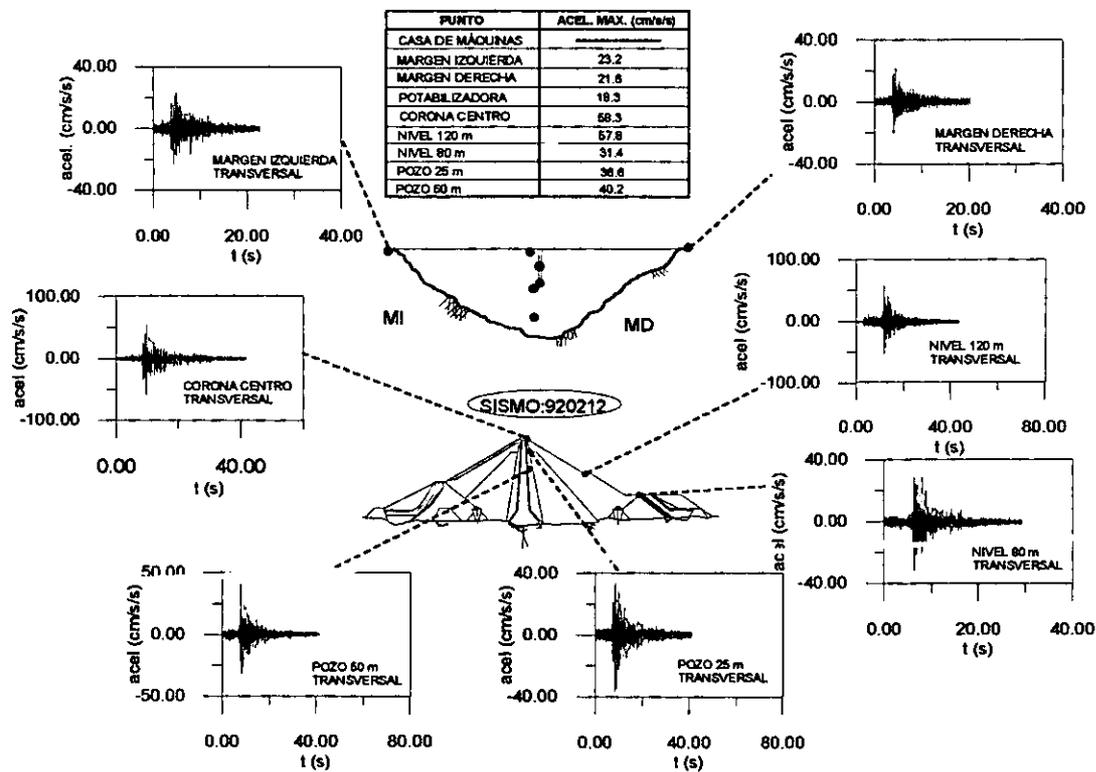


FIGURA 10a.- Registros sísmicos disponibles para el análisis del sismo denominado 920212.

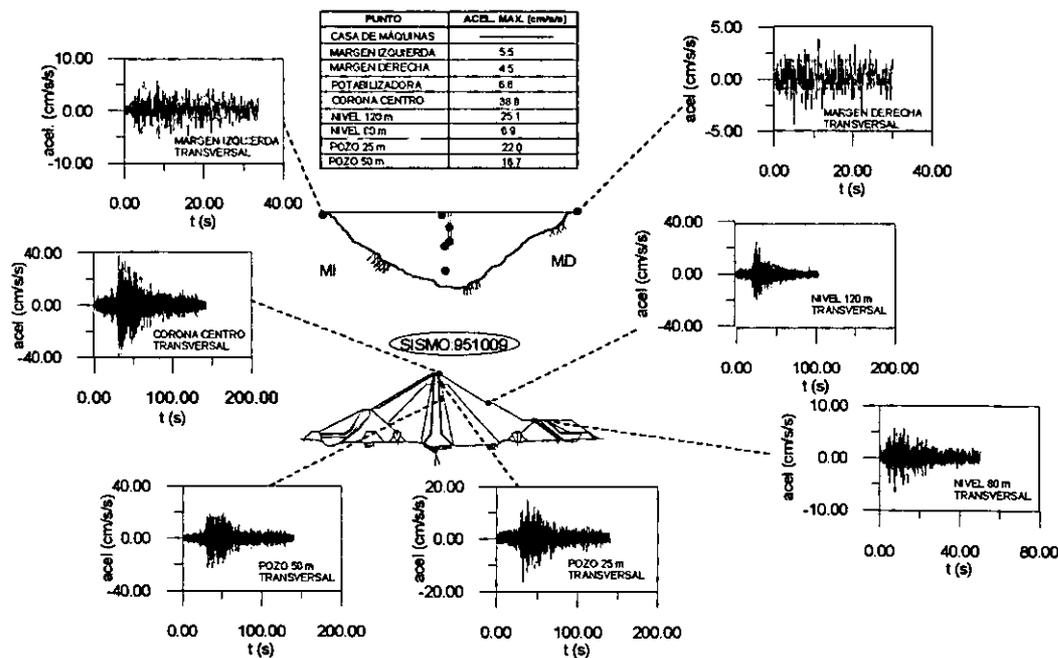


FIGURA 10b.- Registros sísmicos disponibles para el análisis del sismo denominado 951009.

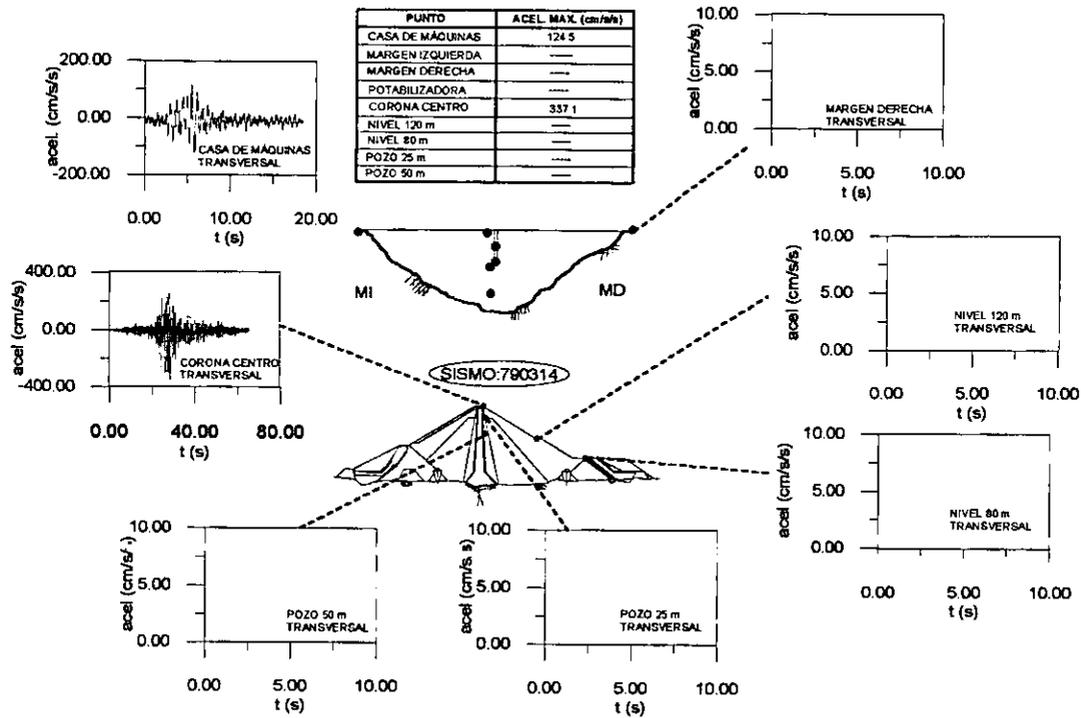


FIGURA 10c.- Registros sísmicos disponibles para el análisis del sismo denominado 790314.

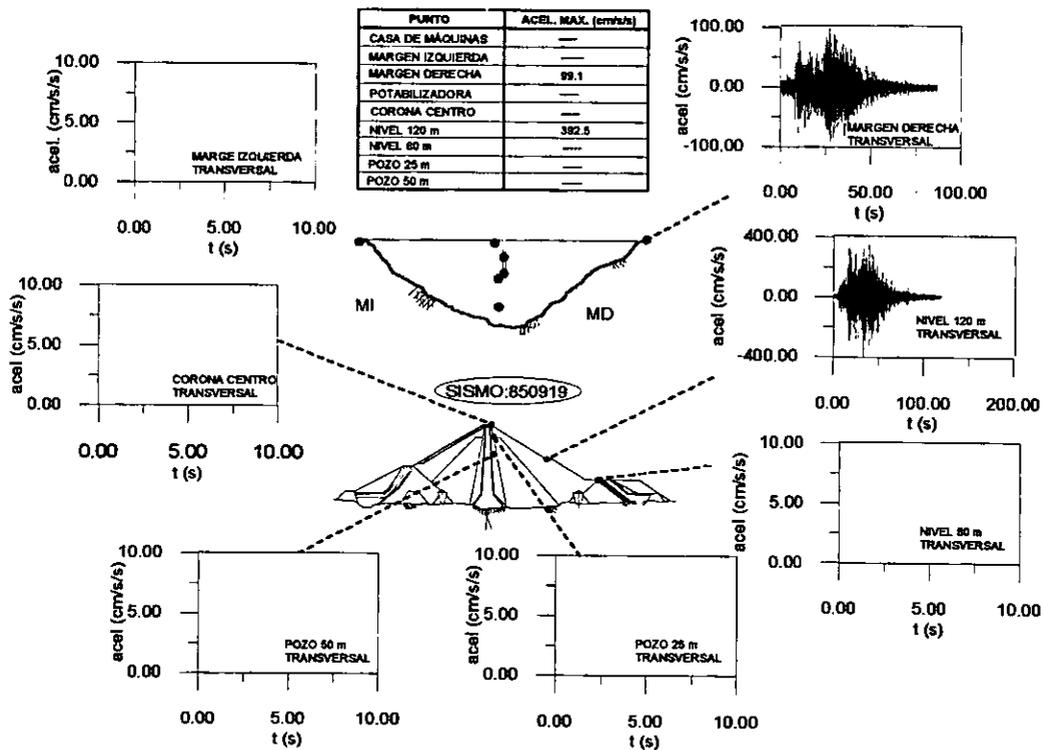


FIGURA 10d.- Registros sísmicos disponibles para el análisis del sismo denominado 850919.

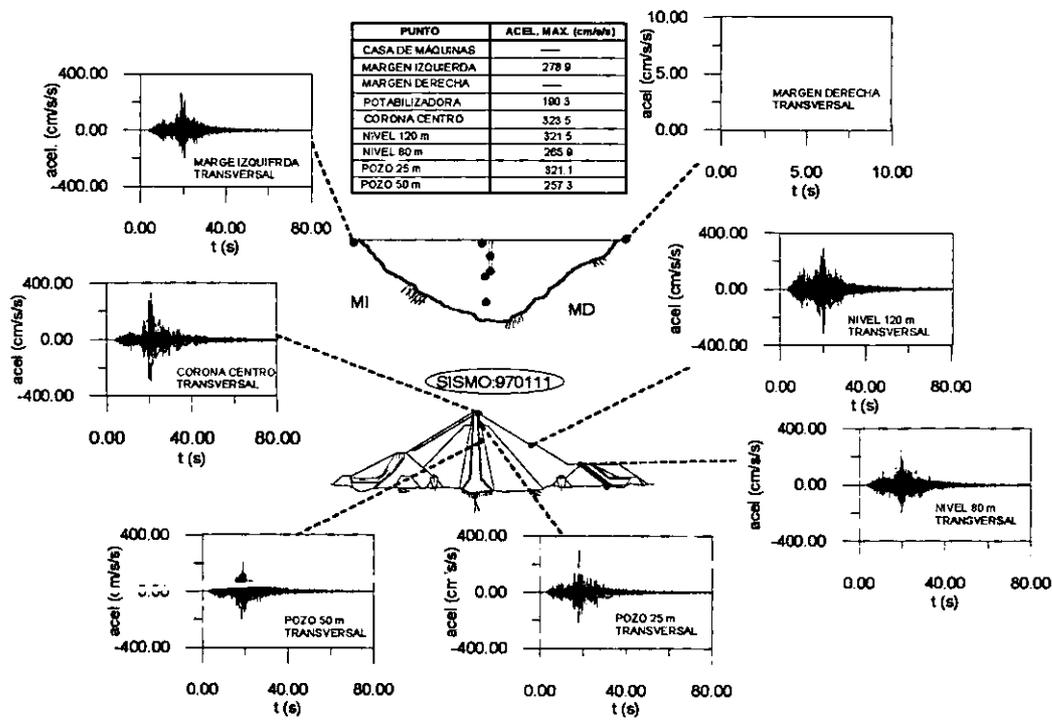


FIGURA 10e.- Registros sísmicos disponibles para el análisis del sismo denominado 970111.

3.3 Velocidad de Ondas de Corte en la Estructura.

Puesto que se desconoce la velocidad ondas de corte en la estructura, se procedió a identificar el primer modo de vibración a partir de los registros sísmicos considerados en los análisis. Para ello, se obtuvo el cociente espectral entre la señal de la corona centro con respecto a algún registro de campo libre en roca. El resultado se muestra en la figura 11, donde, en general, se tiene una amplificación importante a 1.5 Hz. Se consideraron un par de sismos adicionales de baja intensidad con valores de amplificación máximos también a una frecuencia del orden de 1.5 Hz; como ejemplo, se anexan dos casos. Es interesante observar cómo el valor del cociente espectral a la frecuencia dominante es prácticamente la mitad en los sismos de alta intensidad (790314 y 970111), con respecto al valor obtenido para los sismos de baja intensidad, lo que sugiere el comportamiento inelástico de la estructura para los sismos intensos. Por otro lado, para el sismo de 790314, el valor de la frecuencia en la amplificación máxima baja considerablemente de 1.5 a 0.87 Hz. Sin embargo, en el caso del sismo 970111, que corresponde al mejor registro disponible, no sólo por las intensidades observadas sino porque se registró en prácticamente todos los sitios y sin truncamientos, la amplificación máxima se presenta a 1.5 Hz. La causa de esta discrepancia se desconoce ya que el comportamiento inelástico de la estructura puede bajar el valor de la frecuencia fundamental, sin embargo, la diferencia es significativa. Algunas causas que podrían influir en las observaciones del registro 790314, son: la digitización del registro y el truncamiento; o bien, que en efecto la estructura se comportó con estas características.

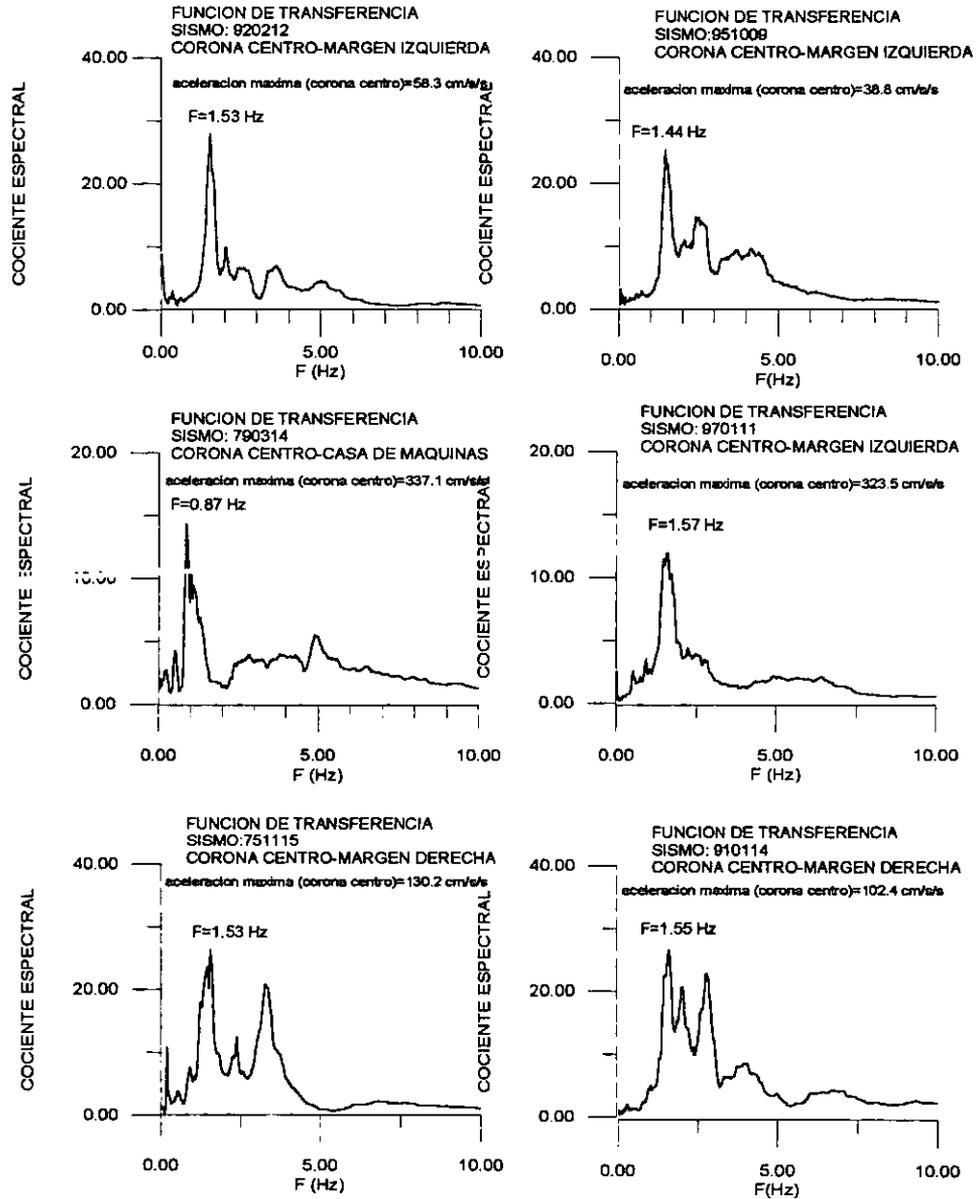


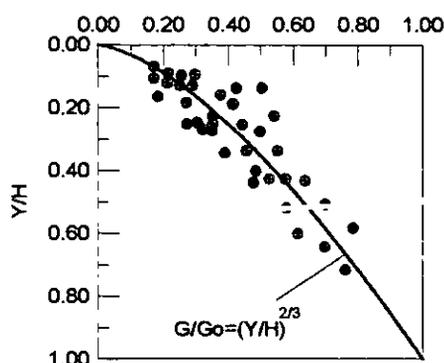
FIGURA 11.- Funciones de amplificación entre corona centro y campo libre para diferentes sismos en la presa El Infiernillo.

Al considerar un valor de 1.5 Hz ($\omega_1 = 9.42 \text{ rad/s}$), y siendo congruente con el modelo propuesto, se determinó la velocidad de ondas de corte en el empotramiento de acuerdo con la ecuación (6):

$$V_{s0} = \frac{\omega_1}{\beta_1^{1-\frac{k-d}{2}}} h.$$

Por otro lado, diversos trabajos realizados en diferentes presas de materiales térreos, sometidas a diferentes tipos de excitación sísmica han mostrado que la variación del módulo de rigidez a cortante se comporta en aproximadamente una potencia de 2/3 la profundidad de la presa. En la figura 12, se muestran los resultados de algunos de estos trabajos (tomado de Gazetas, 1987).

VARIACION DE LA FUNCION DEL MODULO DE RIGIDEZ CON LA PROFUNDIDAD



No	Estructura	País	Alt (m)	Tipo de Excitación	Referencia
1	Sta. Felecia	USA	83	Sísmica, ambiental, forzada, hidrodinámica	Abdel-Ghaffar et al, 1978-1980
2	Bren	USA	27	Sísmica	Abdel-Ghaffar et al, 1978-1980
3	Carbon Canyon	USA	33	Sísmica	Abdel-Ghaffar et al, 1978-1980
4	Bouquet	USA	60	Forzada	Keightly, 1966
5	Manrovo	Yugoslavia	56	Forzada	Dejancic et al, 1972
6	Kicenyama	Japón	95	Sísmica, ambiental, forzada	Okamoto, 1973 Takahasi et al, 1977
7	Shimokopori	Japón	119	Sísmica, ambiental, forzada	Takahasi et al, 1977
8	Nikappu	Japón	103	Sísmica, ambiental, forzada	Takahasi et al, 1977
9	Sanmical	Japón	37	Sísmica	Okamoto, 1973
10	Almono	Japón	41	Sísmica	Mori et al, 1975
11	Ushino	Japón	21	Sísmica	Mori et al, 1975

FIGURA 12.- Comportamiento del módulo de rigidez a cortante en función de la profundidad de la estructura de acuerdo con diferentes estudios.

Con base en esta información, se consideraron los siguiente valores del exponente de variación de la rigidez a cortante y densidad:

- a) $k=0.0$ $d=0.0$
- b) $k=0.6$ $d=0.0$
- c) $k=0.6$ $d=0.2$
- d) $k=0.6$ $d=0.4$

El caso (a) es el problema homogéneo y servirá como punto de comparación para los resultados obtenidos en los demás modelos. En el caso (b) la rigidez varía de acuerdo con los estudios realizados sobre el comportamiento del módulo de rigidez a cortante en este tipo de estructuras. El caso (c), varía la densidad en 0.2 de la profundidad, al considerar que la presa del infiernillo ha sufrido una pérdida de borde libre del orden de 1.60 m y que posiblemente se tengan variaciones en el comportamiento de la densidad de los materiales. El caso (d) podría considerarse exagerado en la variación de la densidad con la profundidad, aunque, servirá también como punto de comparación.

De acuerdo con las consideraciones anteriores, se tienen los siguientes valores de velocidad de ondas de corte:

ω_1 (rad/s)	k	d	β_1	h (m)	V_{s0} (m/s)
9.42	0.0	0.0	2.404	150	588
9.42	0.6	0.0	2.942	150	663
9.42	0.6	0.2	2.942	150	600
9.42	0.6	0.4	2.907	150	540

3.4 Comparación del Modelo con Datos Reales.

Se trabajó primero con los sismos denominados 920212 y 951009. Los contenidos de frecuencia de las señales de excitación son notablemente diferentes como se puede ver en la figura 13, donde se muestran los espectros de Fourier de las señales registradas en alguno de los equipos de campo libre (Potabilizadora).

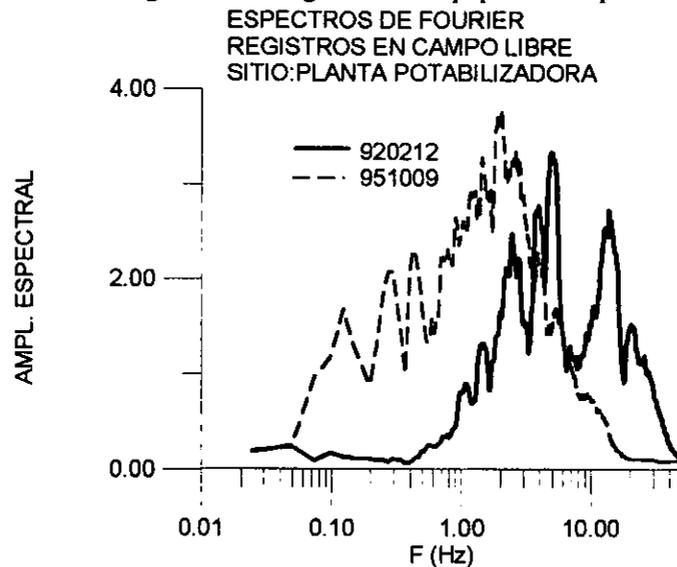


FIGURA 13.- Contenidos de frecuencias para los sismos de baja intensidad empleados en el análisis del comportamiento dinámico de la presa El Infiernillo.

Se evaluaron los modelos considerados en todos los puntos de la estructura donde existe información, modificando el amortiguamiento hasta obtener una aceleración semejante a la observada en estos puntos, y se compararon los resultados en términos de los espectros de Fourier. Se usó en todos los casos la señal de margen izquierda como la señal de excitación. En las figuras 14 y 15 se comparan los resultados calculados con los observados para cada modelo.

SISMO:920212

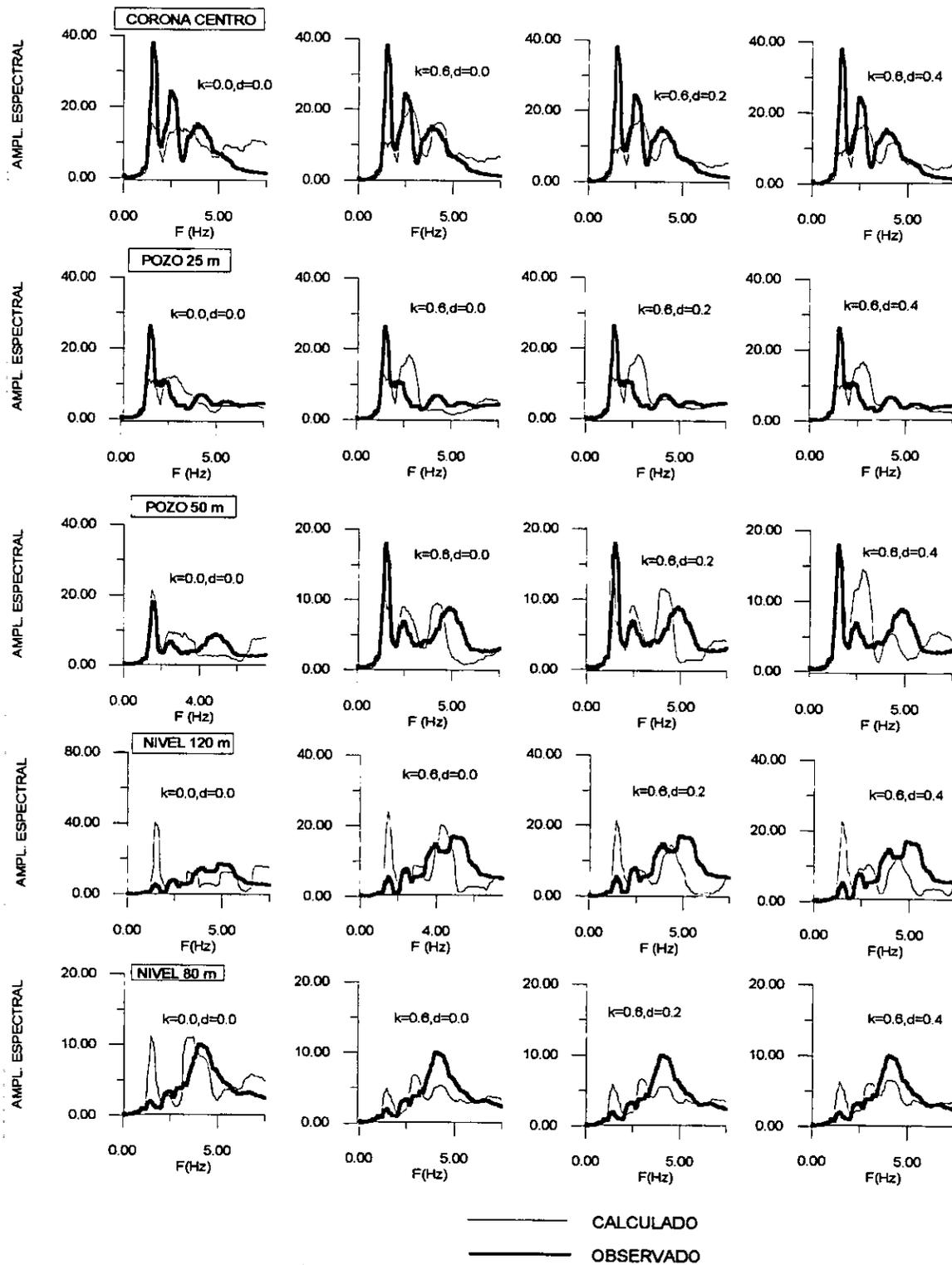


FIGURA 14.- Comparación en términos de espectros de Fourier entre las señales observadas y calculadas para el sismo de baja intensidad 920212.

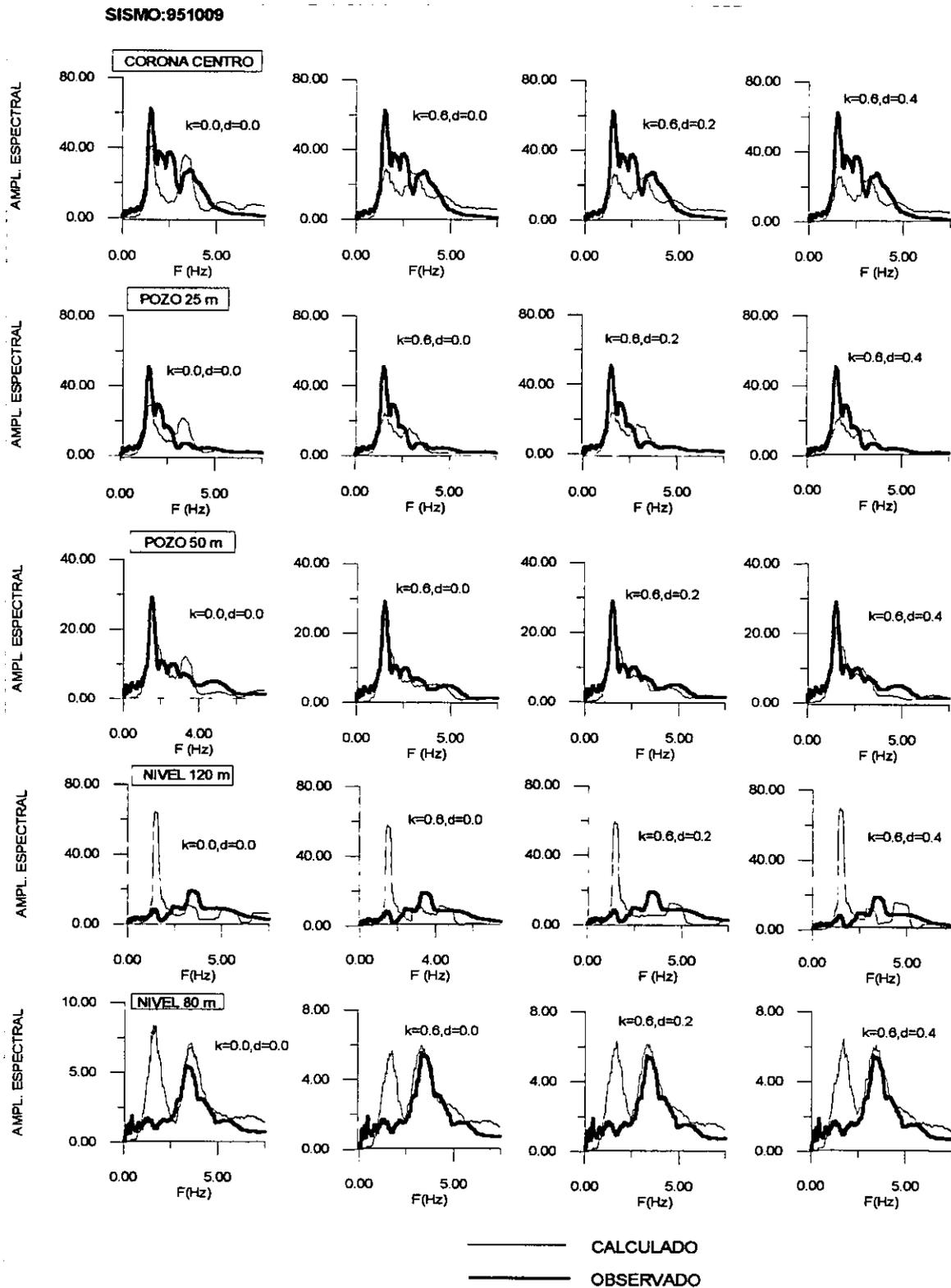


FIGURA 15.- Comparación en términos de espectros de Fourier entre las señales calculadas y observadas para el sismo de baja intensidad 951009

a) Las diferencias más significativas entre las curvas teóricas y experimentales se observan en los modos superiores, siendo más sensible este efecto para el sismo con frecuencias altas en la excitación (920212).

b) Ningún modelo pudo reproducir la amplificación del modo fundamental en la señal correspondiente a la corona centro, para ambos sismos; en cambio, el comportamiento es más satisfactorio para las señales observadas en los pozos, donde se obtienen las mejores correlaciones.

c) Para el nivel 120 las frecuencias más importantes de las señales observadas han sido transferidas del modo fundamental a frecuencias superiores a 2.5 Hz para ambos sismos; en cambio, los modelos mantienen buena parte de la respuesta en el modo fundamental.

La observación (c) es importante: aparentemente la respuesta es transferida del modo fundamental a frecuencias altas. Es decir, mientras que la respuesta hacia el centro de la estructura se encuentra básicamente en el modo fundamental, en el respaldo, a una altura prácticamente igual, las amplificaciones se tienen en frecuencias superiores. Este efecto se puede observar en el registro del pozo 50 m comparado con el registro del nivel 120, los cuales se encuentran a alturas semejantes para la altura de la estructura estudiada (10 m de diferencia). En la siguiente figura se muestran los espectros de Fourier de los sismos analizados así como para el sismo de alta intensidad (970111), registrado en ambos puntos

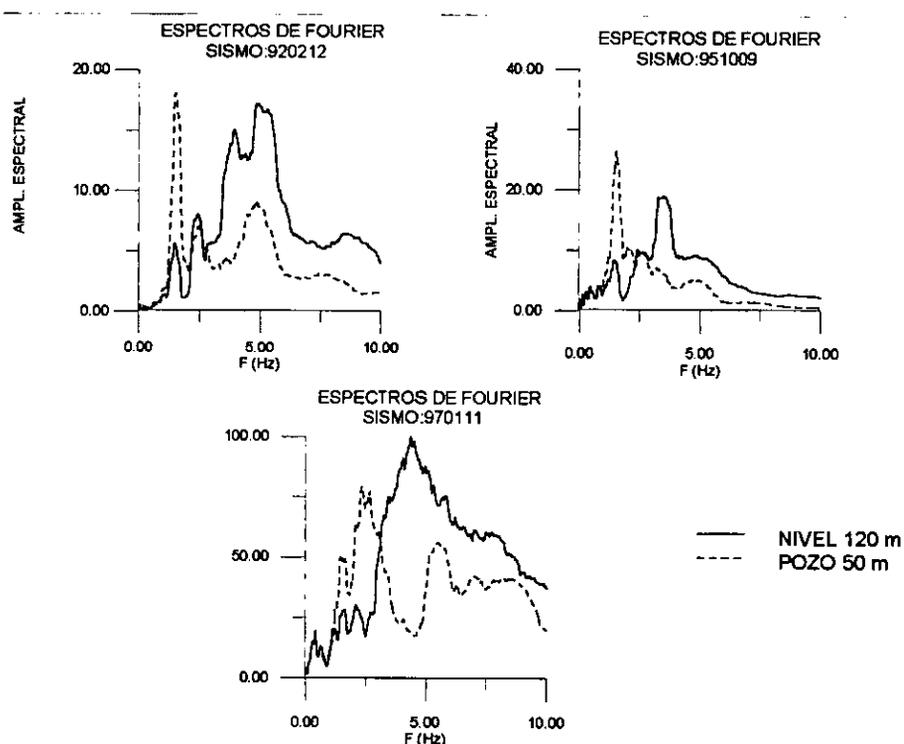


FIGURA 16.- Diferencia entre la participación de frecuencias en las señales observadas de dos puntos a altura semejante del terraplén (pozo 50 m y nivel 120).

Es posible que el complejo comportamiento de la estructura en el respaldo sea una particularidad de la presa El Infiernillo, ya que a la altura del nivel 120 se tiene un cambio geométrico en el cañón, como se puede ver en la figura 8. Sin embargo, en la siguiente figura se muestran los espectros de Fourier publicados por Roldan y Javier, 1995 para un sismo que generó aceleraciones superiores a 0.1 de g (corona centro), en tres presas ubicadas en el estado de Chiapas. Desafortunadamente no se tienen registros en el interior de la estructura como ocurre para el caso de El Infiernillo. Si se supone que el modo fundamental se observa en la corona centro, como ocurre con El Infiernillo, las frecuencias son transferidas a valores superiores para dos de las presas como lo indica la figura 17, al menos para este sismo. El efecto es más notable para la estructura de Chicoasén que es la estructura más esbelta (altura=261 m, pendiente de respaldos=2.0:1.0), y no se observa en la base de la presa Peñitas (altura=43 m, pendiente de respaldos=2.0:1.0).

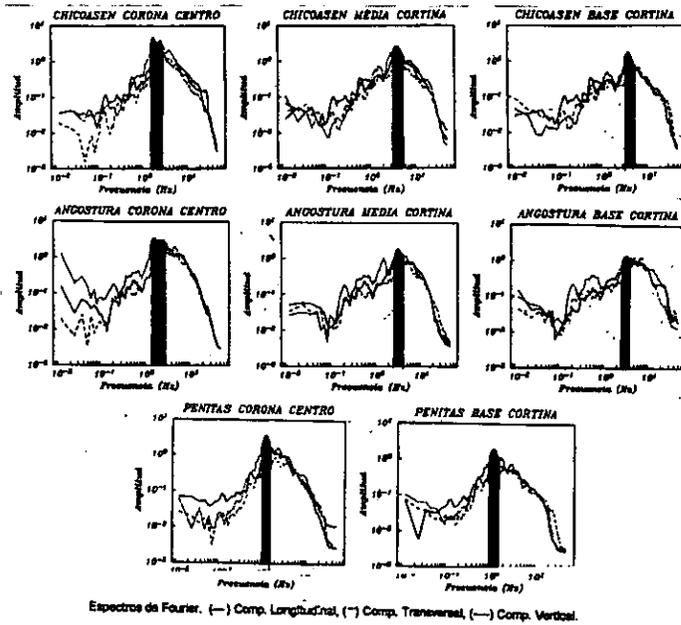


FIGURA 17.- Comparación de las amplificaciones máximas observadas para un sismo registrado en tres presas de Chiapas. Notese el corrimiento en frecuencia de la amplificación máxima en dos de las presas para niveles bajos del respaldo de la estructura

Por otro lado, Gazetas (1987), muestra un sismo de baja intensidad, registrado en la presa Kasenyama (Japón). Esta estructura dispone de tres instrumentos localizados a la misma altura del terraplén, solo que a diferentes distancia del respaldo. Aunque Gazetas no discute las características de dichos registros, se tiene un mayor valor de aceleración en el registro del respaldo comparado con el registrado en el centro de la estructura, así como (en apariencia), un mayor contenido de frecuencias altas en la señal del respaldo como se puede ver en la figura 18 (tomada de Gazetas, 1987)

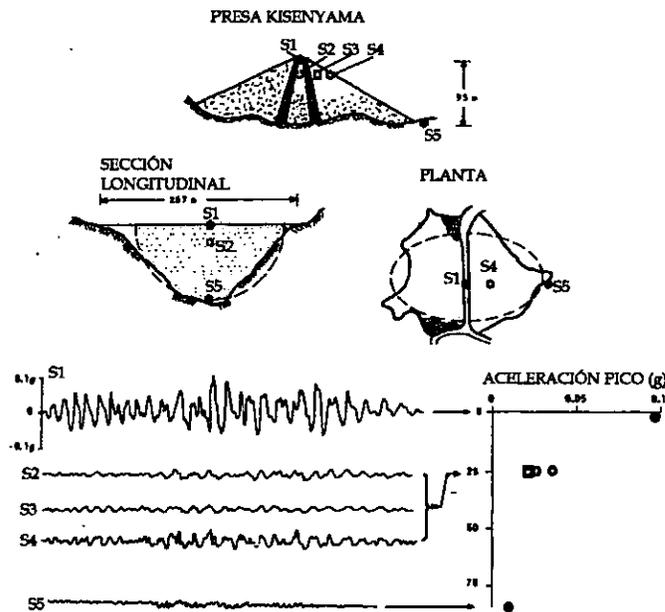


FIGURA 18.- Registros de un sismo registrado en la presa Kasenyama (Japón), según Gazetas (1987), a una altura determinada del terraplén y a diferentes distancias del respaldo de la estructura.

Los valores de amortiguamiento requeridos para lograr las aceleraciones observadas en los puntos de comparación para los dos sismos analizados se muestran en la figura 19. Los puntos extremos superiores corresponden a los cálculos en la corona centro y los extremos inferiores a los puntos de nivel 120 y nivel 80. Se agrega en estas figuras el modelo de comportamiento inelástico de los materiales propuesto por Romo y Villarraga (1989) obtenido al analizar dos sismos en esta misma estructura por el método de elemento finito 3-D. La dispersión es notable para el sismo de alta frecuencia y se reduce en el segundo caso. La interpretación de estas gráficas indican que el modelo de la viga de cortante sobreestima las aceleraciones para la corona con respecto al elemento finito, tal como lo indican Dakoulas y Gazetas (1985b) en su estudio comparativo de ambos métodos. Por otro lado, la subestimación de los valores de aceleración que se tendrían al usar el modelo de los materiales propuesto por Romo y Villarraga en el modelo de la viga de cortante para los niveles 120 y 80 podría deberse al complejo comportamiento que se observa en los registros del respaldo debidos posiblemente a cambios de geometría, como se comentó.

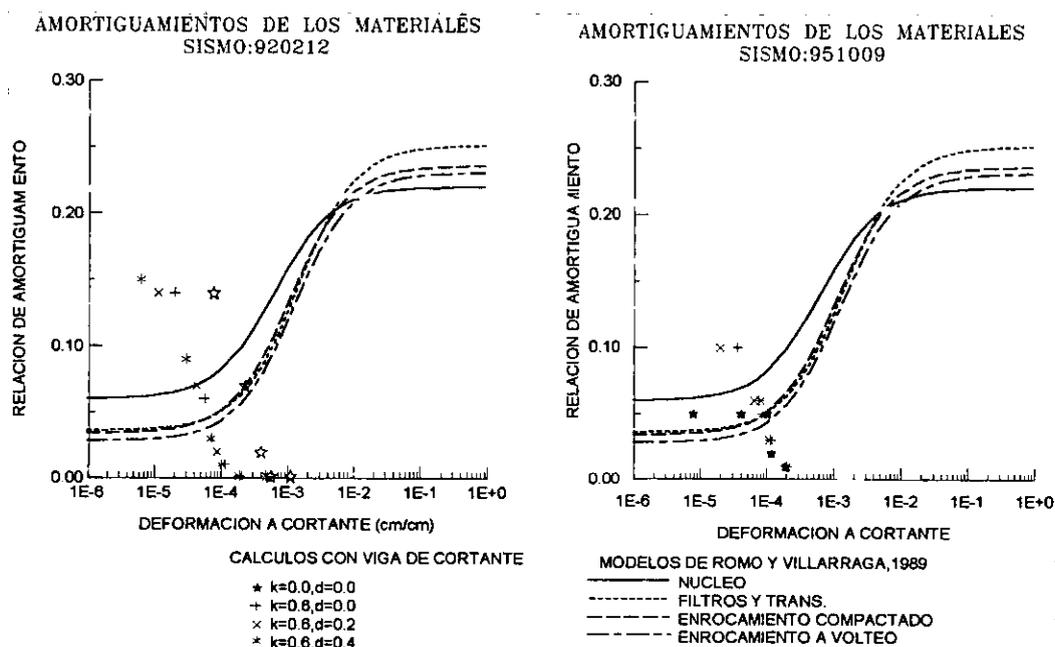


FIGURA 19.- Cálculos de amortiguamiento para los modelos de la viga de cortante en comparación con los modelos inelásticos de los materiales estudiados por Romo y Villarraga (1989) para esta misma presa.

Algunos trabajos han tratado de dilucidar el efecto de las aceleraciones en el comportamiento de estructuras de este tipo, observando que los análisis pseudoestáticos no son en realidad aplicables en presas como ocurre en muchos edificios. Por ejemplo, Seed y Martin (1966), sugieren que durante un sismo, las fuerzas de inercia en ciertas zonas del terraplén pueden ser suficientemente altas para hacer caer el factor de seguridad de los materiales abajo de la unidad en ciertos momentos, pero solo por breves intervalos de tiempo. Durante tales intervalos podrán ocurrir desplazamientos permanentes pero estos serán reducidos cuando la magnitud de la aceleración es reducida o contraria. El efecto total de una serie de grandes, pero breves, fuerzas de inercia puede resultar en un desplazamiento acumulativo de la sección del terraplén. Sin embargo, una vez que el movimiento del terreno que genera las fuerzas de inercia ha cesado, no se tendrán mayores deformaciones a menos que la resistencia del suelo halla decrecido significativamente.

Al considerar que el comportamiento de los suelos es controlado por la magnitud de las deformaciones más que por los factores de seguridad que producen las fuerzas de inercia en los análisis pseudoestáticos, se realizaron los siguientes análisis, donde no se obliga al modelo a llegar a las aceleraciones observadas con base a los amortiguamientos, sino que se utilizó un modelo inelástico de los suelos como el propuesto en las ecuaciones (8) y (9), que hiciera compatibles amortiguamientos y relaciones de rigidez con las deformaciones equivalentes calculadas.

La comparación de los modelos en estos términos debería realizarse contra deformaciones observadas. Sin embargo, estos valores no pueden obtenerse puntualmente en la realidad con los datos disponibles. Por otro lado, los acelerógrafos de pozo tienen grabadoras autónomas que, sin embargo, se encuentran interconectadas al acelerógrafo de la corona en un sistema maestro-esclavo, pero el arranque de estos instrumentos es mecánico y el tiempo de arranque depende básicamente del arraste de la cinta el cual está gobernado por factores aleatorios como pueden ser: el tiempo en que la cinta ha estado sin operación y la cantidad de cinta grabada. Como se sabe, la sincronía es muy importante en la estimación de deformaciones dado que únicamente así se puede saber como se está desplazando una parte de la estructura con respecto a otra durante la acción sísmica.

Para tener una estimación de las deformaciones entre los puntos donde se tiene información en tiempos similares, se obtuvieron los desplazamientos de las señales de los pozos y la corona mediante una doble integración numérica, posteriormente se defasó la señal de la corona con respecto a la del pozo 25 m hasta 2.0 segundos antes y después del inicio de grabación en intervalos de una muestra. Se calculó la diferencia entre desplazamientos en cada punto de defasamiento y se dividió entre la altura de los puntos de observación para obtener una estimación de deformaciones entre los puntos de análisis, se realizó un trabajo similar para los pozos 25 y 50 m. Las gráficas de la figura 20 muestran las señales de desplazamiento para los sismos 920212 y 951009; así mismo, las deformaciones máximas y equivalentes obtenidas en cada punto de defasamiento se presentan en la figura 21.

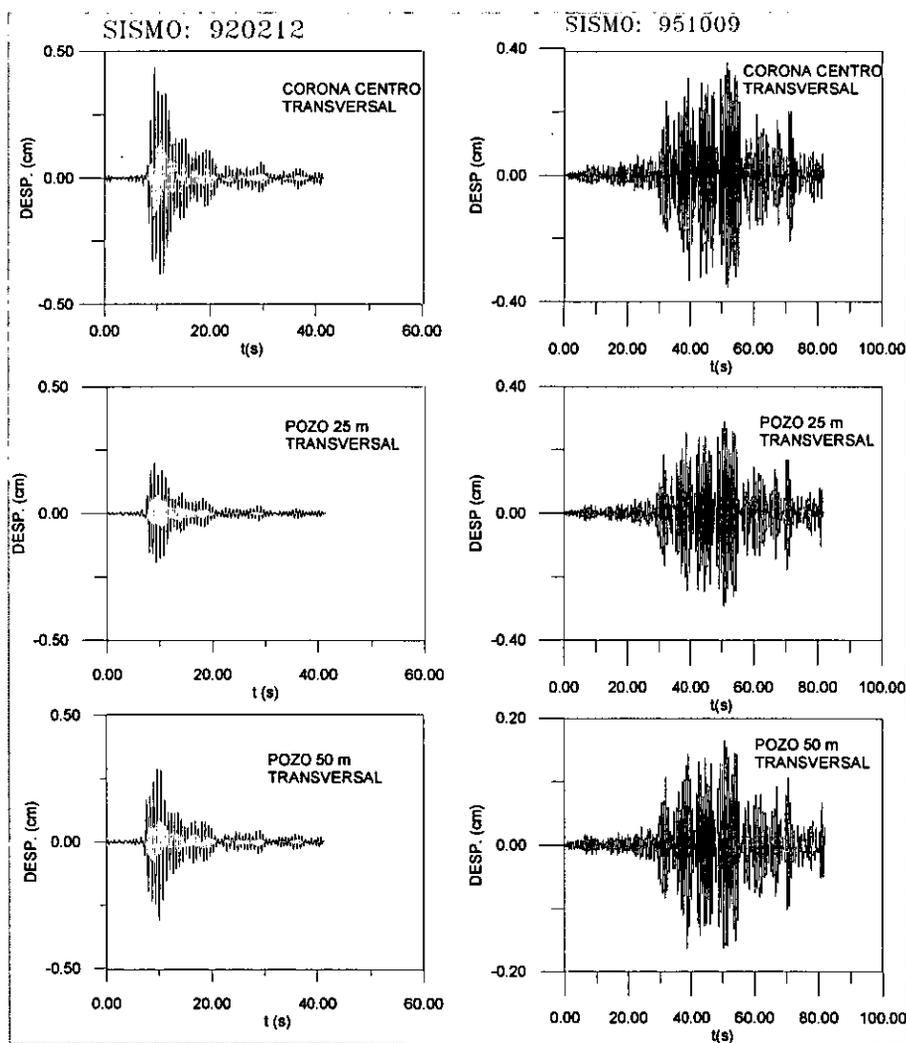


FIGURA 20.- Cálculos de desplazamientos para tres niveles de la estructura en los sismos de baja intensidad (920212 y 951009).

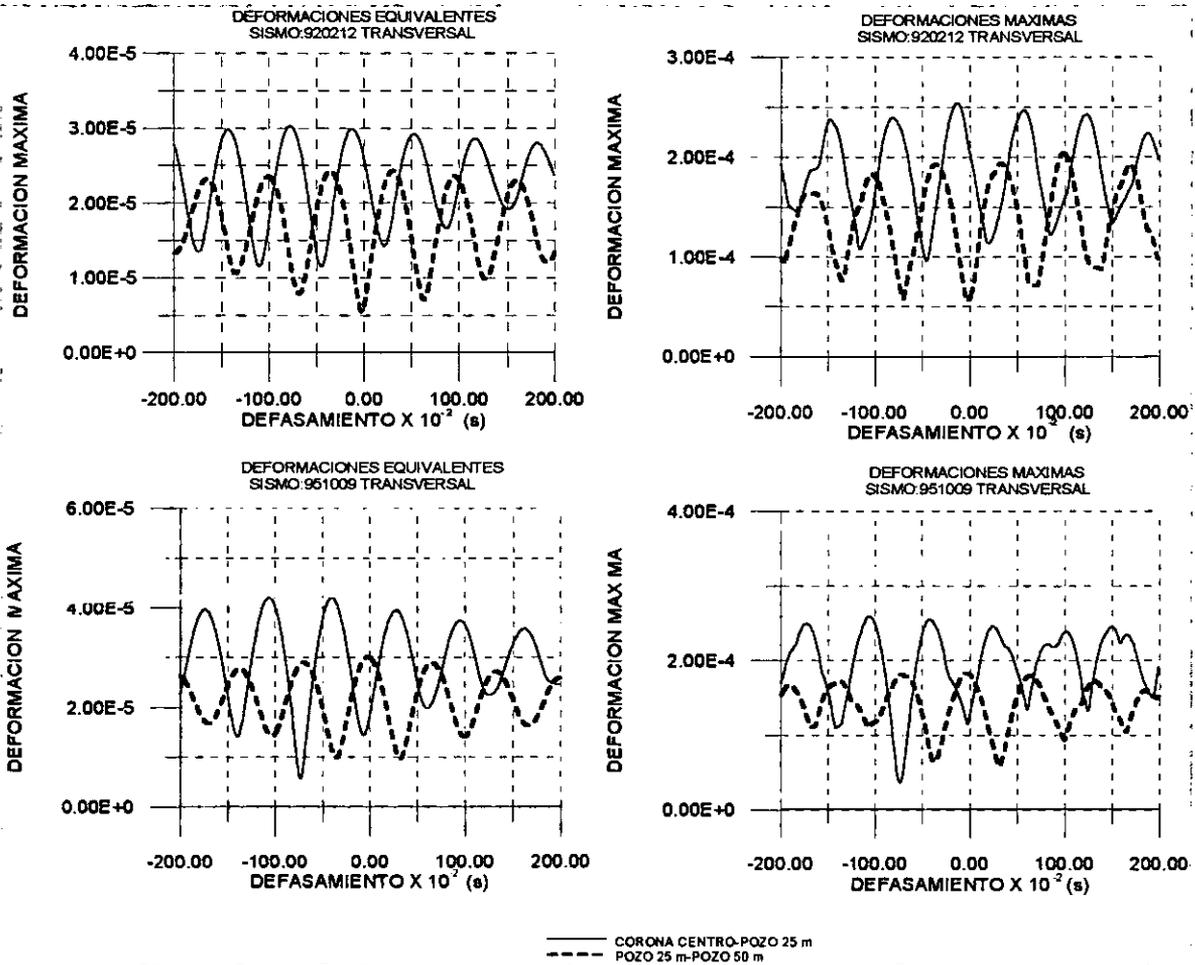


FIGURA 21.- Estimación de deformaciones máximas y equivalentes para los intervalos corona centro-pozo 25m y pozo 25 m-pozo 50 m, para los sismos de baja intensidad.

Bajo el criterio mencionado anteriormente, se empleó el modelo inelástico propuesto por Romo y Villarraga (1989) para observar el comportamiento de los modelos de la viga de cortante anteriores. Los parámetros propuestos por el modelo de Romo y Villarraga, son consistentes para los diferentes materiales en la deformación de referencia (γ_r), de modo que únicamente se hizo un ajuste en los amortiguamientos máximos y mínimos, para considerar las diferencias que se tienen en los diferentes materiales de la estructura.

Los parámetros utilizados en el modelo de las ecuaciones (10) y (11) son:

$$\begin{aligned} \xi_{\min} &= 0.05 \\ \xi_{\max} &= 0.25 \\ \gamma_r &= 0.000233 \\ a &= 0.9495 \\ b &= 1.0504 \end{aligned}$$

De acuerdo con los datos anteriores se calcularon las respuestas en los diferentes puntos de la presa como se hizo anteriormente. Los resultados se pueden observar en las gráficas de las figuras 22 y 23:

SISMO:920212

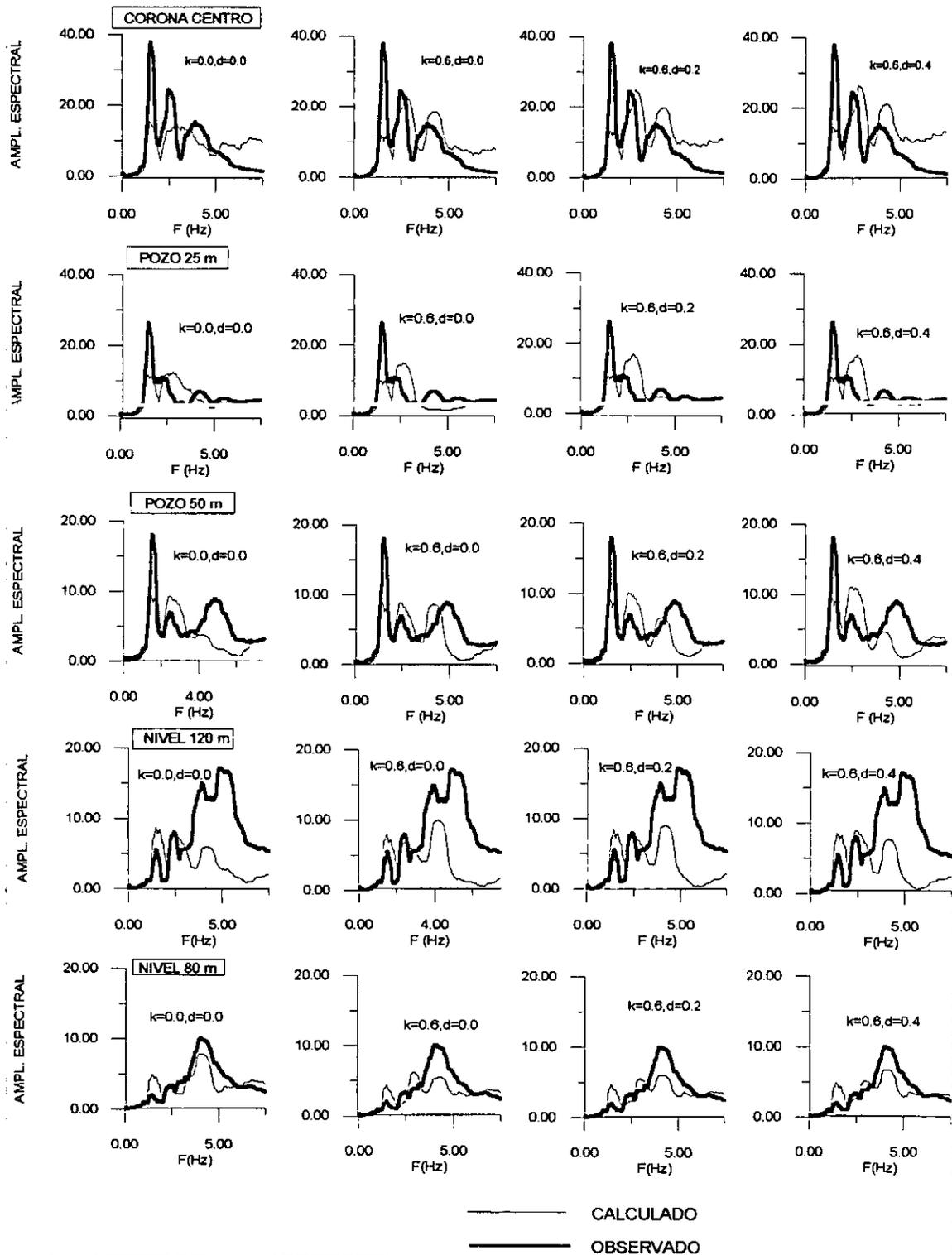


FIGURA 22.- Comparación en términos de espectros de Fourier entre las señales observadas y calculadas, al considerar el comportamiento inelástico de los materiales para el sismo de baja intensidad 920212.

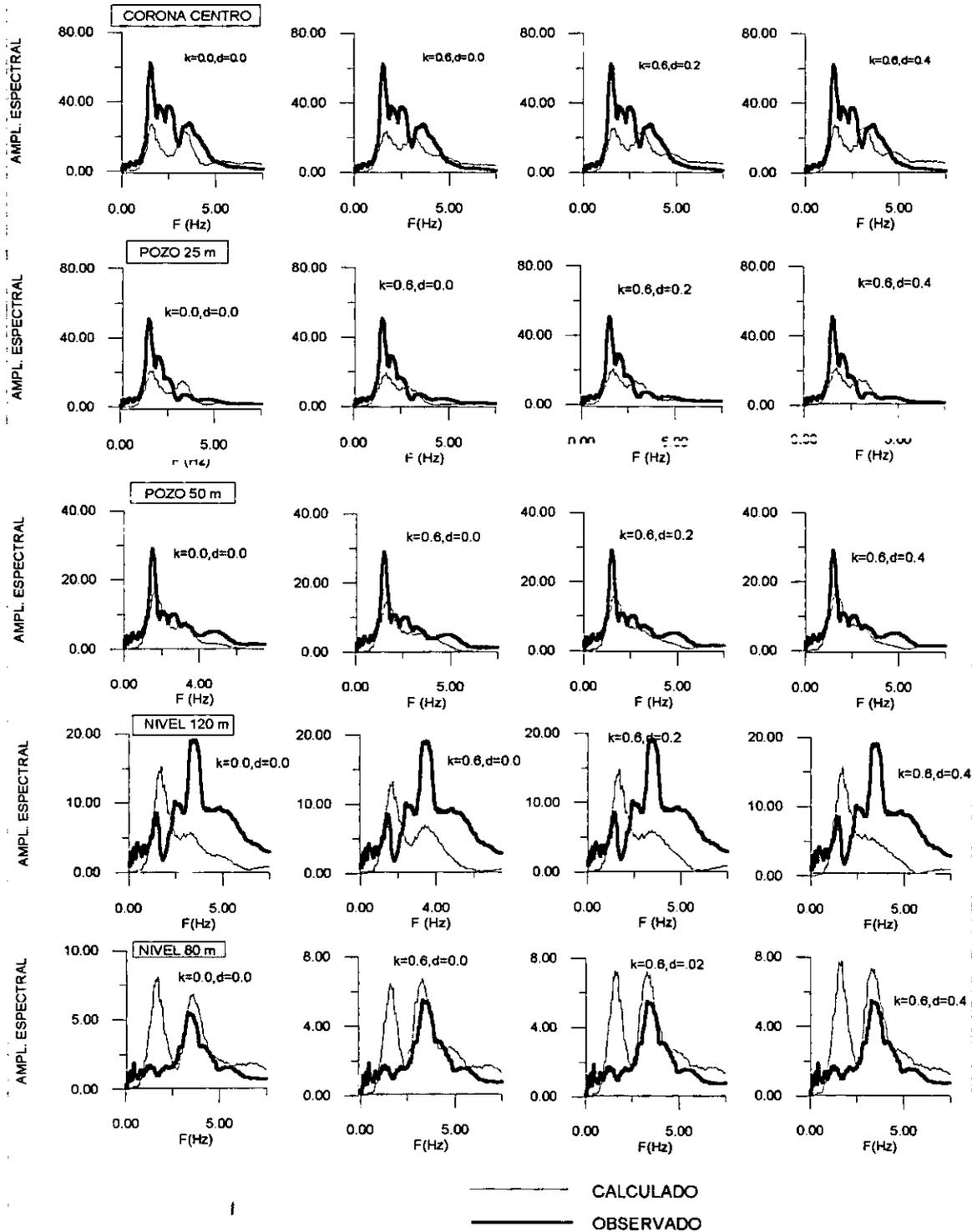


FIGURA 23.- Comparación en términos de espectros de Fourier entre las señales observadas y calculadas, al considerar el comportamiento inelástico de los materiales para el sismo de baja intensidad 951009.

Las deformaciones equivalentes resultantes del análisis, así como las aceleraciones finales obtenidas para cada modelo, se presentan en las figuras 24 y 25.

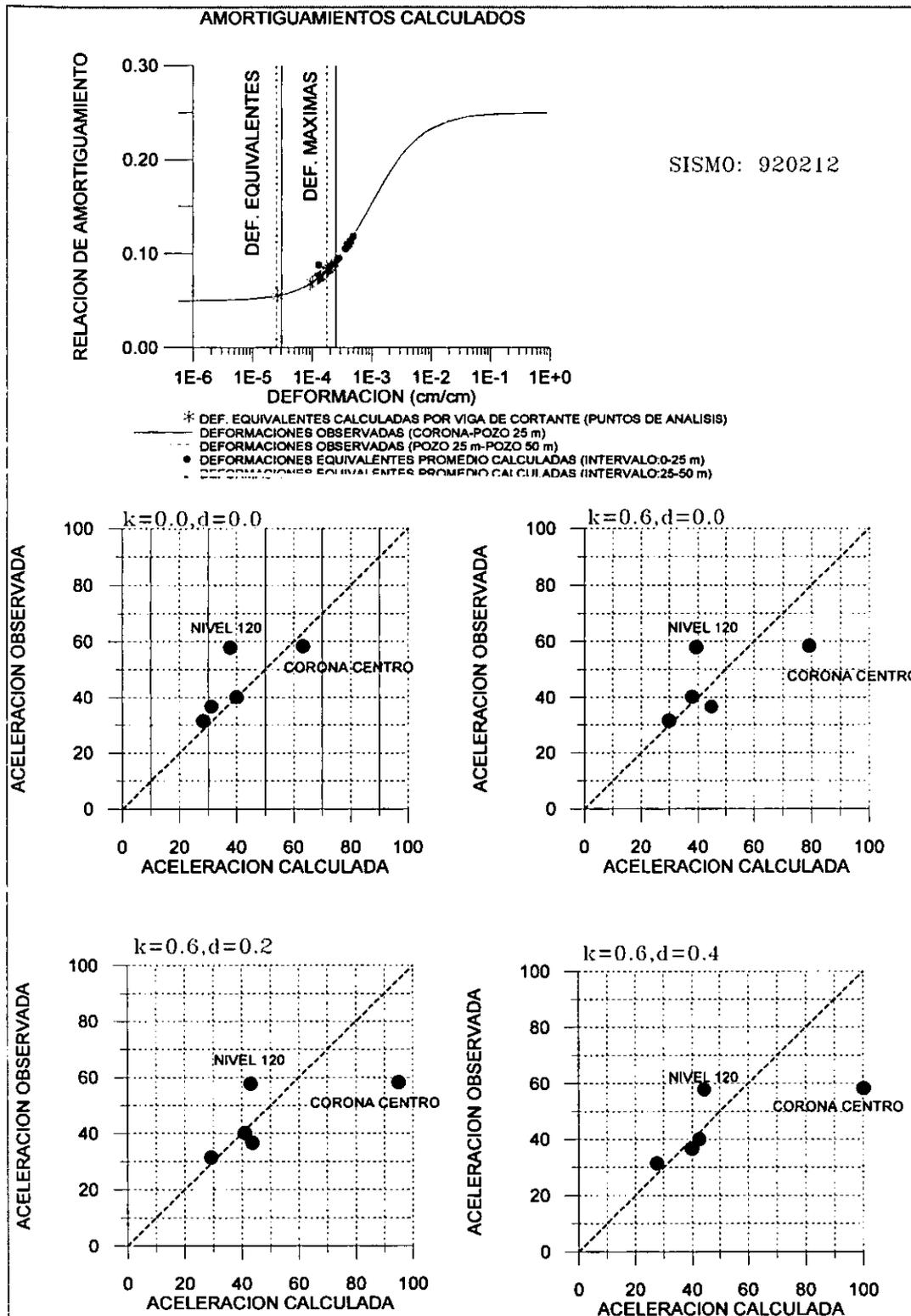


FIGURA 24.- Comparación entre deformaciones y aceleraciones calculadas y observadas para el sismo de baja intensidad 920212.

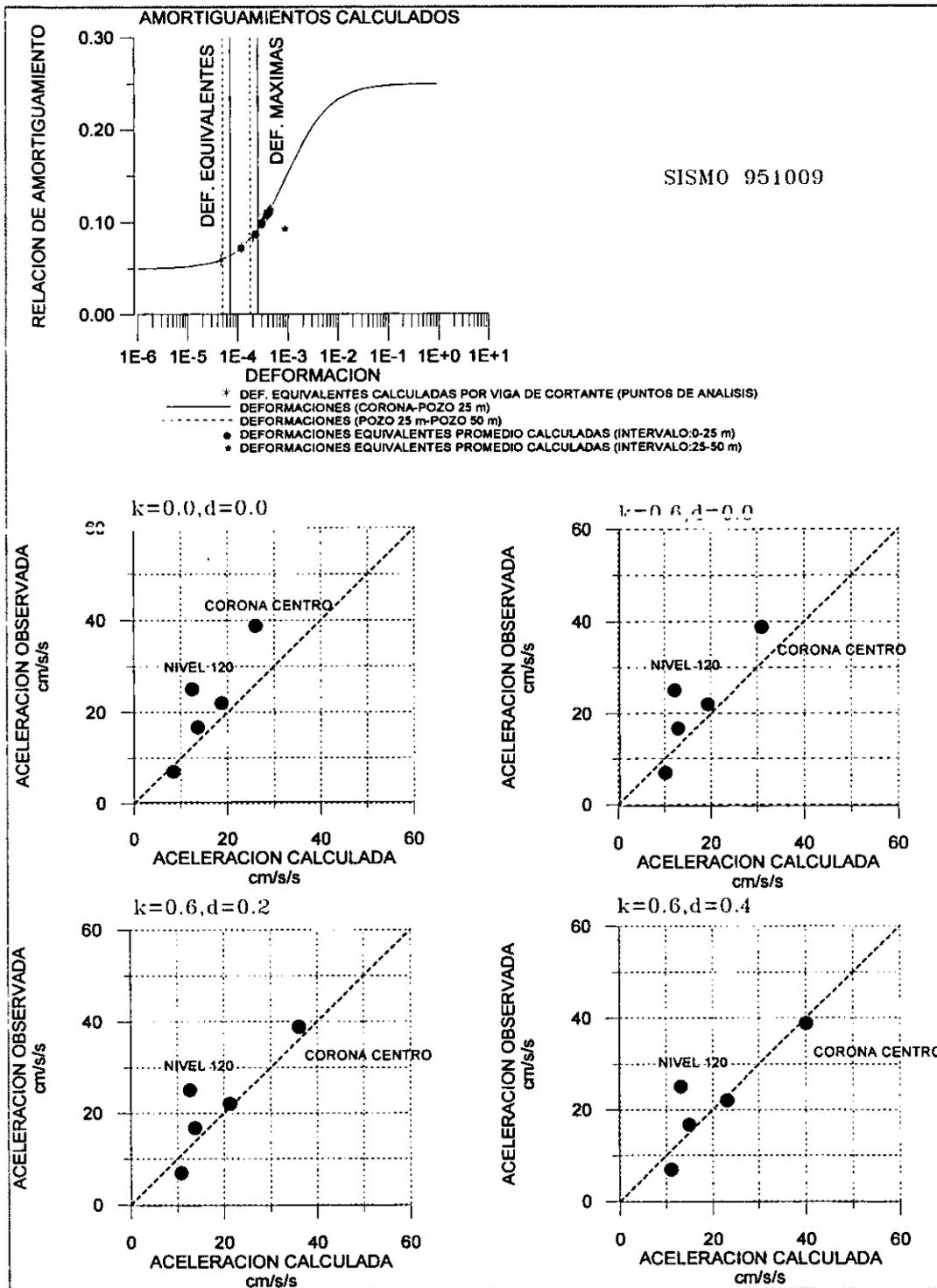


FIGURA 25.- Comparación entre deformaciones y aceleraciones calculadas y observadas para el sismo de baja intensidad 951009.

En lo que se refiere a deformaciones, los cálculos muestran deformaciones equivalentes superiores a las que se estiman con los datos reales (para todos los puntos de la estructura y los cuatro modelos, excepto el caso del modelo homogéneo en corona centro para ambos sismos).

En el caso de aceleraciones, obsérvese la importancia de las características de la señal de la excitación, particularmente para el modelo donde $k=0.6, d=0.4$ que resulta en aceleraciones notables para la corona en el sismo de alta frecuencia (920212). Este efecto se debe a la mayor participación de las altas frecuencias en la corona y es muy claro en la figura 26, donde se comparan los resultados del caso homogéneo con respecto al modelo $k=0.6, d=0.4$.

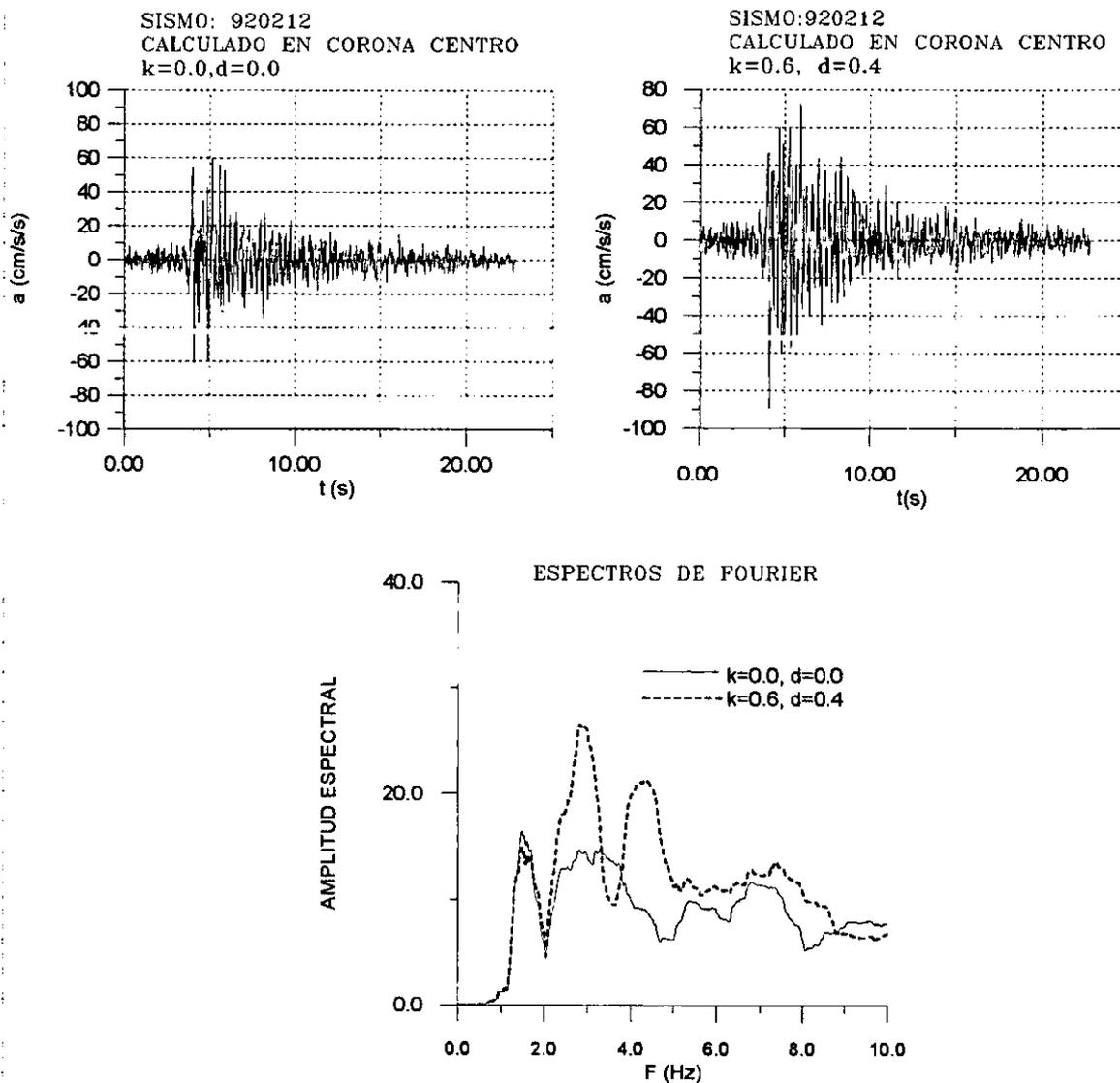


FIGURA 26.- Participación de altas frecuencias en la estimación de los valores de aceleración en corona centro usando el modelo de la viga de cortante con altos valores del exponente de variación de la densidad en comparación con el caso homogéneo.

El procesamiento de los sismos de alta intensidad se realizó bajo el criterio de amortiguamientos congruentes con deformaciones equivalentes y los resultados se muestran en las gráficas de la figura 27.

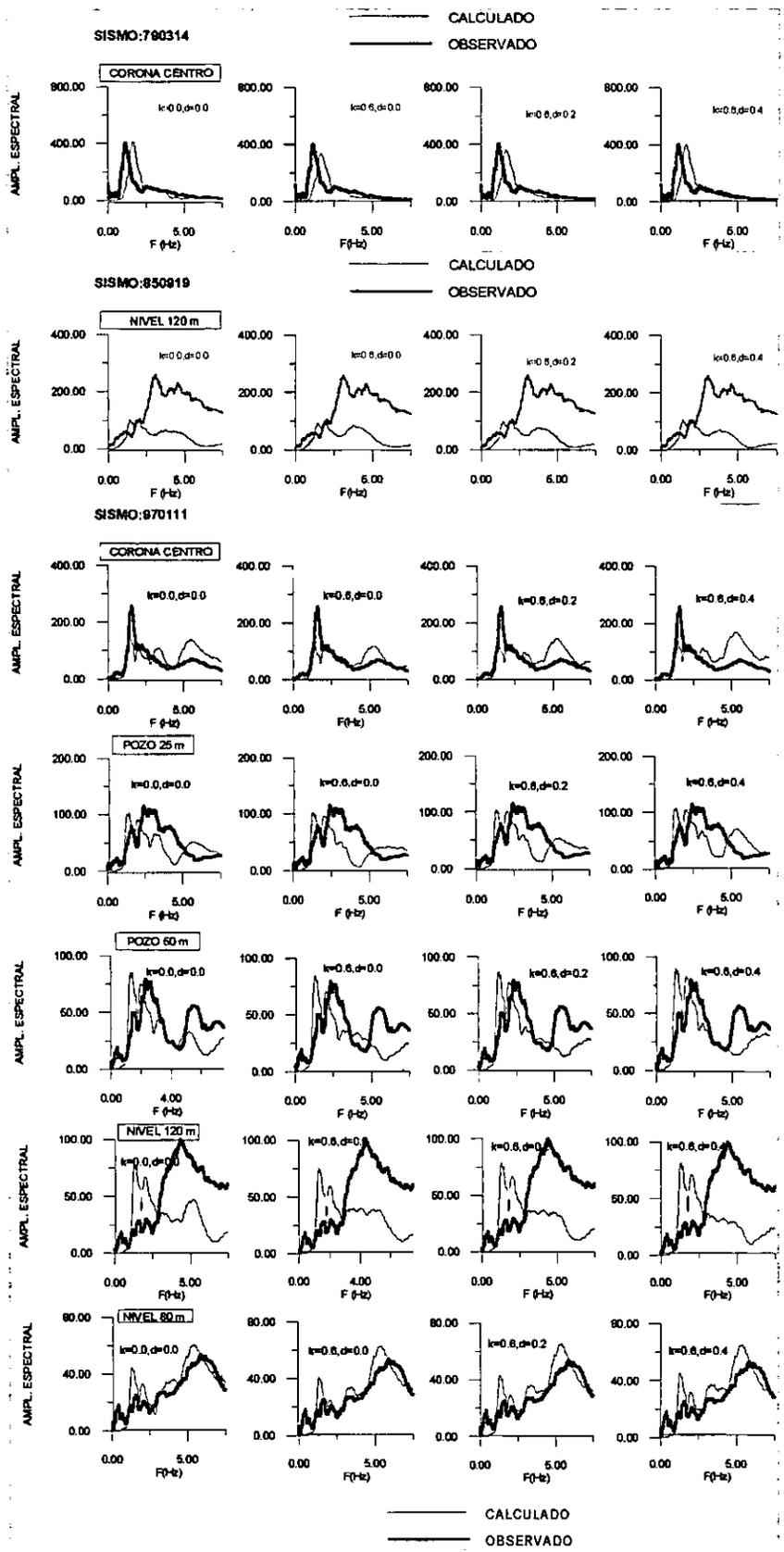


FIGURA 27.- Comparación en términos de los espectros de Fourier entre las señales observadas y calculadas para los sismos de alta intensidad (790314, 850919 y 970111).

Los valores de aceleración finales son los que se muestran en las siguientes figuras para cada caso. Nuevamente tienden a sobreestimarse las aceleraciones en la corona centro y a subestimarse en el nivel 120.

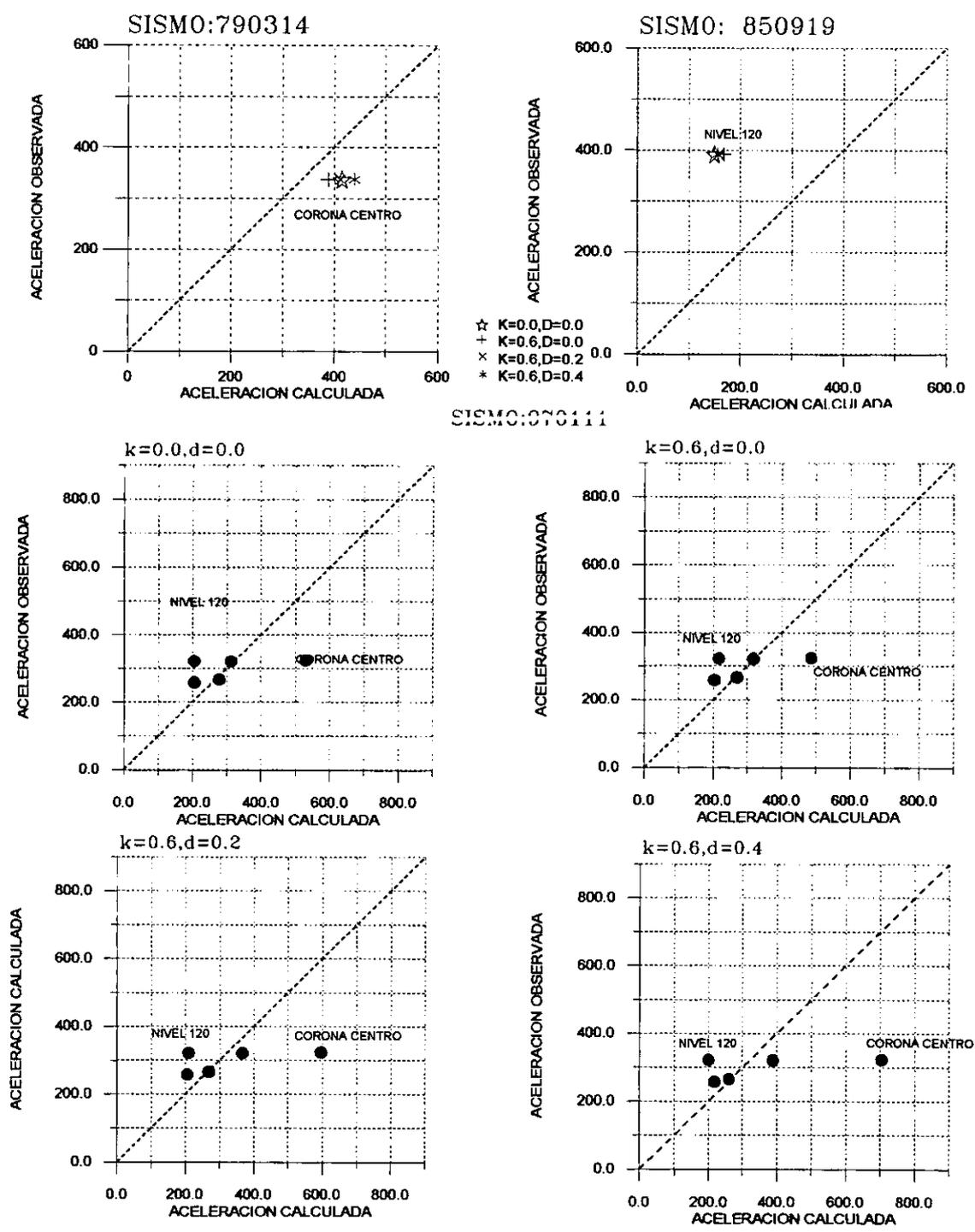


FIGURA 29.- Comparación entre los valores de aceleración calculados y observados para el sismo intenso 970111.

Se hizo una estimación de amortiguamiento con los datos reales utilizando un procedimiento comunmente empleado en edificios sometidos a vibración armónica forzada. El procedimiento conocido como " método de ancho de banda" (bandwidth), se basa en la función de transferencia para un sistema de un grado de libertad amortiguado. Esta función de transferencia esta dada por:

$$D = \frac{1}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2r\xi)^2}}$$

Donde:

$$r = \frac{\omega}{\omega_0}$$

ω = Frecuencia de excitación

ω_0 = Frecuencia natural del sistema

ξ = razón de amortiguamiento

En este procedimiento se considera que el amortiguamiento del sistema es referido a la diferencia de dos frecuencias correspondientes a la misma amplitud. En la medición del amortiguamiento es conveniente medir esta amplitud a $\frac{1}{\sqrt{2}}$ veces el pico de máxima amplificación. Como se sabe, en el pico de máxima amplificación se tiene que la frecuencia de excitación esta próxima a la frecuencia natural del sistema de modo que la función de transferencia en este caso corresponde a: $D = \frac{1}{2\xi}$, dado que $\omega \cong \omega_0$.

Al igualar ambas funciones de transferencia se tiene:

$$\frac{1}{\sqrt{(1-r^2)^2 + (2r\xi)^2}} = \frac{1}{2\xi\sqrt{2}}$$

Resolviendo para 'r', se tiene:

$$r^2 = 1 - 2\xi^2 \pm 2\xi\sqrt{1-\xi^2}$$

Despreciando ξ^2 en los terminos de la raíz cuadrada se tiene:

$$r_1^2 \cong 1 - 2\xi^2 - 2\xi$$

$$r_2^2 \cong 1 - 2\xi^2 + 2\xi$$

$$r_1 \cong 1 - \xi - \xi^2$$

$$r_2 \cong 1 + \xi - \xi^2$$

$$\Rightarrow \xi = \frac{1}{2}(r_2 - r_1) = \frac{1}{2} \frac{\omega_2 - \omega_1}{\omega_0} = \frac{f_2 - f_1}{f_2 + f_1}$$

$$\text{Ya que: } r = \frac{\omega}{\omega_0} = \frac{f}{f_0}, \text{ y: } f \cong \frac{f_1 + f_2}{2}$$

Aplicando el método anterior a las funciones de transferencia de la presa el Infiernillo, al considerar los sismos: 920212 y 970111. Se obtienen los resultados de la figura 30:

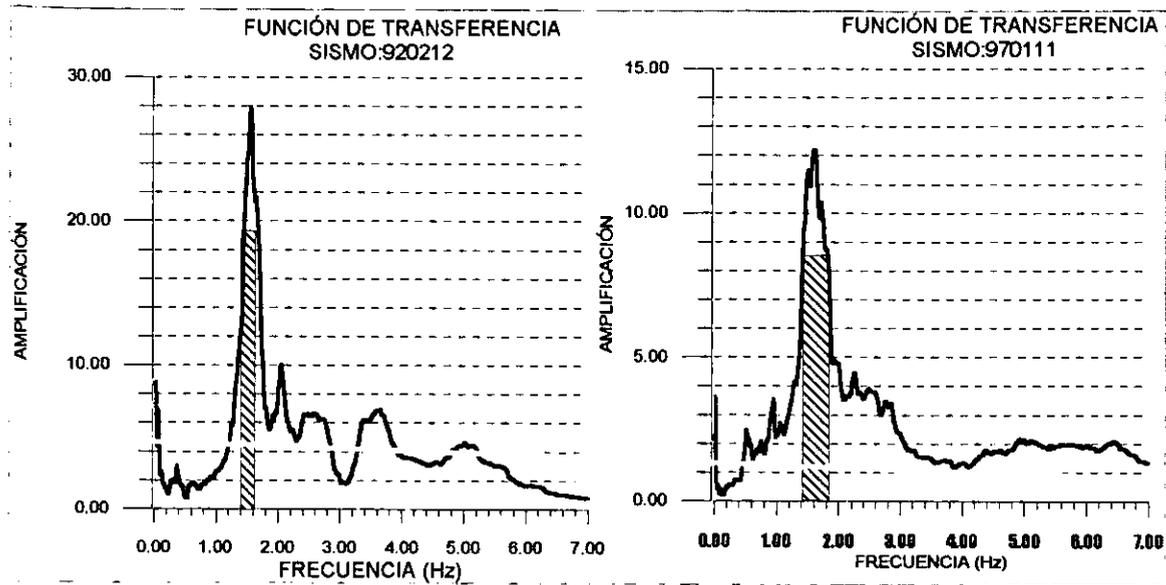


FIGURA 30.- Estimación del amortiguamiento para el sismo de baja intensidad 920212 y el de alta intensidad 970111, usando la técnica de "Ancho de Banda".

Con estimaciones de amortiguamientos del 6% para el sismo 920212 y del 13% para el sismo 970111. Estos amortiguamientos son inferiores aproximadamente en un 6% con respecto a los obtenidos en los resultados de viga de cortante al emplear el modelo inelástico 'promedio', de los propuestos por Romo y Villarraga (1989) para los diferentes materiales de la estructura.