

Análisis dinámico de presas térreas

2a. parte

EDGAR E. RODRIGUEZ G.
Ingeniero Civil
CARLOS E. SIERRA T.
Ingeniero civil
MANUEL R. VILLARRAGA H.
Ingeniero civil

ANALISIS ESTATICO DE LA PRESA

Como se indicó anteriormente, para este análisis se utilizó el programa de computador ELAS; los resultados de estos análisis se muestran en las figuras No. 12 y No. 13, donde se presentan el esfuerzo principal mayor, la relación de esfuerzos principales y el esfuerzo cortante para el primer caso y la relación de esfuerzo y el

FIGURA 12. a
Sin placa - Sin embalse

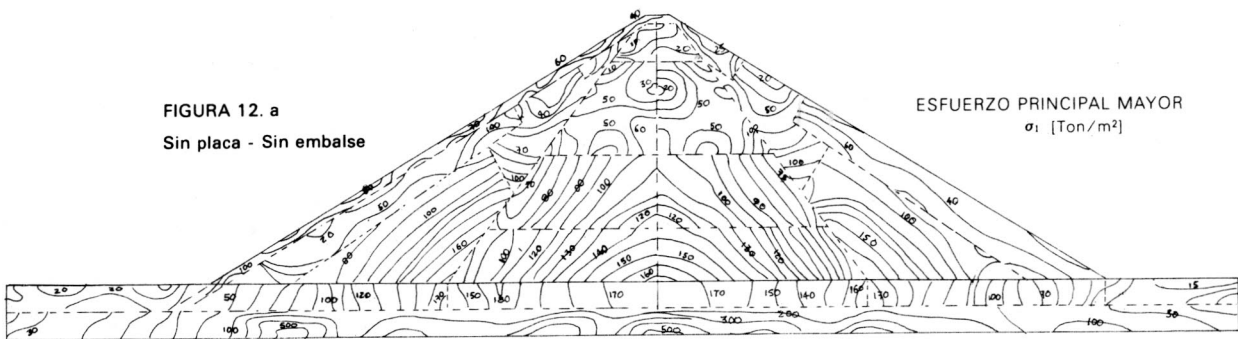


FIGURA 12. b
Sin placa - Sin embalse

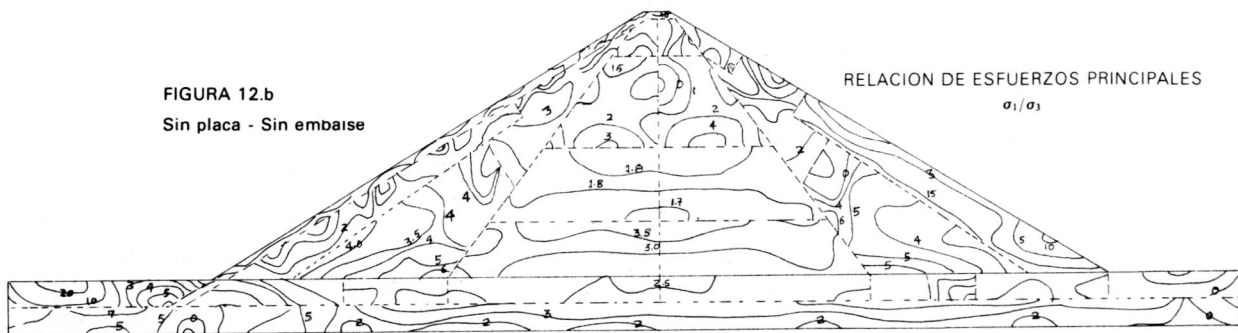


FIGURA 12. c
Sin placa - Sin embalse

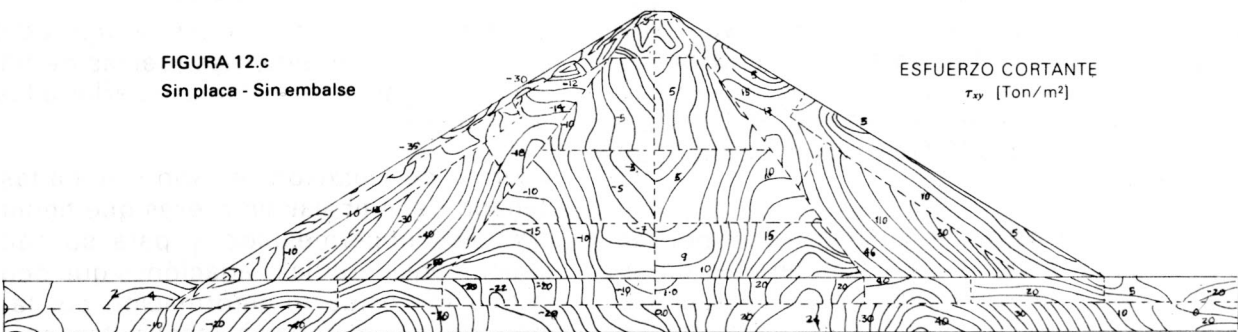


FIGURA 12.

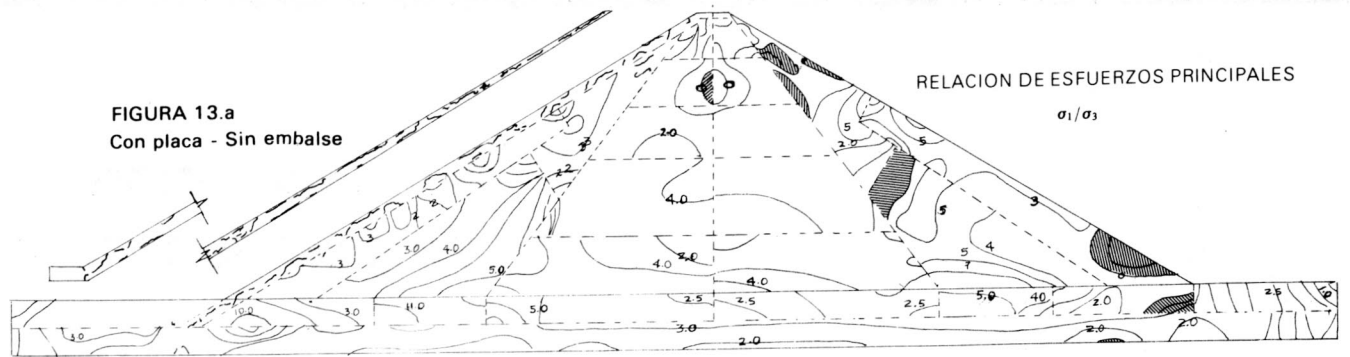


FIGURA 13.a
Con placa - Sin embalse

RELACION DE ESFUERZOS PRINCIPALES
 σ_1/σ_3

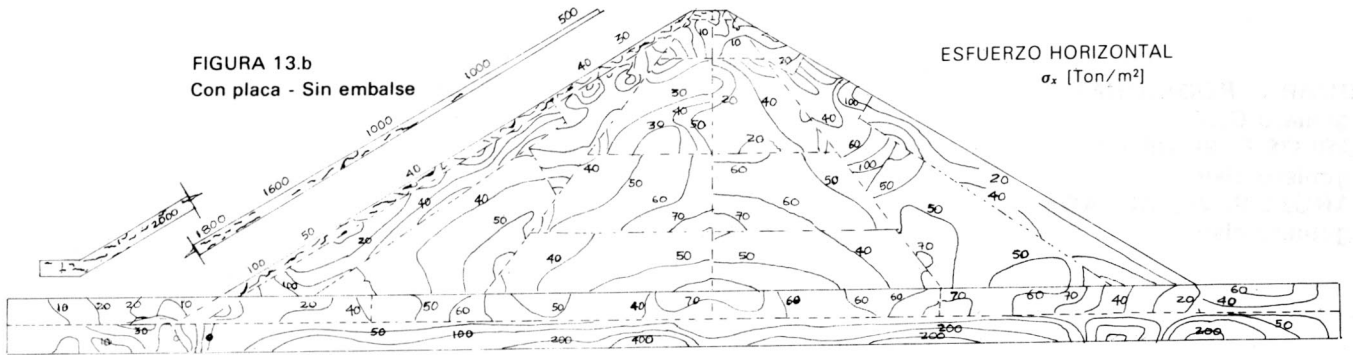


FIGURA 13.b
Con placa - Sin embalse

ESFUERZO HORIZONTAL
 σ_x [Ton/m²]

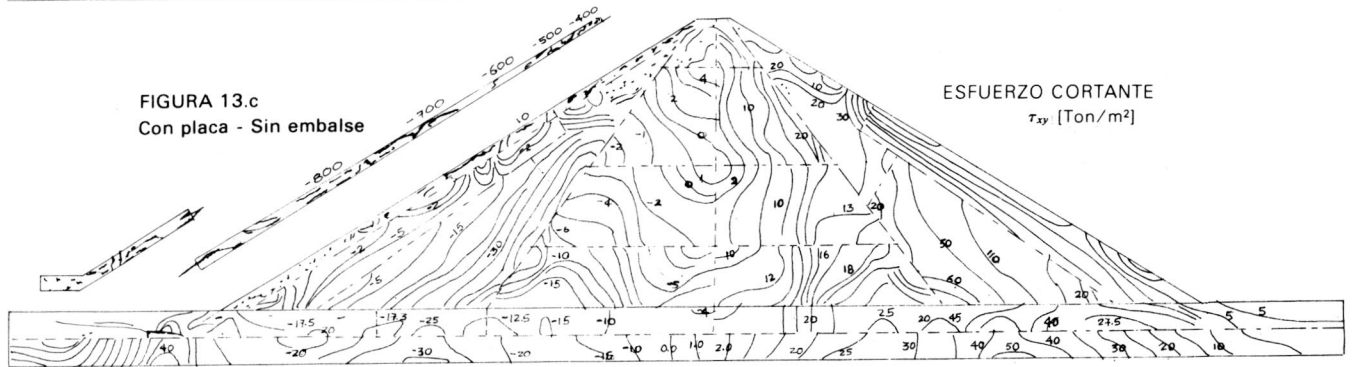


FIGURA 13.c
Con placa - Sin embalse

ESFUERZO CORTANTE
 τ_{xy} [Ton/m²]

FIGURA 13.

cortante para el segundo, notándose que el principal efecto de la placa es el incremento de esfuerzos en la zona de placa y un aumento de las zonas de tensión como se nota en la relación σ_1/σ_3

- Llenado del Embalse: La fuerza principal que se debe tener en cuenta en este análisis es la presión hidrostática que actúa sobre ella. Para utilizar el método de los Elementos Finitos se logra concentrando cargas equivalentes sobre los nodos del talud mojado de la presa. Para cuando se presente flujo a través de la presa como en el caso con núcleo central impermeable, es necesario tener en cuenta también las fuerzas de filtración y flotación que a continuación se explican:

* Fuerzas de Filtración. = Ocasionadas por el paso del agua a través de los materiales de la presa que originen un cambio de los esfuerzos existentes. Su cálculo se realiza mediante la construcción de la red de flujo y utilizando la

expresión:

$$F_{se} = i \gamma_w V = i \gamma_w A \cdot l \quad (4)$$

donde: V : Unidad de volumen

F_{se} : Fuerza de Filtración.

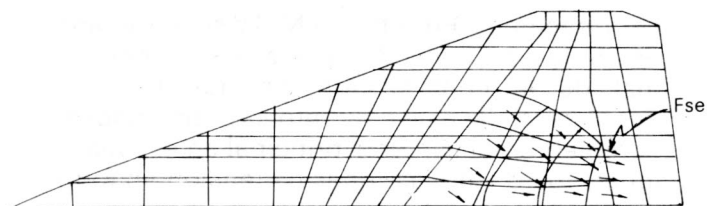
i : Gradiente.

γ_w : Peso unitario del agua.

A : Area comprendida entre los dos equipotenciales y las dos líneas de flujo correspondientes.

En la figura N° 14 se muestra una red de flujo con sus correspondientes fuerzas de filtración, F_{se} , así como la forma de asociarlas a los nodos de la malla.

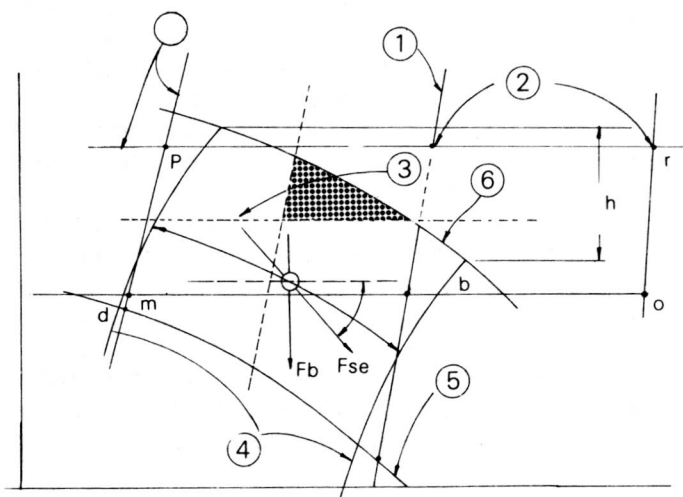
* Fuerzas de Flotación. = Son originadas por el llenado del embalse en presas que tienen zonas centrales impermeables, y para su cálculo se deben considerar las variaciones que ocurren en la relación esfuerzo-deformación por la saturación de los materiales localizados en la zona mojada. Esta condición también puede ser



FUERZAS DE FILTRACION
(Malla de elementos finitos con la red de flujo)

F.s.e = Vector de filtración de la red de flujo

FIGURA 14. Malla de elementos finitos con su red.



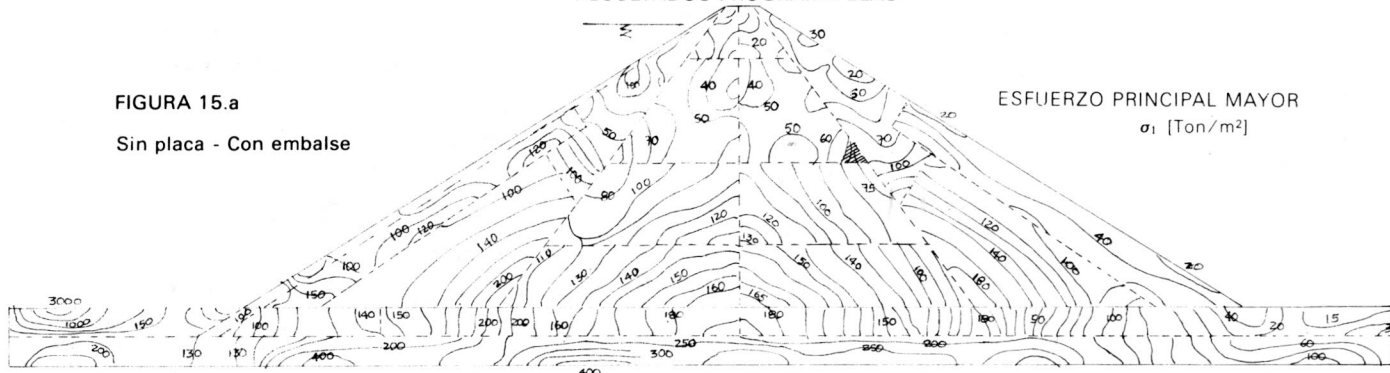
- | | |
|------------------------|-------------------|
| 1 Límites del elemento | 2 Puntos nodales |
| 3 Flujo neto | 4 Equipotenciales |
| 5 Línea externa | 6 Nivel freático |

tenida en cuenta en programas de Elementos Finitos.

En el ejemplo estas dos últimas fuerzas no se tuvieron en cuenta debido a que la placa de concreto garantiza que todo el cuerpo de la presa permanece seco y por tanto las únicas fuerzas que se tienen en cuenta son las originadas por la presión hidrostática desarrollada por el embalse, los resultados de este análisis se muestran en la

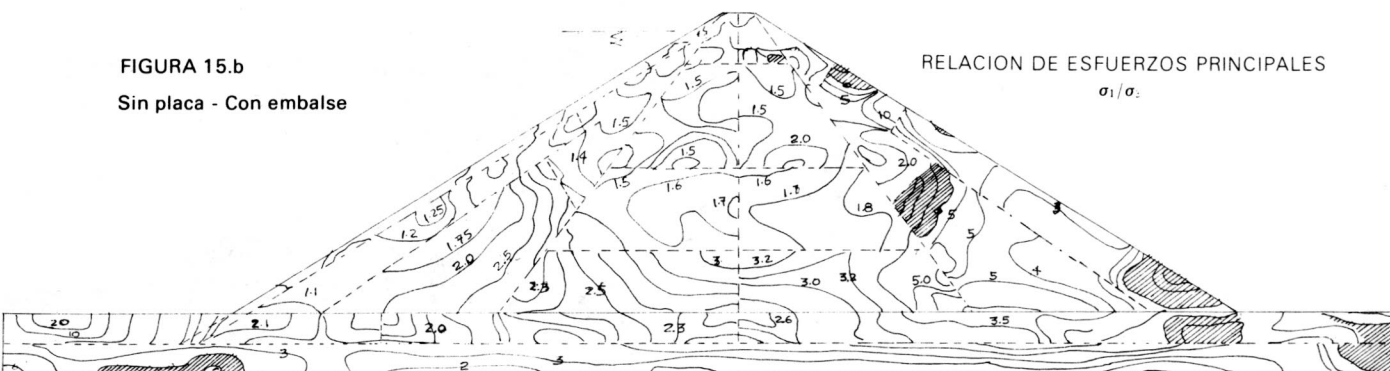
RESULTADOS PROGRAMA ELAS

FIGURA 15.a
Sin placa - Con embalse



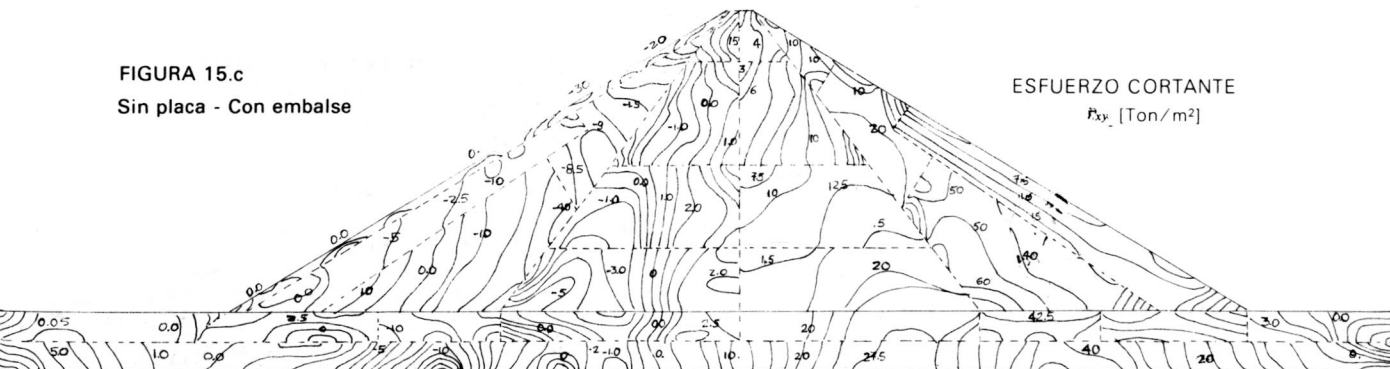
ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR
 σ_1 [Ton/m²]

FIGURA 15.b
Sin placa - Con embalse



RELACION DE ESFUERZOS PRINCIPALES
 σ_1/σ_2

FIGURA 15.c
Sin placa - Con embalse



ESFUERZO CORTANTE
 τ_{xy} [Ton/m²]

FIGURA 15.

figura N° 15 donde se observa el efecto sobre el estado inicial de esfuerzos al final de la construcción, suponiendo que la losa de concreto tiene muchas juntas horizontales que permiten que se ajuste completamente a las deformaciones de la presa o que la impermeabilidad está dada por una capa de material flexible como arcilla o asfalto. Se nota que el principal efecto del llenado del embalse es un incremento de los esfuerzos en el espaldón de aguas arriba así como de un desplazamiento de la línea $\tau_{xy} = 0$, que pasa del eje de la presa para el caso sin embalse a una zona intermedia en el espaldón de aguas arriba; también es notoria la disminución de las tensiones en el talud de aguas arriba y su incremento en el de aguas abajo.

- Análisis Seudo-Estático: Suponiendo que la aceleración máxima que se presenta en la zona del proyecto es uniforme sobre todo el cuerpo de la presa, para el caso analizado se supuso que esta ocurría paralela al talud aguas abajo, con el fin de analizar la condición más crítica para

deformaciones. En la figura N° 16 se observan los resultados suponiendo que el sismo ocurre al final de la construcción sin que haya sido colocada la placa de concreto, produciéndose un incremento del esfuerzo principal en el espaldón aguas abajo y de las zonas de tensión en todo el cuerpo de la presa.

PROPIEDADES DINAMICAS DE LOS MATERIALES

Es esta una de las partes que reviste mayor importancia en la evaluación de la respuesta dinámica de una presa, debido al comportamiento diferente que tiene la mayoría de los materiales térreos y a la dificultad en la realización de ensayos de campo y laboratorio sobre muestras representativas del material estudiado. Para asegurar la mayor exactitud posible en el análisis dinámico se deben realizar ensayos de laboratorio y campo para comprender el comportamiento de todos los materiales involucrados en la construcción de la presa. Las propiedades que más influyen en la confiabilidad de la respuesta dinámica de las presas

RESULTADOS PROGRAMA ELAS

FIGURA 16.a
Análisis seudo-estático

ESFUERZO PRINCIPAL MAYOR
 σ_1 [Ton/m²]

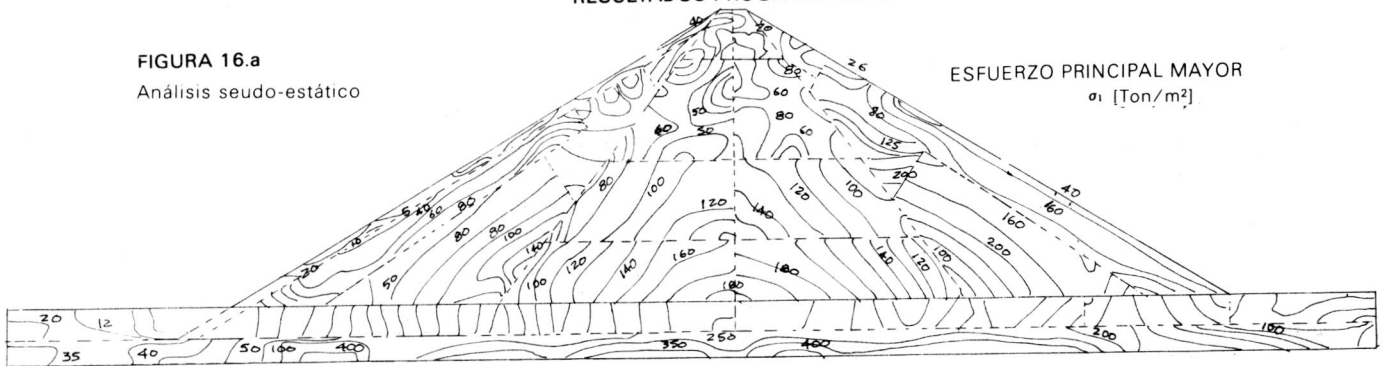


FIGURA 16.b
Análisis seudo-estático

RELACION DE ESFUERZOS PRINCIPALES
 σ_1 / σ_3
 σ_1 / σ_3

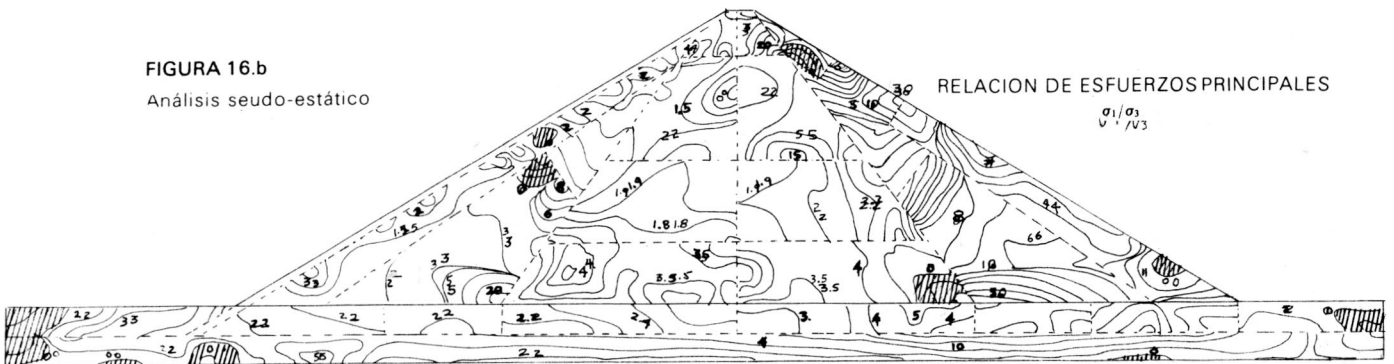


FIGURA 16.c
Análisis seudo-estático

ESFUERZO CORTANTE
 τ_{xy} [Ton/m²]

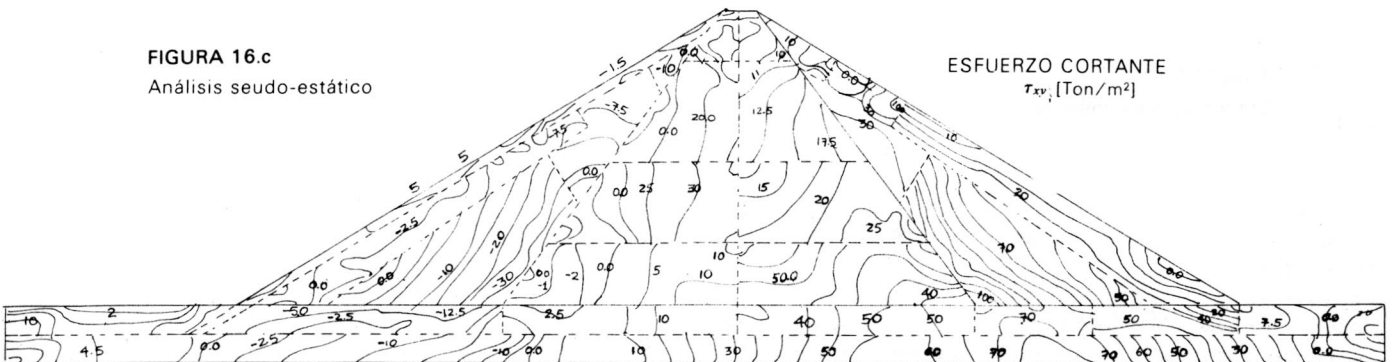


FIGURA 16.

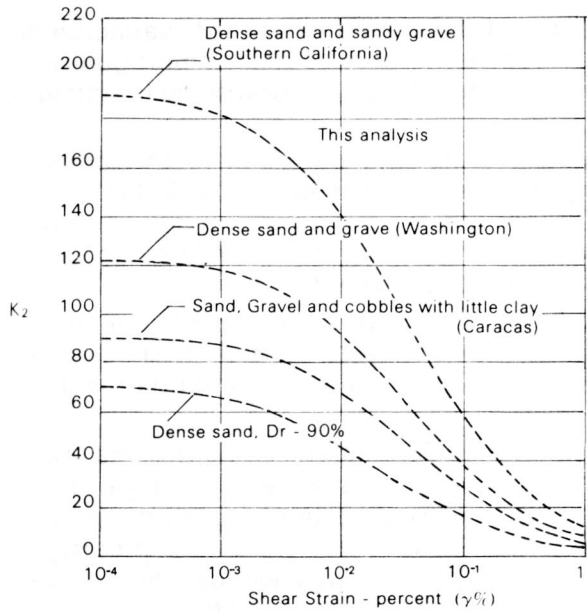


FIGURA 17. Moduli Determinations for Gravelly Soils. Adaptada de Seed e Idriss (1970)

de tierra obtenida por medio de un programa que utilice el Método de los Elementos Finitos son los siguientes:

- Peso Unitario, γ_t
- Módulo de corte máximo, para deformación $< 10^{-4}$, G_{max} .
- Variación del Módulo de Corte, G , con las deformaciones para corte, γ
- Variación de la Relación de Amortiguamiento, λ con la deformación por corte, γ
- Relación de Poisson, ν
- Coeficiente de presión de tierra en reposo, K_0 .
- Velocidad de las ondas de corte, V_s .

El módulo de corte máximo para las arenas y las gravas se establece a partir de la siguiente ecuación propuesta por Seed e Idriss en 1970.

$$G_{max} = 1.000 K_2(\bar{\sigma}_o)^{0.5} \text{ [Lib/pie}^2\text{]} \quad (5)$$

en la cual el parámetro K_2 máximo es función de la relación de vacíos, la densidad relativa y la deformación, y $\bar{\sigma}_o$ es el esfuerzo medio principal efectivo.

Para la zona de transición, como no se deben permitir asentamientos de la losa de concreto, se

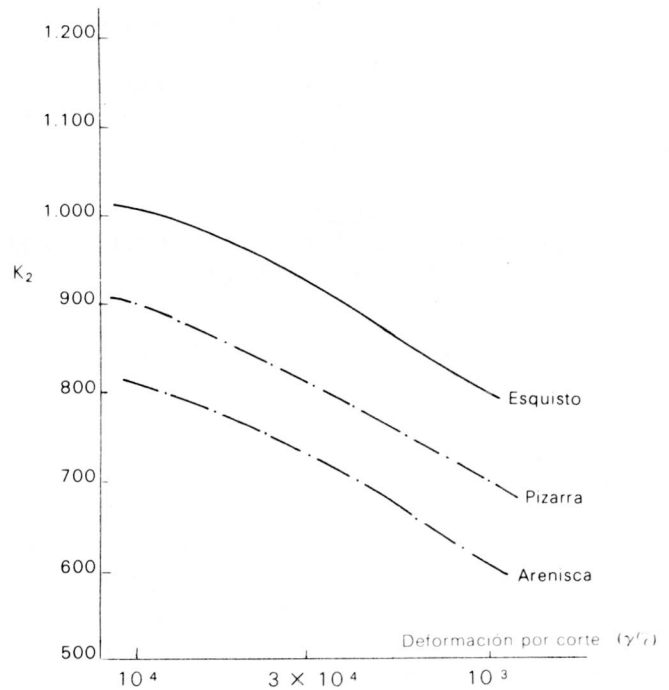


FIGURA 18. Módulos de corte en rocas. Adaptada de Troncoso (1982).

consideró que su valor de K_2 máximo es de 70, correspondiente a una densidad relativa $Dr = 90\%$, tal y como se observa en la Gráfica N° 17, propuesta por Seed e Idriss en 1970.

El valor de G_{max} para el aluvión de Fundación se obtuvo a partir de la misma Ecuación 5, pero el parámetro K_2 máximo se consideró como similar a los utilizados en la presa de La Villita (Romo y Colegas, 1980), y el material aluvial de Caracas (Seed e Idriss, 1970); por lo tanto, K_2 máximo = 90.

Para la roca de lutita fracturada de la fundación se empleó la Ecuación 5 y el valor de K_2 máximo se estimó con base en la figura N° 18 propuesta por Troncoso (1982), considerando que las lutitas presentan una rigidez menor que las rocas de menor resistencia mostradas en esa figura y por lo tanto se asumió un valor de K_2 máximo = 500.

Para los enrocados se determinó el valor de G_{max} a partir de la expresión propuesta por Nose y Baba en 1980, encontrada para el enrocado de un modelo de presa sometida a ensayos de mesa vibratoria y columnas resonantes, según la cual:

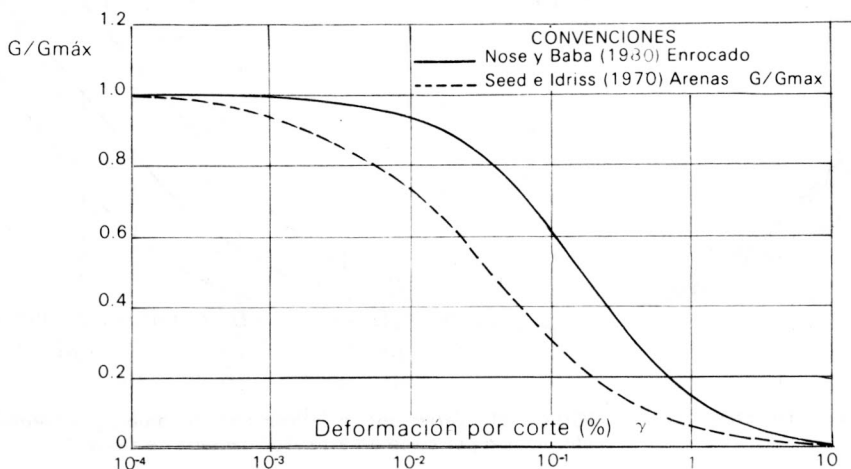


FIGURA 19. Variación del módulo de corte con la deformación por corte para enrocados.

$$G = \frac{440(2.97-e)^2}{(1+e)} \times \frac{0.156}{(0.156 + \gamma)} (\bar{\sigma}_o)^{0.55} \text{ [Kg/cm}^2\text{]} \quad (6)$$

y además, teniendo en cuenta que las relaciones de vacíos eran de 0.4 y 0.8 para el enrocado bien gradado y uniforme respectivamente.

**TABLA IV
RESUMEN DE PARAMETROS UTILIZADOS EN EL
ANALISIS DINAMICO**

Material	K ₂	γ _r	ν
Zona de transición de arena y grava.	70	2.0	0.33
Enrocado de uniforme (para σ̄ _o = 5kg/cm ²)	60	1.70	0.3-0.49
Enrocado bien gradado (para σ̄ _o = 5kg/cm ²)	100	1.90	0.3-0.49
Aluvión	90	2.10	0.33
Lulita fracturada	500	2.35	0.20

En la figura N° 19 se presentan las Curvas G/G_{máx.} vs. Deformación por corte γ, encontradas por Nose y Baba para los enrocados comparadas con las de Seed e Idriss para las arenas.

En la Tabla IV se presenta un resumen de los valores de K₂máx, peso unitario total y relación de Poisson, utilizados para el análisis dinámico de la presa ejemplo.

Como se observa, todos los valores de K₂máx, calculados se estimaron a partir de ecuaciones y curvas empíricas presentadas en la bibliografía debido a la ausencia de ensayos de laboratorio y de campo para los materiales utilizados en este estudio, en todo momento se trató de acercarse en lo posible a las condiciones reales.

Los valores del esfuerzo octaédrico σ̄_o necesarios para el cálculo de G_{máx.}, en cada uno de los elementos de la malla de Elementos Finitos utilizada para la evaluación de los esfuerzos y deformaciones inducidas por el sismo de diseño, mediante el programa QUAD-4, se obtuvieron a partir de los resultados del análisis estático realizado con el programa ELAS; se utilizaron los valores de σ_x, σ_y y σ_z para calcular el esfuerzo octaédrico con la expresión

$$\bar{\sigma}_o = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3}$$

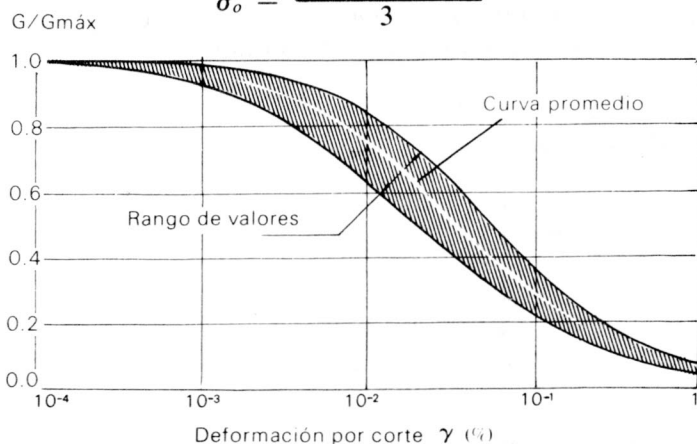


FIGURA 20. Variación del módulo de corte con la deformación por corte en arenas.

Las curvas utilizadas para expresar la variación del módulo de corte y de la relación de amortiguamiento con la deformación se obtuvieron de la siguiente forma:

- En la arena y grava de transición se utilizaron las curvas de Seed e Idriss de 1970 de las figuras No. 20 y N° 21, para la variación del módulo de corte y del amortiguamiento con la deformación por corte respectivamente.
- En el aluvión se utilizaron las mismas curvas que en la arena de la zona de transición, ya que como se explicó anteriormente su comportamiento es similar.
- En la roca de fundación se utilizó una curva paralela a las mostradas en la figura N° 18 (Troncoso, 1982), para la variación del módulo de corte con la deformación; para el amortiguamiento se consideró que estaba comprendido entre el tres y el ocho por ciento, los cuales se consideran como valores típicos.
- En los dos tipos de enrocado se utilizaron las curvas propuestas por Nose y Baba (1980), es decir, la correspondiente a la figura N° 19 para el módulo de corte y la N° 22 para el amortiguamiento; ya que son las únicas curvas encontradas en el estudio sobre enrocado.

RESPUESTA DINAMICA DE LA PRESA

Una vez realizado el análisis estático de la presa, y definidos todos los parámetros enumerados en la sección anterior, se entra a evaluar la respuesta dinámica de la presa, para este fin existen muchos métodos siendo el más usado actualmente el de los Elementos Finitos que soluciona la ecuación general de un sistema sometido a cargas dinámicas expresada como:

$$[M] \{U\} + [C] \{U\} + [K] \{U\} = -\{F(t)\}$$

en donde:

- [M] : Matriz de masa de la estructura.
- [C] : Matriz de amortiguamiento de la estructura.

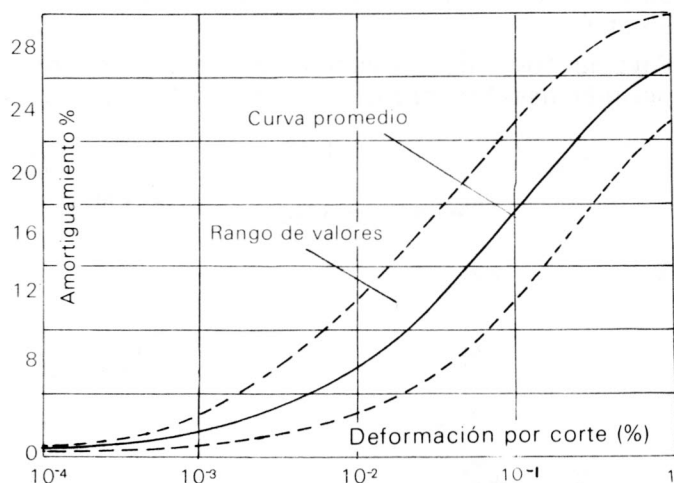


FIGURA 21. Variación de la relación de amortiguamiento con la deformación por corte en arenas. Adaptada de Seed.

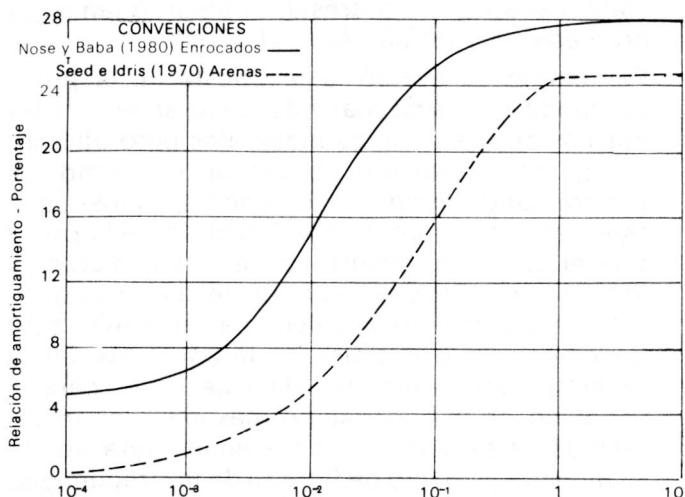


FIGURA 22. Variación de la relación de amortiguamiento con la deformación por corte para enrocados.

- $\{K\}$: Matriz de rigidez de la estructura.
 $\{U\}$: Desplazamientos Nodales.
 $\{F(t)\}$: Vector de cargas dinámicas.

Existen varias técnicas para solucionar esta ecuación con el Método de los Elementos Finitos, siendo las más utilizadas la de la superposición nodal que evalúa las ecuaciones en el dominio de las frecuencias y aquellas que la solucionan en el dominio del tiempo mediante integración numérica, como el método paso a paso que es empleado por programas tales como el QUAD-4 (Idriss M. y otros, 1973). Existen otros programas más modernos como el LUSH y el FLUSH (Lysmer J. y otros, 1975), que trabajan en el dominio de las frecuencias y el tiempo.

En nuestro medio el estudio de la respuesta dinámica de la presa se puede realizar utilizando el programa de computador QUAD-4, disponible en el Centro de Cálculo Electrónico de la Universidad Nacional (C.C.E. U.N.), para lo cual es necesario idealizar la sección de la presa con una malla de elementos cuadrangulares o triangulares y el comportamiento de los materiales como lineal equivalente.

Los datos de entrada requeridos por el programa QUAD-4 son en primer lugar la geometría de la presa, recomendándose que la malla sea la misma utilizada en el análisis estático, los valores de módulo de corte y la relación de amortiguamiento de cada uno de los elementos de la presa, las curvas de variación de estos parámetros con la deformación, la relación de Poisson y el peso unitario de los materiales constitutivos, y en segundo lugar, un acelerograma que corresponda a las características del sismo de diseño, pudiendo ser el registro de un sismo ocurrido o uno sintético generado por el programa SIMQKE (1975). Aunque el programa presenta la posibilidad de usar las componentes horizontal y vertical del sismo, generalmente el análisis se hace utilizando tan sólo la componente horizontal ya que la vertical es mucho menor.

Los principales resultados que se obtienen con el programa QUAD-4 son los esfuerzos y deformaciones máximos sufridos por la presa durante el sismo, y las máximas aceleraciones, para evaluar la amplificación del sismo. También se puede conocer la historia de esfuerzos de corte sobre algunos elementos que son útiles para correlacionarla con un número de ciclos uniformes equivalentes para realizar los ensayos dinámicos sobre los materiales.

Además mediante unas modificaciones hechas al programa QUAD-4 es posible conocer también los desplazamientos de la presa en varios instantes del sismo, y la historia de aceleraciones en algunos nodos del ensamblaje, que permiten observar los efectos de la presa sobre la excitación inicial. Con la ayuda del programa SHAKE se obtiene la variación de los espectros de respuesta en estos puntos, y el cambio en el contenido frecuencial del sismo.

Para la evaluación de la respuesta dinámica de la presa analizada en el ejemplo se realizaron cuatro aproximaciones:

- En primer lugar se analizaron tres columnas de la presa con el programa SHAKE para estimar las deformaciones que se inducen por el sismo y evaluar el valor inicial del módulo de corte y la relación de amortiguamiento así como para compararlas con las obtenidas con el programa QUAD-4, relacionadas a continuación.
- Asimilando la presa a una viga teórica de corte de material uniforme con un módulo de corte de 20.000 t/m² y una relación de amortiguamiento de 0.10, sometida al sismo modificado de Bucaramanga. Para esto se utilizó una malla de 30 elementos y 42 nodos, la malla y los resultados obtenidos se muestran en la figura No. 23.
- Posteriormente se analizó la presa utilizando la malla empleada en el programa ELFIN, dividiendo el cuerpo de la presa en una zona central con un enrocado uniforme y los espaldones de un material bien gradado más resistente de acuerdo con el diseño inicial, cimentada sobre una base de un material aluvial de 20 mts. de altura, como excitación dinámica se utilizó el sismo sintético; para la variación del módulo de corte y la relación de amortiguamiento con la deformación se utilizaron las curvas propuestas por Nose y Baba para los enrocados y las de Seed para el aluvión de la base. Los resultados de este análisis realizado con el programa QUAD-4 se muestran en la figura No. 24. De la curva de iso-incrementos de esfuerzos cortantes máximos se observa que hacia el centro de la presa son menores los incrementos que hacia los espaldones debido a la mejor calidad del enrocado. Los esfuerzos presentan un cambio brusco al llegar al material bien gradado originado por la variación de resistencias de estos materiales. Al comparar los valores de los incrementos del esfuerzo cortante inducidos por el sismo con los estáticos iniciales, se observa que alcanzan valores cerca-

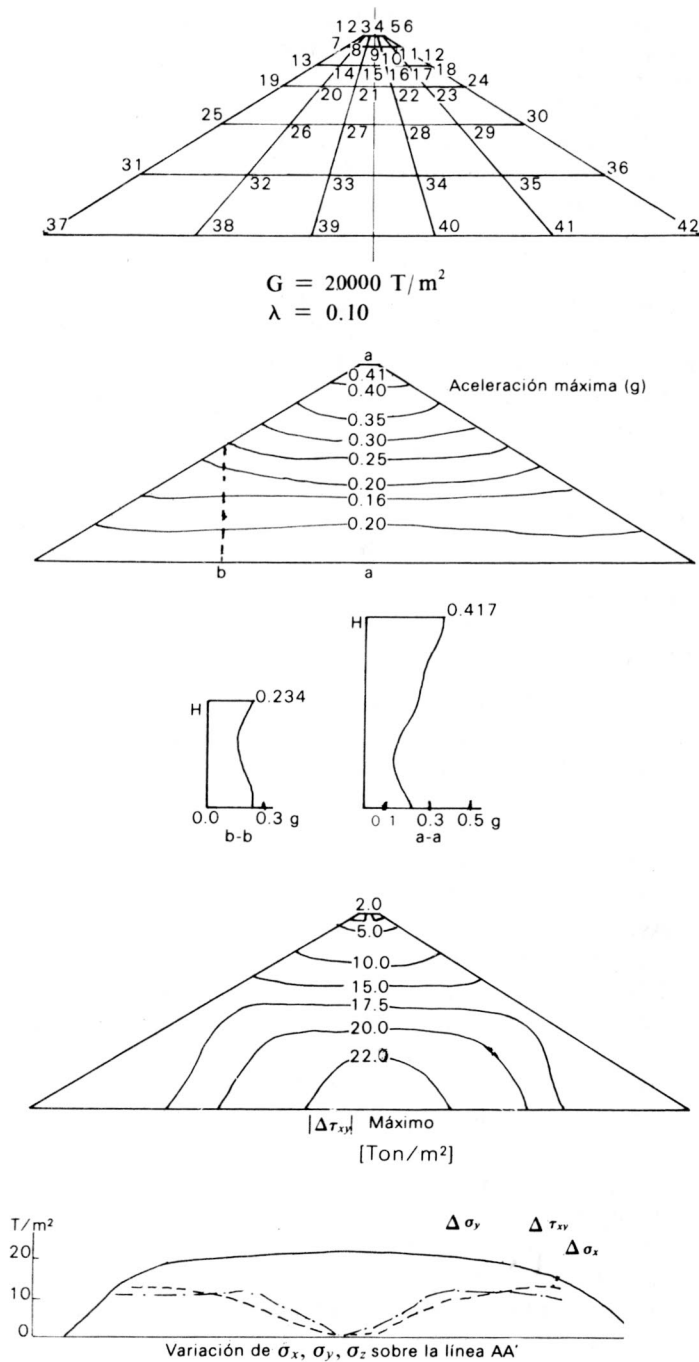


FIGURA 23.

nos al 25% y 30%, lo que indica que las deformaciones desarrolladas por estos incrementos pueden ser apreciables.

La aceleración máxima del sismo (0.25 g) es disminuida en su zona inferior donde llega a tener valores de 0.137 g, para posteriormente amplifi-

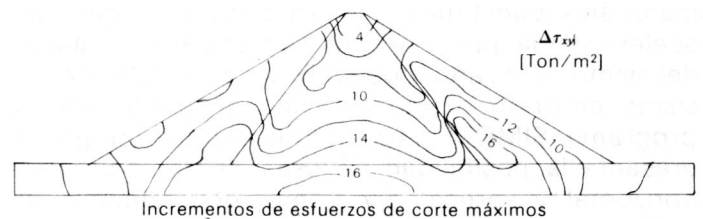
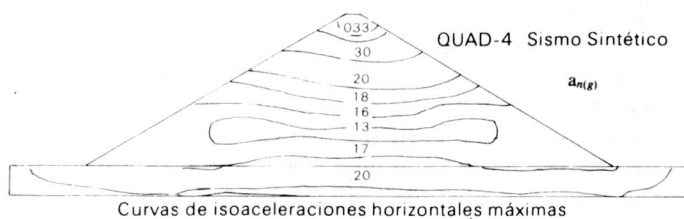


FIGURA 24.

carla a 0.33 g en la cresta. El amortiguamiento promedio encontrado fue del 19.0%.

- Por último se evaluó la respuesta de la presa utilizando la misma malla del caso anterior y las mismas curvas para los materiales pero utilizando como excitación dinámica el sismo de Bucaramanga modificado, encontrándose que este sismo tiene un efecto mayor sobre la presa que el sintético, alcanzándose una aceleración máxima de 0.39 g en la cresta de la presa y unos esfuerzos cortantes que llegan a ser el 40 y 50% de los esfuerzos iniciales, en la figura No. 25 se muestran los resultados de este caso, para la variación de la aceleración máxima y los incrementos de esfuerzo cortante, en la figura No. 26 se muestra el efecto de filtrado de las frecuencias más altas, que ejecuta la presa sobre el sismo de entrada, notándose cómo el sismo en la cresta ha sido amplificado y es mucho más armónico que el de la base, además en la figura No. 27 se comparan las deformaciones obtenidas con cada uno de los sismos y además en la figura No. 28 se comparan los resultados obtenidos sobre las columnas analizadas con el SHAKE y los encontrados con el programa QUAD-4 con los sismos.

Con base en los resultados obtenidos en esta evaluación de la respuesta dinámica de la presa se entra a calcular la estabilidad de ésta.

ESTABILIDAD DE LA PRESA

La estabilidad dinámica de la presa está dada por su capacidad de resistir un sismo igual al de diseño, o de presentar daños menores que se puedan corregir durante o después de la ocurrencia de estos sucesos. Para garantizar la estabilidad de la obra es importante eliminar factores que faciliten el desarrollo de uno cualquiera o de varios mecanismos de falla que se puedan generar en una presa durante una solicitud dinámica o, en el caso que no se logren eliminar completamente algunos de estos factores, prever medidas preventivas y/o correctivas que disminuyen la peligrosidad de éste.

Para evaluar la estabilidad de la presa es necesario primero calcular el factor de seguridad teniendo en cuenta los incrementos de esfuerzos y presiones de poros inducidos por el sismo y en el caso en que sea satisfactorio evaluar si las deformaciones desarrolladas son admisibles, Seed (1979).

La evaluación del factor de seguridad físico se puede realizar mediante algún método convencio-

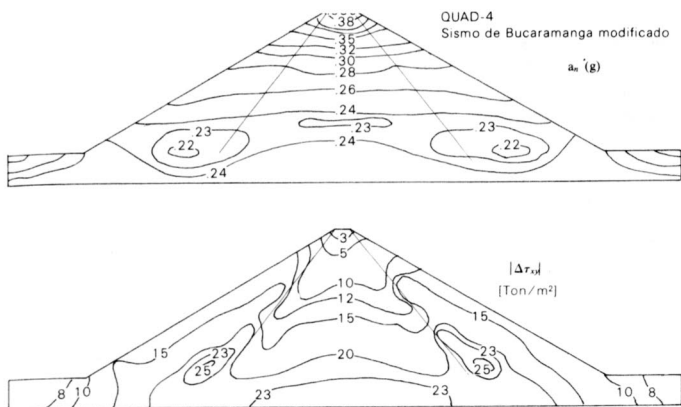


FIGURA 25.

nal como el de Bishop o por dovelas, teniendo en cuenta las fuerzas horizontales que interactúan entre ellas, etc., utilizando parámetros efectivos o totales.

Cuando el análisis se hace en esfuerzos totales se tiene en cuenta el sismo tomando la resistencia de los materiales como las correspondientes a las deformaciones inducidas; cuando se trabaja en esfuerzos efectivos es necesario tener en cuenta adecuadamente las presiones de poros inducidas.

Otra forma de calcular el factor de seguridad sísmico definido como la relación de τ_f / τ_d , donde τ_f es la resistencia de la falla para condiciones de drenajes resistentes y τ_d es el esfuerzo de corte dinámico inducido por el sismo, este factor se calcula paso a paso en toda la duración del temblor para cada elemento, y nos da un factor más realista que el que se obtiene utilizando el factor global, Romo (1981).

Si el factor de seguridad calculado por cualquiera de los dos métodos anteriormente nombrados es satisfactorio, se procede a calcular los desplazamientos promedios del terraplén a partir de las deformaciones potenciales y de los esfuerzos inducidos por el sismo.

Para calcular los desplazamientos se convierten las deformaciones potenciales en fuerzas nodales y equivalentes existiendo varios sistemas, de los cuales uno de los más usados es el de Serff (1976) presentado por Romo (1980), según este, a partir de los resultados de ensayos consolidados no drenados, CU, sobre los materiales se calcula el vector de carga transformando las deformaciones potenciales como se muestra en la figura No. 29.

Este procedimiento no tiene en cuenta el comportamiento frágil de muchos materiales (supone que todos los materiales son dúctiles), por tanto sólo es válido para la primera etapa de la curva esfuerzo-deformación de los materiales frágiles mostrada en la figura No. 30, cuando se pasa de la deformación necesaria para la falla frágil se presenta en el material una redistribución de esfuerzos que por este método no es representada.

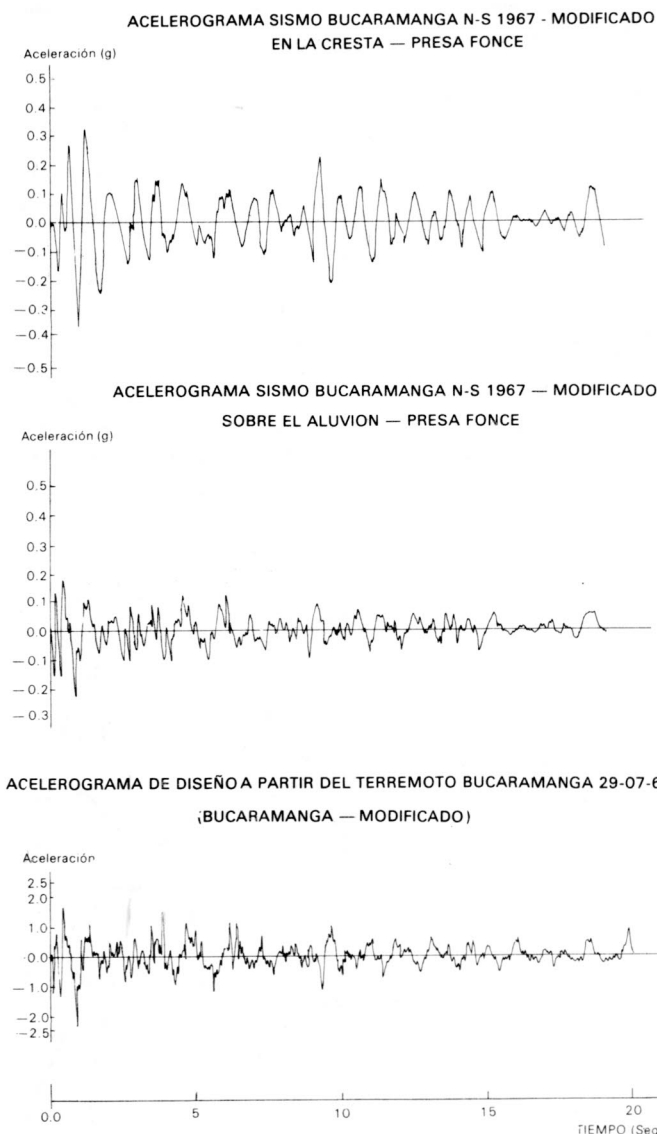


FIGURA 26.

Para calcular las fuerzas nodales se supone primero que la relación esfuerzo-deformación del suelo depende exclusivamente del estado inicial de esfuerzos antes del sismo y que el esfuerzo cortante máximo inducido actúa solo sobre planos horizontales, por tanto las fuerzas nodales pueden calcularse como lo muestra la figura No. 31, para un elemento de una malla de Elementos Finitos.

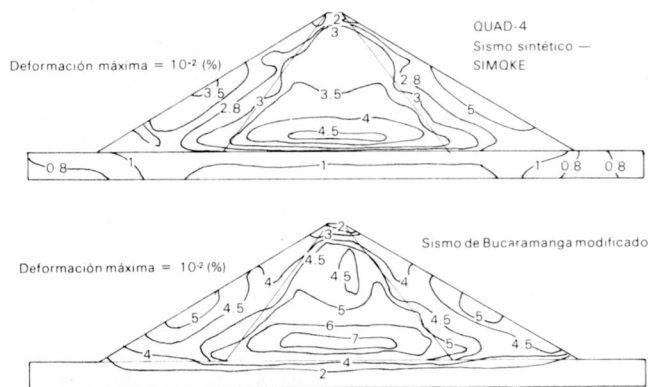


FIGURA 27.

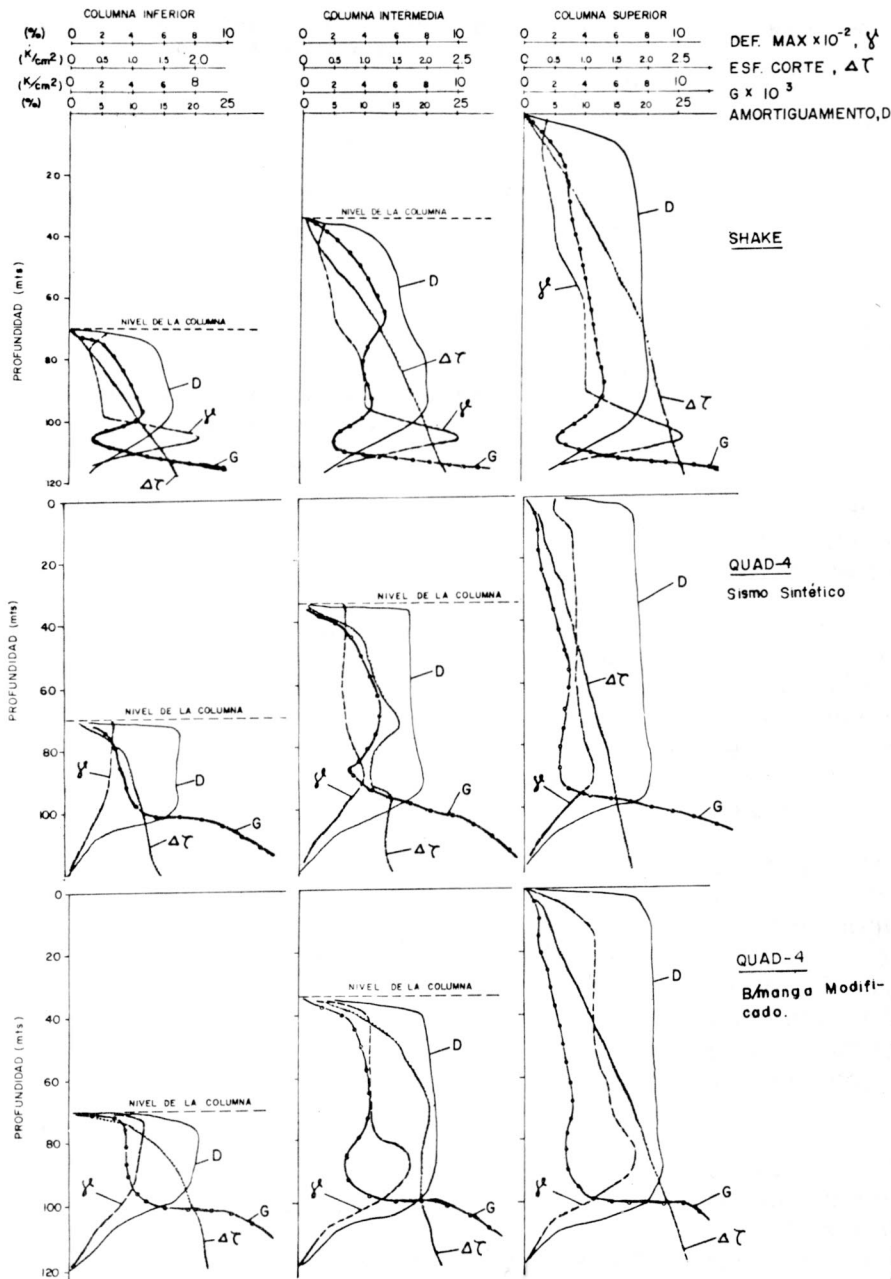


FIGURA 28. Respuesta dinámica obtenida en las columnas de estudio.

Calculadas de esta forma las fuerzas nodales se suman al esfuerzo cortante inicial que actúa en el Elemento y se hace un nuevo análisis con el método de los Elementos Finitos, idealmente teniendo en

cuenta el comportamiento no lineal del suelo, usando relaciones esfuerzo-deformación consolidadas no drenadas para calcular las deformaciones inducidas por el sismo y los desplazamientos del te-

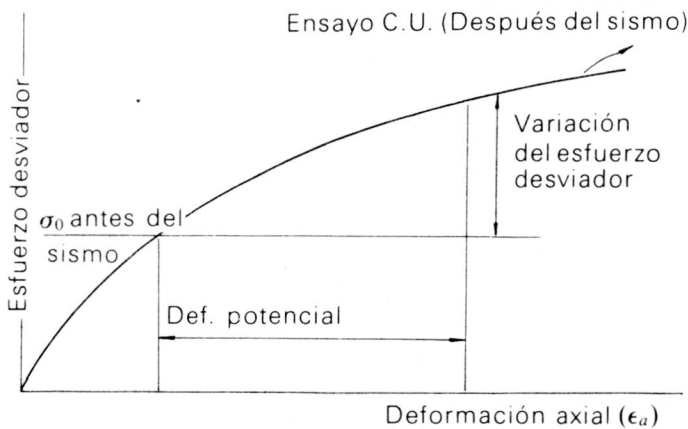


FIGURA 29.

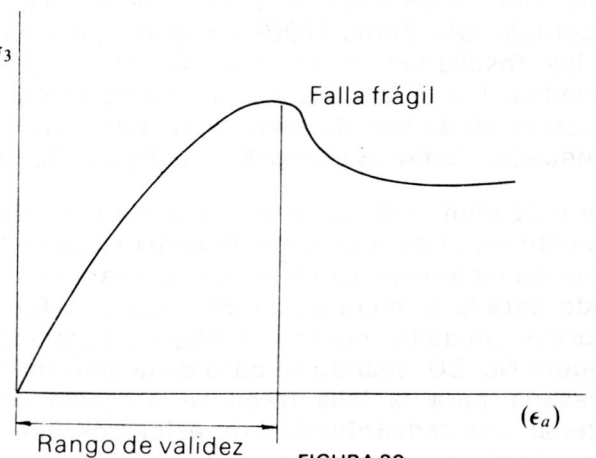


FIGURA 30.

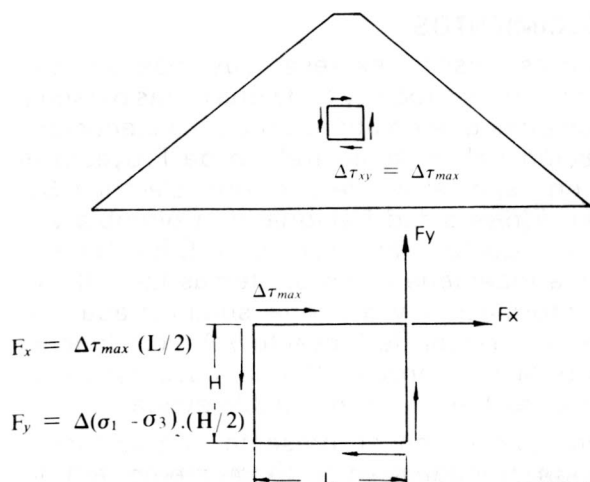


FIGURA 31.

rraplén para compararlos con los admisibles, especialmente la pérdida de borde libre y de cómo estas deformaciones pueden afectar tubos enterrados dentro del terraplén o si las deformaciones en los taludes son excesivas y pueden afectar el desarrollo de problemas de estabilidad.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

En la metodología propuesta en este trabajo es necesaria la utilización de varios programas de computador como herramienta de cálculo para llegar a los resultados deseados, pero la confiabilidad de estos depende de la calidad de la información suministrada, que se extiende desde la recopilación general de datos al iniciarse el proyecto, hasta la realización de complicados ensayos de laboratorio encaminados a tratar de evaluar en una forma más exacta las propiedades dinámicas de los materiales.

Lo acertado de la predicción de cuál puede ser el comportamiento de las presas va en relación directa de la calidad de los datos de entrada.

- Debido a la situación geotectónica del país que origina zonas de alta sismicidad es indispensable que para proyectos de gran magnitud que involucren altas inversiones y presenten grandes riesgos en caso de falla de la estructura, tales como proyectos hidroeléctricos, sea imprescindible este tipo de estudios.
- Mientras la información necesaria para el análisis dinámico no sea lo suficientemente confiable, no vale la pena utilizar desde el comienzo un método refinado de cálculo que no puede ofrecer mejores resultados que un análisis aproximado utilizando un método pseudo-estático con buen criterio. Como en muchos casos los datos no son posibles de conseguir antes de la construcción, los métodos refinados deben emplearse con pocos elementos y con intervalos de los valores de los datos de entrada, tal como se hizo en el ejemplo.
- En la aplicación de esta metodología se determinaron sismos de diseño a partir de un estudio de riesgo sísmico para un proyecto real, utilizando los dos procedimientos más recomendables para

la información que se tenía. Generando en primer lugar un sismo sintético que requiere un proceso de ajuste, cuya aproximación puede ser objetiva, y según lo encontrado no se justifica un gasto excesivo de tiempo de computador, ya que al calcular un sismo con tres y seis iteraciones, se obtiene una gran similitud en los acelerogramas y espectros de respuesta, para tiempos empleados de 30 y 60 minutos de computador respectivamente.

- En segundo lugar, el modificar un acelerograma por medio del empleo del Programa SHAKE, puede dar resultados más confiables que el método anterior, porque se basa en un registro existente al que se le pueden hacer los ajustes necesarios para que cumpla con los parámetros de diseño requeridos pero el costo de este método es mucho más alto, por ser un proceso de tanteos.
- Los cálculos de los esfuerzos estáticos, realizados con el programa ELAS, da un indicativo de la distribución de los esfuerzos en la presa, pero la interpretación de sus resultados es muy dispendiosa, y además las curvas de isoefuerzos no son continuas entre los diferentes tipos de materiales, para corregir esta imprecisión, se haría necesaria una discretización muy fina en la transición entre los materiales, que ocasionaría un aumento considerable de trabajo y tiempo de computador.
- Para una mejor evaluación de los esfuerzos estáticos de una presa es necesaria la implementación de programas que puedan tener en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales y el proceso constructivo real, como son el ISBILD y el FEADAM, con los que se pueden calcular deformaciones más exactas que con el programa ELAS, el cual los sobreestima, tal como lo afirman Clough y otros autores.
- La evaluación de las propiedades dinámicas de los materiales se hizo a partir de los datos suministrados en la bibliografía con base en experiencia extranjera, caso común en nuestro medio. Por esto es necesario desarrollar investigaciones, con el fin de obtener valores propios, para no tener que trabajar con materiales ajenos a nuestro medio y disminuir así la incertidumbre de nuestros cálculos.
- La exactitud en los resultados de la respuesta dinámica de la presa mediante el programa QUAD-4 se basa en la escogencia adecuada de los parámetros dinámicos de los materiales, para evitar la pérdida de un tiempo grande de CPU y por tanto de dinero, ya que una corrida completa del programa consume entre 2 y 3 horas de computador.
- Es posible reducir el tiempo de computador consumido por el programa QUAD-4 con ayuda de una evaluación preliminar de la respuesta

dinámica utilizando el programa SHAKE, ya que se puede reducir el número de iteraciones necesarias.

- Con una inversión apropiada por parte de la universidad o de las entidades interesadas, se puede adquirir un equipo triaxial cíclico para desarrollar completamente en el país este tipo de estudios.
- Se deben aprovechar los resultados obtenidos en este proyecto para tratar de estudiar la conformación de las mallas y la evaluación de las propiedades de los materiales, y así apreciar la variación de los resultados, para fijar hasta qué punto vale la pena afinar las mallas, de acuerdo con el conocimiento que se tenga de las propiedades de los materiales que conforman la estructura térrea que se desee analizar y así mismo en la relación a la convergencia monotónica de las soluciones.

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean expresar sus más sinceros agradecimientos a todas y cada una de las personas e instituciones que colaboraron con la ejecución y culminación del presente trabajo de Proyecto de Grado, en especial a Interconexión Eléctrica S.A. (I.S.A.), la Universidad Nacional de Colombia y su Centro de Cálculo Electrónico (C.C.E.U.N.) y la Compañía Ingeniería e Hidrosistemas Ltda. (I.E.H.) por la información y asesoría suministradas, así como a su Director de Proyecto y Amigo, Ingeniero Alvaro Jaime González García, cuyo estímulo y orientaciones fueron de invaluable ayuda.

También quieren hacer presente la paciencia y dedicación brindada en todo momento por los compañeros y amigos de la compañía Diseños y Proyectos Limitada (D.Y.P.).

BIBLIOGRAFIA

ARANGO, Ignacio (1980), *Ingeniería Sísmica Aplicada a Problemas Geotécnicos*.

CLOUGH, R. (1971) *Analysis of Structural Vibrations and Dynamic Response* Recent advances in Matrix Methods of Structural Analysis. Gallagher, R., pp. 441-475.

DOBRY, R. IDRIS, I. M., NGE (1978) *Duration Characteristics of Horizontal Components of Strong-Motion Earthquake Records*. Bulletin of the Seismological Society of America. Vol. 68, N° 5, pp. 1487-1520, October.

DUNCAN J., WONG K., and OZAWA Y. (1980) *FEADAM: A Computer Program for Finite Element Analysis of Dams*. Report N° UCB/GT/80-02. College of Engineering, Office of Research Services, University of Berkeley, California.

GASPARINI, Dario (1975). *SIMQKE: A program for Artificial Motion Generation*. January, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, Massachusetts.

HADDIN, BO., and DRNEVICH, V. P. (1970) *Shear Modulus and Damping in Soils: I. Measurement and Parameter Effects, II. Design Equations and Curves*. Technical Reports UKU 27-70-CE2 and 3, College of Engineering University of Kentucky, Lexington, Kentucky, July.

IDRIS M., LYSMER J., HWANG R., SEED H. (1973) *QUAD-4: A Computer Program for Evaluation the Seismic Response of Soil Structures by Variable Damping Finite Element Procedures*. Report N° EERC 73-16, University of California, Berkeley, California.

LYSMER John y otros (1975). *FLUSH: A Computer Program for approximate 3-D Analysis of Soils Structure Interaction Problems*. Report EERC 75, November, University of California, Berkeley, California.

NORRIS, Ch., WILBUR B., UTKU S. (1976). *Instructor's Manual for Part II of Elementary Structural Analysis*. McGraw-Hill Book Company.

NOSE M., BABA K., (1980) *Dynamic Behaviour of Rockfill Dams*. Dams and Earthquake, London, October, pp. 69-78.

PAITTOVI O., PIBOTTA L., LONGOBARDI E. R., (1982) *Dynamic Stability Analysis of Alicura Dam*. Commission Internationale des Grands Barrages, Sao Paulo, Brasil, (Comunicación Personal Ing. Oscar Vardé).

RODRIGUEZ E., SIERRA C., VILLARRAGAR., (1983). *Análisis Dinámico de Presas Téreas*. Proyecto de Grado, U.N.

ROMO M. P., AYALA G., RESENDIZ D., DIAZ C. R. (1980). *Respuesta Dinámica de las Presas el Infiernillo y La Villita*. UNAM, México.

ROMO P. Miguel (1981). *Análisis Dinámico de Sistemas, Suelo-Estructura y Presas de Tierra*. Instituto de Ingeniería UNAM, México. pp. 112-133 (Comunicación personal, 1982).

SARRIA A., (1982) *Ingeniería Sísmica*. Universidad de los Andes, Bogotá.

SCHNABEL Per, LYSMER John, SEED Bolton (1972). *SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites*. Report N° EERC 72-12, December, College of Engineering, University of California, Berkeley, California.

SEED, H. B., IDRIS J. M., (1970). *Soild Moduli and Damping factors for Dynamic Response Analysis*. University of California, Berkeley, Report 170-10.

SEED, B., (1980). *Lesson from the Performance of Earth Dams during Earthquake*. Dams and Earthquake, London, October, pp. 97-104.

TRONCOSO, J. H., (1982). *Medición de Módulos de Formación en Rocas In Situ*. Sociedad Colombiana de Geotecnia-Primer Congreso Suramericano de Rocas. Tomo II - Bogotá.

TRONCOSO, J. H., (1982). *Comunicación personal*.

United States Department of the interior Bureau of Reclamation Engineering and Research Center. USBR. (1976). *Dynamic Analysis of Embankment Dams*.

WILSON, E. L. (1963). Programa ELFIN. University of California, Berkeley, California.