

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA
DE MEXICO

1
ZET
2

FACULTAD DE INGENIERIA

"DEFORMACIONES PERMANENTES EN
TERRAPLENES INDUCIDAS POR SISMO"

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

JOSE IGNACIO AGUILAR ALVAREZ GREAVES



MEXICO, D. F.

1995

FALLA DE ORIGEN

**TESIS CON
FALLA DE ORIGEN**



Universidad Nacional
Autónoma de México



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

Todo el material contenido en esta tesis 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.



UNIVERSIDAD NACIONAL
AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA
DIRECCION
60-1-121/94

Señor
JOSE I. AGUILAR ALVAREZ GREAVES
Presente.

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor **DR. MIGUEL P. ROMO ORGANISTA**, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de **INGENIERO CIVIL**.

"DEFORMACIONES PERMANENTES EN TERRAPLENES OCASIONADAS POR SISMOS"

- I. INTRODUCCION
- II. ANTECEDENTES
- III. METODO DE ANALISIS
- IV. EVALUACION DEL METODO
- V. ANALISIS DE LA PRESA "JOSE Ma. MORELOS"
- VI. CONCLUSIONES

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

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

Atentamente
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Cd. Universitaria, a 7 de julio de 1994.
EL DIRECTOR.


ING. JOSE MANUEL COVARRUBIAS SOLIS

JMCS/RCR*nl1

A la memoria de mi abuelo, José Antonio Greaves E., por cuantos momentos compartimos en vida y que hoy seguimos compartiendo con él.

A mis abuelos María Luisa, Ignacio y María.

A mis padres, por el cariño, el apoyo y las oportunidades que me han brindado.

A mis hermanos, por lo mucho que he aprendido de ellos y por su comprensión.

A mis familiares y amigos.

A la Delegación, por cuantos caminos hemos recorrido juntos y por los que aún debemos recorrer.

Agradecimientos

Al Dr. Miguel P. Romo, por su acertada dirección y el apoyo brindado durante la elaboración de esta tesis.

Al personal académico y compañeros del Instituto de Ingeniería, por su amistad y las facilidades brindadas durante mi estancia en este instituto.

A la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México y sus maestros, siempre fieles a los principios que rigen la formación de los ingenieros del mañana.

Deformaciones permanentes en terraplenes inducidas por sismo

I Introducción	1
II Antecedentes	4
II.1 Variables que influyen en el comportamiento dinámico de suelos granulares	4
a) Amplitud de deformación cíclica	
b) Duración de la excitación o número de ciclos equivalentes	
c) Esfuerzo de confinamiento	
d) Densidad relativa	
e) Tamaño y forma de las partículas	
II.2 Simulación de variables en los métodos analíticos	14
II.2.1 Geometría de la estructura	14
•Análisis tridimensionales	
•Análisis bidimensionales	
•Análisis unidimensional	
II.2.2 Relaciones constitutivas de los suelos	22
•Formulaciones teóricas de las relaciones constitutivas	
•Aproximación de las relaciones constitutivas por medio de funciones numéricas	
II.2.3 Características de la excitación	26
II.3 Métodos para el cálculo de desplazamientos inducidos por sismos en terraplenes y presas de tierra y enrocamiento	28
a) Método de Newmark	
b) Método de Sarma	
c) Método de Makdisi y Seed	
d) Método de Elgamal	
e) Método de Reséndiz y Romo	
III Método propuesto	44
III.1 Descripción	44
III.2 Deformaciones por distorsión a volumen constante	45
•Análisis dinámico de un cuerpo rígido sobre una superficie potencial de falla	
•Giros acumulados	
III.3 Deformaciones por cambio volumétrico	51
•Propagación tridimensional de ondas en un medio continuo	
•Simplificación al caso unidimensional	
•Solución a la ecuación diferencial de transmisión unidimensional de ondas de corte	
•Transmisión de ondas de corte en depósitos estratificados horizontalmente	
•Determinación analítica de cambios volumétricos	
III.4 Superposición de las componentes de deformación. Desplazamientos totales	64
IV Aplicación del método	66
IV.1 Descripción de las presas El Infiernillo y José Ma. Morelos	66
IV.2 Sismicidad de la zona e instrumentación de las presas	70
IV.3 Análisis dinámico y cálculo de deformaciones permanentes	74
IV.4 Deformaciones por distorsión a volumen constante	78
V Conclusiones	80
Referencias	82

I INTRODUCCION

Durante mucho tiempo los diseñadores de presas de tierra y enrocamiento se basaron en el comportamiento adecuado de la mayoría de las presas existentes para diseñar en zonas sísmicas. El diseño se concentraba en la distribución óptima de los materiales dentro de la sección, la graduación y ubicación de los filtros que impedirían la concentración excesiva de presiones de poro y evitarían las filtraciones y la consecuente erosión de los materiales impermeables, la definición de los taludes que proporcionarían estabilidad a la estructura y el tratamiento de las cimentaciones consistentes en materiales aluviales permeables o materiales rocosos fisurados.

El efecto de un sismo en el diseño se tomaba en cuenta de acuerdo a la actividad sísmica de la región por medio de coeficientes sísmicos incluidos en los análisis de estabilidad de los taludes. Los coeficientes variaban entre .1 y .5 de acuerdo a la intensidad de los sismos esperados. El diseño sísmico no solo dependía de las experiencias anteriores sino que la experiencia con el comportamiento de presas de tierra y enrocamiento y terraplenes sometidos a sismos era muy limitada para ser confiable. Los casos en los que se tomaban precauciones adicionales en el diseño de terraplenes cuya falla podría resultar en la pérdida de innumerables vidas humanas y daños económicos, eran limitados, siendo los principales aquellos relacionados con la posible ocurrencia de sabotajes o acciones bélicas (Sherard 1967).

Conforme fueron sucediendo las fallas debidas a sismos en los terraplenes diseñados y construidos mediante los métodos convencionales, se hizo necesaria la revisión de los métodos de diseño así como una evaluación de la seguridad de las presas existentes. Los daños causados sobre las presas aledañas a la falla originada por el sismo de San Francisco en 1906, las presas Ono y Murayama en las cercanías de Tokyo en 1923, la falla total por licuación de la presa Sheffield en California en 1925, los daños sobre la presa St. Mary durante el sismo de Contra Costa, California, en 1955, el sismo del Sur de California en 1952 que afectó las presas South Waivee, Dry Canyon y Buena Vista (Kern County), consistieron principalmente en agrietamientos longitudinales de la parte superior de las estructuras de entre 7.5 y hasta 20 centímetros de ancho y asentamientos de la corona de un promedio de 1 metro y de hasta 2.40 metros el caso de la presa Upper Crystal Spring (1906). En México, el sismo del 14 de marzo de 1979 originó grietas tanto transversales como longitudinales en las presas el Infiernillo y José Ma. Morelos (Michoacán) de aproximadamente 3.5 y 1 cm. de amplitud, así como asentamientos de la cresta de 13 y 5 cm respectivamente.

La preocupación de las autoridades en materia de la seguridad de las presas se incrementó debido a los eventos asociados con el comportamiento de la presa Hebgen (Montana, E.U.) durante el sismo de 1959 y las presas San Fernando en California en 1971. En el último de los casos, las condiciones finales estuvieron cerca de provocar

daños catastróficos. Las observaciones en la presa Hebgen permitieron corroborar las expectativas que se tenían de los diferentes daños que podría sufrir una presa durante y posteriormente a la acción de un sismo. Estas se resumen en la tabla 1.

-
- 1.- Rotura de la presa por movimiento de una falla geológica en la cimentación
 - 2.- Pérdida de bordo libre debido a movimientos tectónicos diferenciales
 - 3.- Fallas de los taludes inducidas por el movimiento de la cimentación
 - 4.- Pérdida de bordo libre por fallas de los taludes o por compactación del suelo
 - 5.- Deslizamiento o distorsión por cortante del terraplén y/o de la cimentación
 - 6.- Tubificación a través de las grietas inducidas por movimientos diferenciales
 - 7.- Desbordamiento por oscilaciones del embalse
 - 8.- Desbordamiento debido a derrumbes dentro del embalse
 - 9.- Falla del vertedor o de las obras de desagüe

Tabla 1 Tipos de falla inducidos por sismos

En el caso de la presa San Fernando (Lower San Fernando), el deslizamiento del talud de aguas arriba con una profundidad de 10.6 m estuvo cerca de provocar la falla total de la estructura y la consecuente destrucción de las zonas habitadas al pie de la presa.

Es a partir de entonces que numerosos estudios han sido dedicados a la comprensión del comportamiento dinámico de los suelos granulares, la variación de la respuesta de un terraplén en función de los materiales que lo componen, su geometría y las características topográficas del lugar, la eficiencia de los materiales en disipar las presiones de poro generadas o los efectos adversos que originarían y la posibilidad de aumentar considerablemente la altura de las estructuras sin poner en riesgo su seguridad. A la vez, se han llevado a cabo programas de instrumentación que permiten realizar controles de campo y, dada la precisión de las mediciones de los instrumentos actuales, verificar los alcances de los diferentes procedimientos analíticos propuestos.

La revisión continua de las presas y el registro de un mayor número de eventos sísmicos en todo el mundo ha permitido realizar estudios estadísticos sobre la incidencia de los diferentes tipos de fallas y accidentes, sus posibles causas y medidas correctivas, permitiendo la actualización constante del estado del conocimiento. Tales son los casos de los informes del Comité Internacional de Grandes Presas (ICOLD) y del Comité de Grandes Presas estadounidense.

Es en base a dichas experiencias y a los resultados de estudios previos sobre presas instrumentadas en nuestro país que se fijó el objetivo del presente trabajo y que consiste en continuar con el desarrollo de las diferentes metodologías que han buscado predecir los daños que pudieran registrarse en terraplenes sometidos a una intensa actividad sísmica.

El estudio corresponde a la formulación de un método simplificado de análisis para la predicción de deformaciones permanentes inducidas por sismo. La importancia de la predicción de las deformaciones permanentes en estructuras térreas reside en que el deslizamiento parcial de un talud o el asentamiento que produce la pérdida de bordo libre, pueden formar parte la respuesta global de la estructura sin ser necesario

recurrir a reparaciones mayores. En la etapa del diseño, el contar con una aproximación de las deformaciones potenciales de la estructura nos permitiría llevar a cabo diseños más económicos y seguros.

Partiendo de un análisis de las variables asociadas a la compactación de los materiales no cohesivos y de los métodos para el cálculo de la respuesta dinámica y estimación de las deformaciones permanentes en estructuras térreas con los que se cuenta en la actualidad, se propone un método simplificado basado en las principales variables que definen la respuesta del terraplén. Con el fin de verificar los alcances del método, los resultados obtenidos son comparados con las mediciones correspondientes a dos casos históricos: las presas El Infiernillo y José Ma. Morelos, durante los sismos del 14 de marzo de 1979 y del 19 de septiembre de 1985.

II Antecedentes

Para llevar a cabo la evaluación de la seguridad de un terraplén sometido a un evento sísmico, es preciso conocer las variables que determinan el comportamiento dinámico de los suelos granulares en cuanto a los posibles cambios volumétricos o la pérdida de resistencia, y la forma en que ése y otros factores pueden ser simulados mediante métodos analíticos.

A continuación se presentan resultados de algunos trabajos experimentales e investigaciones previas que contemplan una gran variedad de opciones en cuanto a la obtención de la respuesta dinámica de una estructura térrea en términos de las variables que definen su comportamiento, así como los diferentes métodos utilizados en la actualidad para calcular desplazamientos permanentes.

II.1 Variables que influyen en el comportamiento dinámico de suelos granulares.

Tanto los posibles movimientos relativos entre las partículas de un material no cohesivo como la presión de poro inducida, se encuentran relacionados con la ocurrencia de cambios volumétricos en un terraplén compuesto por materiales granulares sometido a una excitación.

Las diferentes pruebas dinámicas desarrolladas en el laboratorio han permitido realizar estudios sobre muestras representativas de los diferentes estados de esfuerzo a los que se somete un elemento de suelo durante un sismo, con la finalidad de obtener sus propiedades dinámicas y llevar a cabo estudios paramétricos sobre las variables que determinan la susceptibilidad de la estructura a presentar cambios volumétricos o disminuciones en la resistencia de sus materiales.

En cuanto a los cambios de volumen observados en diferentes depósitos de suelo y estructuras térreas, éstos se han atribuido principalmente a los esfuerzos de corte asociados a la propagación vertical de las ondas de corte (Fig. 2.1). El suelo, bajo un estado de confinamiento inicial, experimenta una distorsión debida al movimiento relativo de los planos perpendiculares a la dirección de propagación, ocasionando el reacomodo de sus partículas y el consecuente cambio volumétrico.

El aparato de corte simple cíclico permite reproducir dichas condiciones de esfuerzo en forma apropiada. Entre los primeros trabajos experimentales utilizando dicho aparato se encuentran los de Silver y Seed (1969) y Silver y Seed (1971). Los resultados son utilizados a continuación para establecer relaciones entre las principales variables y la deformación volumétrica de suelos granulares.

Con excepción de los casos en los que se especifique lo contrario, las pruebas fueron realizadas utilizando arena

de cristal de sílice bajo diferentes esfuerzos de confinamiento, densidades relativas y número de ciclos de carga, y sin considerar los efectos de los posibles incrementos de la presión de poro asociados a pruebas no drenadas.



Fig 2.1 Estado de de esfuerzos de un elemento de suelo sujeto a la propagación vertical de ondas de corte

a) Amplitud de deformación cíclica.

En la figura (2.2) se muestran los asentamientos medidos para diferentes amplitudes de deformación cíclica en 10 ciclos de deformación, variando tanto el esfuerzo de confinamiento como la densidad relativa del material. Indistintamente se observa un notable aumento de la deformación conforme se aumenta la amplitud de los ciclos de carga.

Así mismo, y como consecuencia de la amplitud de los ciclos de deformación inducidos, se observa una degradación del módulo de rigidez de la arena que depende de la densidad relativa y del esfuerzo de confinamiento (Fig. 2.3).

Dada la flexibilidad de algunos terraplenes, debido a la variación de las propiedades de los materiales que los componen y la distribución de los mismos en la sección, puede esperarse que los niveles de deformación inducidos varíen con respecto a su altura.

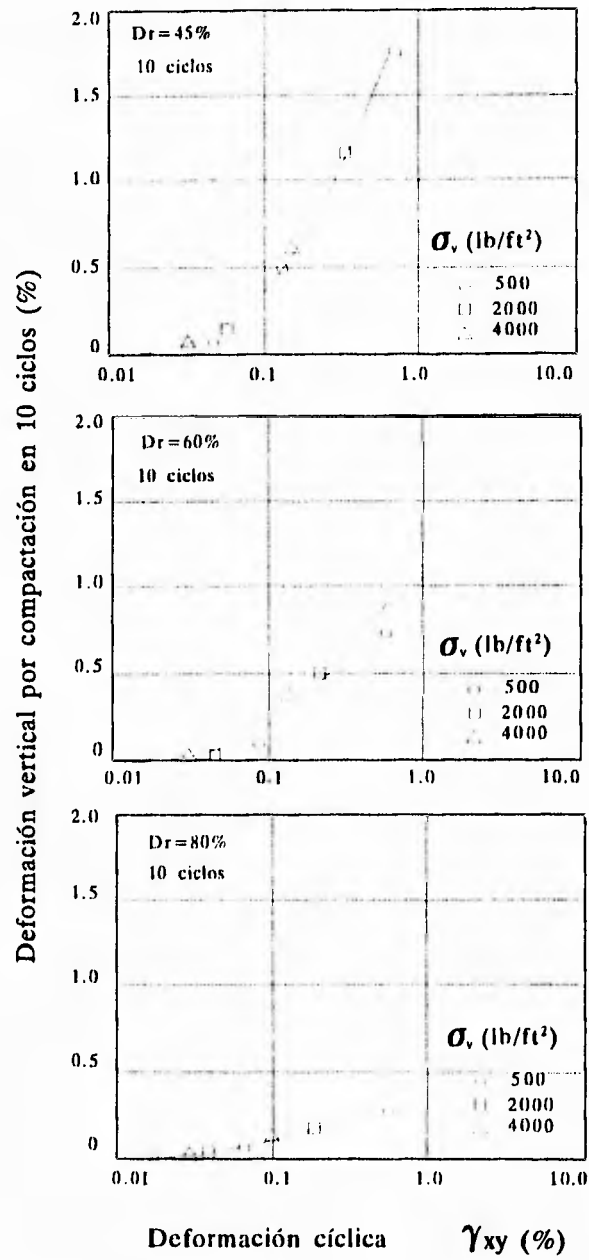


Fig. 2.2 Efecto de la amplitud de deformación cíclica en la deformación volumétrica (Silver y Seed, 1971)

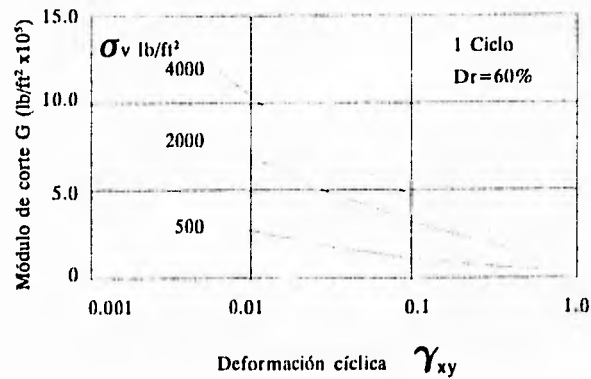


Fig. 2.3 Degradación del módulo de corte con la amplitud de deformación (Silver y Seed, 1969)

b) Duración de la excitación o número de ciclos equivalentes.

El concepto de número de ciclos equivalentes se encuentra estrechamente relacionado con la duración e intensidad o contenido de energía de una excitación. Básicamente consiste en representar una historia de esfuerzos no uniforme o de amplitud variable por medio de un número equivalente de ciclos de amplitud constante. El número de ciclos equivalentes se obtiene en base al daño que cada uno de los ciclos que compone la historia no uniforme ocasiona sobre la muestra, como proporción del efecto causado por un ciclo del esfuerzo de referencia, normalmente 0.65 del esfuerzo máximo (τ_{max}) (Annaki, 1964, Seed, 1975).

Una vez convertida la historia de esfuerzos no uniforme en la correspondiente uniforme equivalente, los efectos de la duración e intensidad de la excitación sobre la muestra pueden ser analizados.

Como se muestra en la figura (2.4), la importancia relativa de los primeros ciclos de deformación en la determinación de las deformaciones verticales totales se deduce del hecho de que, no obstante la deformación vertical aumenta con el número de ciclos, la disminución de ésta después de los 10 primeros ciclos de esfuerzo es considerable.

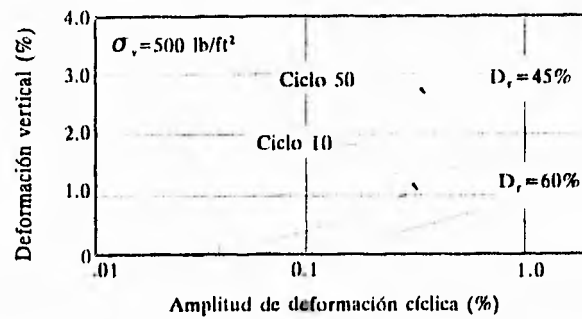


Fig. 2.4 Efecto de la duración de la excitación en la deformación volumétrica (Silver y Seed, 1971)

A la vez, la rigidización del material ocasionada por la aplicación consecutiva de un número determinado de ciclos sobre la muestra es notable en las relaciones obtenidas experimentalmente entre el módulo de rigidez y los diferentes niveles de deformación inducidos (Fig. 2.5). Se observa que, conforme aumenta el número de ciclos de carga aplicados, el módulo de rigidez tiende a ser constante.

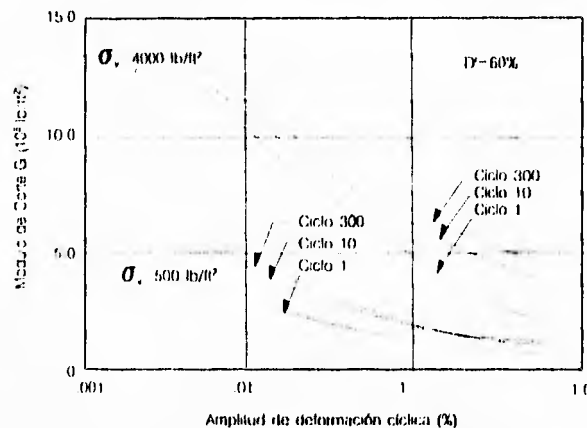


Fig. 2.5 Rigidización del material como función del número de ciclos (Silver y Seed, 1969)

Es preciso señalar que dentro del rango de magnitudes en que suelen estar comprendidos los sismos, el número de ciclos equivalentes varía entre los 5 y 25 ciclos de esfuerzo con amplitud de $0.65\tau_{\max}$.

c) Esfuerzo de confinamiento.

En pruebas a deformación controlada, como es el caso de las pruebas realizadas por Silver y Seed (1969, 1971), el efecto del esfuerzo de confinamiento sobre la deformación vertical para un número determinado de ciclos, es despreciable (Fig. 2.6, Fig. 2.2).

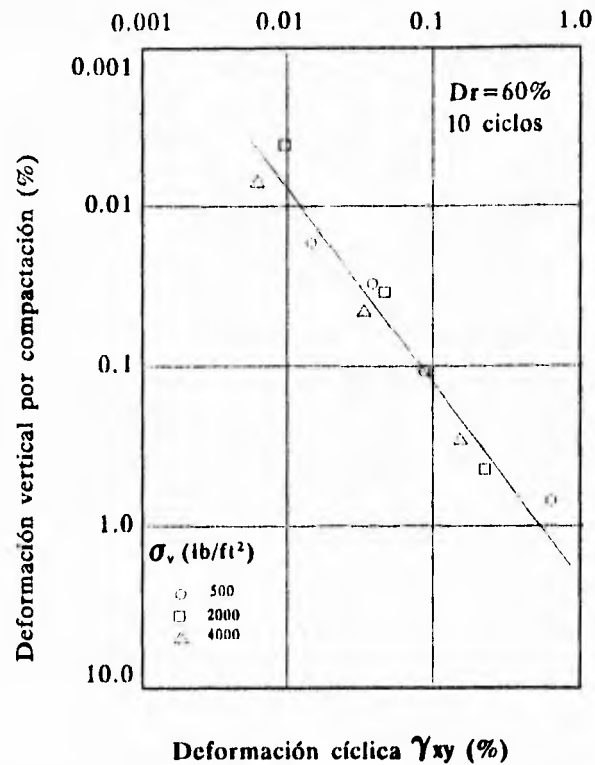


Fig. 2.6 Efecto del esfuerzo de confinamiento sobre los asentamientos inducidos en pruebas bajo deformación controlada (Silver y Seed, 1971)

Sin embargo, en el caso de un terraplén sometido a la acción de un sismo, el nivel de deformación inducido por las fuerzas de inercia, dependerá, entre otros factores, del esfuerzo de confinamiento al que se encuentre sometido un elemento de suelo de acuerdo a su ubicación. Un gran número de experimentos (pruebas de corte simple, de columna resonante, péndulo de torsión, etc.) han demostrado que la variación del módulo de rigidez con el esfuerzo de confinamiento puede ajustarse a una recta en una escala doble logarítmica (Fig. 2.7), de tal forma que

$$G = K \sigma^m$$

donde m es la pendiente de la relación G - σ y varía entre .5 y .7 para diferentes materiales.

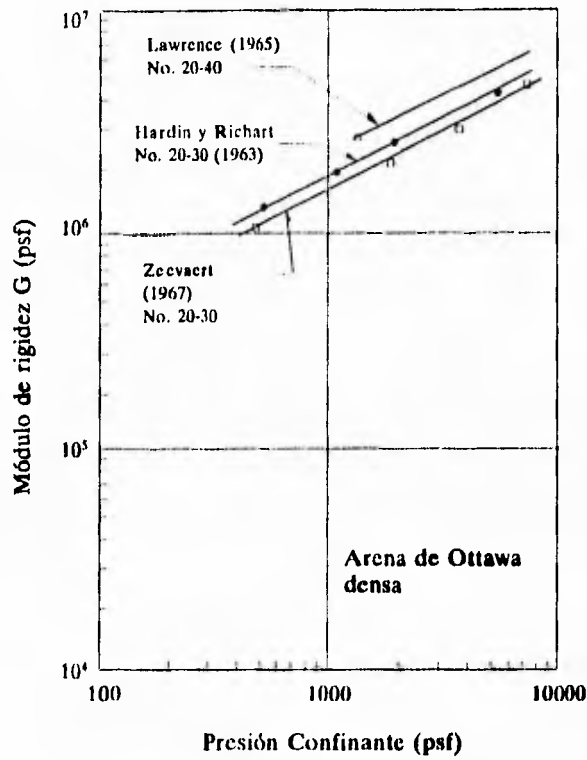


Fig. 2.7 Efecto del esfuerzo de confinamiento en el módulo de rigidez G (Silver y Seed, 1969)

De lo anterior se deduce que, a mayor esfuerzo de confinamiento el módulo de rigidez es mayor (Fig. 2.8) y, por lo tanto, las deformaciones inducidas serán menores.

Para tomar en cuenta dicho efecto, es común que los métodos simplificados para el análisis dinámico de terraplenes supongan una variación del módulo de rigidez proporcional a $z^{2/3}$, donde z es la distancia a partir de la superficie, logrando una mejor aproximación de la respuesta a las formas modales reales.

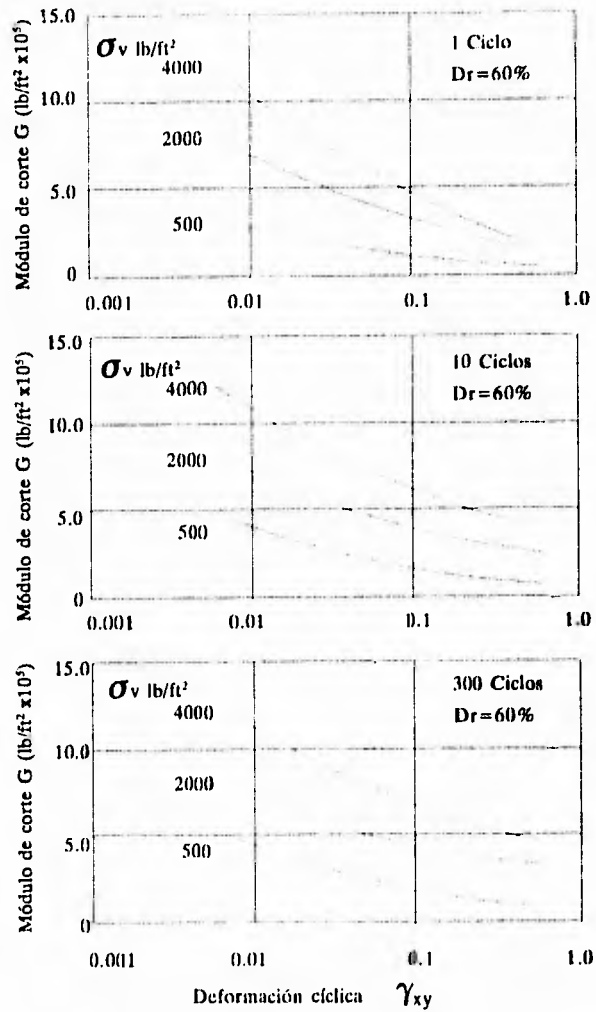


Fig. 2.8 Efecto del esfuerzo de confinamiento sobre el módulo de rigidez para diferentes amplitudes de deformación (Silver y Seed, 1969)

d) Densidad relativa.

En la figura (2.9) se puede observar la diferencia existente entre los asentamientos medidos en pruebas cíclicas realizadas sobre muestras con diferentes densidades relativas. Esto se atribuye al estado suelto de los materiales con densidades bajas y a la diferencia entre los módulos de rigidez correspondientes a las diferentes densidades (Fig. 2.10).

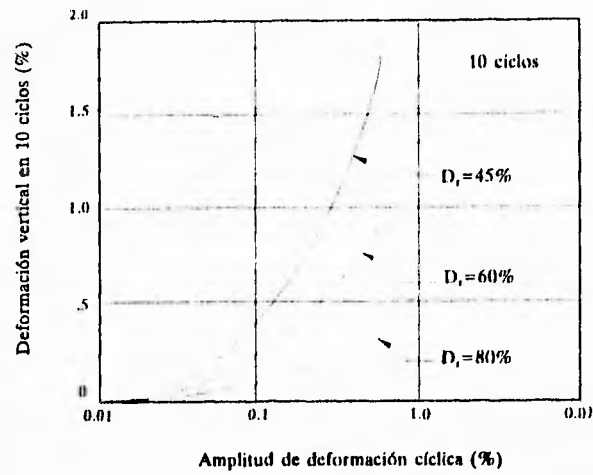


Fig. 2.9 Efecto de la densidad relativa sobre la deformación vertical (Silver y Seed, 1971)

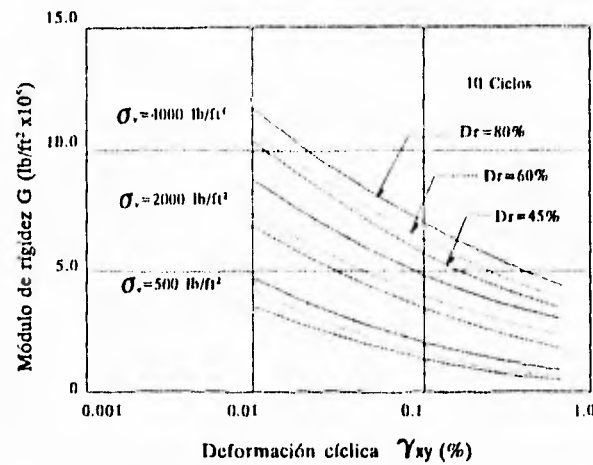


Fig. 2.10 Variación del módulo G con respecto a la densidad relativa (Silver y Seed, 1969)

En presas y terraplenes, la variación de los niveles de compactación alcanzados durante la colocación de los materiales y los posibles cambios de densidad que resultan de los eventos sucedidos en regiones altamente sísmicas, determinan la susceptibilidad de la estructura a presentar variaciones volumétricas ante excitaciones posteriores.

e) Tamaño y forma de las partículas.

El tamaño y forma de las partículas tiene un efecto significativo en el asentamiento inducido por una excitación en el depósito de suelo. Materiales gruesos producen mayores asentamientos que los materiales más finos. Esto se aprecia en la figura (2.11), en la que se relaciona la deformación volumétrica con los incrementos de presión de poro respecto a la presión de confinamiento, obtenidos en pruebas triaxiales cíclicas sobre muestras saturadas y diferentes tamaños de partículas en función del D_{50} .

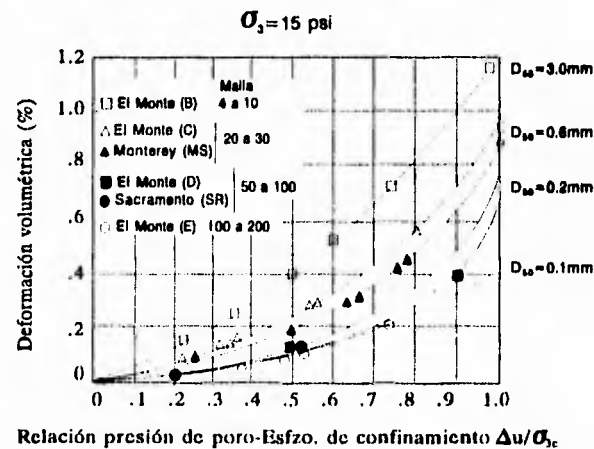
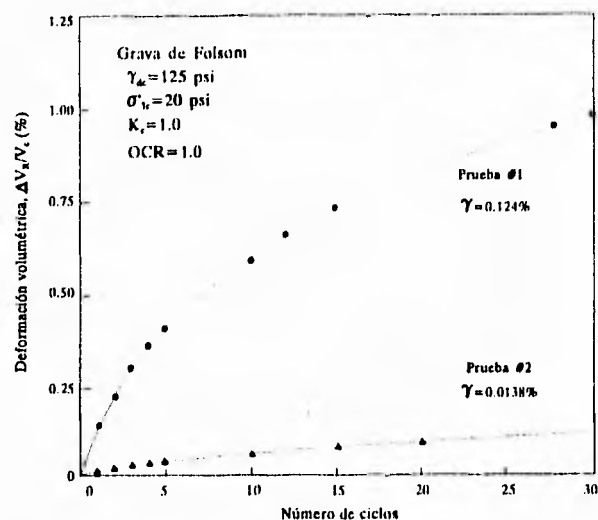


Fig. 2.11 Efecto del tamaño de las partículas sobre la deformación volumétrica (Lee y Albaisa, 1974)

En cuanto a la forma, las partículas más grandes tienden a ser más redondeadas, lo que facilita los desplazamientos relativos entre partículas, dando lugar a mayores asentamientos.

Es común que las presas de tierra y enrocamiento se construyan tomando en cuenta la zonificación de los diferentes materiales con el fin de impedir filtraciones a través del cuerpo de las mismas, por lo que la variación del tamaño de las partículas deberá ser considerado dentro de los métodos de análisis. Algunos resultados experimentales de pruebas dinámicas sobre gravas han sido publicados. Tal es el caso del trabajo de Hynes (1989), cuyos resultados son utilizados posteriormente para estimar las deformaciones volumétricas de un terraplén ante la acción de un sismo.



Deformaciones volumétricas en gravas. (Hynes, 1989)

II.2 Simulación de variables en los métodos analíticos

La evolución de los métodos de análisis y el mejor conocimiento del comportamiento de los suelos bajo sollicitaciones dinámicas, así como la disponibilidad de un mayor número de registros históricos y pruebas de vibración inducida con los cuales calibrar dichos métodos y teorías, han permitido evaluar la influencia de las diferentes variables en la respuesta dinámica de presas y terraplenes.

En general, la solución del problema requiere tener presentes los efectos y variables asociados a los siguientes tres factores fundamentales:

- la geometría del terraplén
- las propiedades de los materiales constitutivos
- las características de la excitación

Aún así, la complejidad del problema es evidente y la incertidumbre respecto a ciertas variables prevalece, lo que frecuentemente nos obliga a recurrir a hipótesis simplificadoras cuyo efecto sobre la respuesta total sea aceptable. A continuación se describe la forma en que estudios previos han afrontado el problema de la evaluación de la respuesta dinámica y de la predicción de desplazamientos permanentes en estructuras de tierra y enrocamiento, incluyendo la descripción de algunas de las variables que, de una u otra forma, se manifiestan en la respuesta, con el fin de proporcionar un criterio racional en cuanto a la formulación un método simplificado.

II.2.1 Geometría de la estructura.

Las características geométricas de la estructura son determinantes en la elección de un método de análisis. La distribución y el tipo de materiales de la sección, la estrechez y topografía del cañón y la altura de la presa son aspectos que invariablemente influyen en la respuesta dinámica y que deberán ser simulados en forma apropiada.

La disponibilidad de métodos unidimensionales, bidimensionales y tridimensionales implica la necesidad de conocer tanto sus bases teóricas e hipótesis, como sus alcances y restricciones. A continuación se presenta una

breve descripción de los métodos más comunes en el análisis dinámico de presas y terraplenes en lo que se refiere a la consideración del aspecto geométrico de los mismos, particularmente los métodos del elemento finito y de la viga de cortante.

Análisis tridimensionales

El método de elemento finito es sin duda el más utilizado en cuanto a la obtención de la respuesta dinámica de la estructura mediante su representación tridimensional.

Discretizando el cuerpo del terraplén por medio de elementos ensamblados en sus nodos, a cada uno de los cuales se asocian tres grados de libertad traslacionales, el método del elemento finito permite realizar análisis refinados incluyendo los efectos del cañón sobre la rigidez de la estructura, la relación entre las rigideces del cañón y de la estructura, las diferentes componentes del movimiento asincrónico de los puntos a lo largo de la interfaz cañón-estructura, la interacción con el embalse, la distribución de los diferentes materiales y sus respectivas relaciones constitutivas y propiedades, así como la obtención de frecuencias naturales y formas modales asociadas a un campo tridimensional de desplazamientos. En sí, el problema consiste en la solución simultánea del sistema de las ecuaciones que definen el equilibrio dinámico de cada uno de los elementos que componen el sistema, mediante la integración de matrices globales de masas, rigideces y fuerzas que acoplan los diferentes grados de libertad, logrando la continuidad del ensamble y la simulación de las condiciones de frontera.

No obstante los alcances del método, la simulación de la totalidad de las variables es aún inconveniente en cuanto al almacenamiento requerido y el tiempo de solución empleado, por lo que es común que su solución se restrinja a considerar un número determinado de ellas.

Un caso particular lo constituye el programa utilizado en el análisis de las presas El Infiernillo y La Villita en el capítulo IV. En éste, el problema se reduce a discretizar la mitad de la presa de acuerdo a un plano de simetría perpendicular al eje longitudinal (Fig. 2.12).

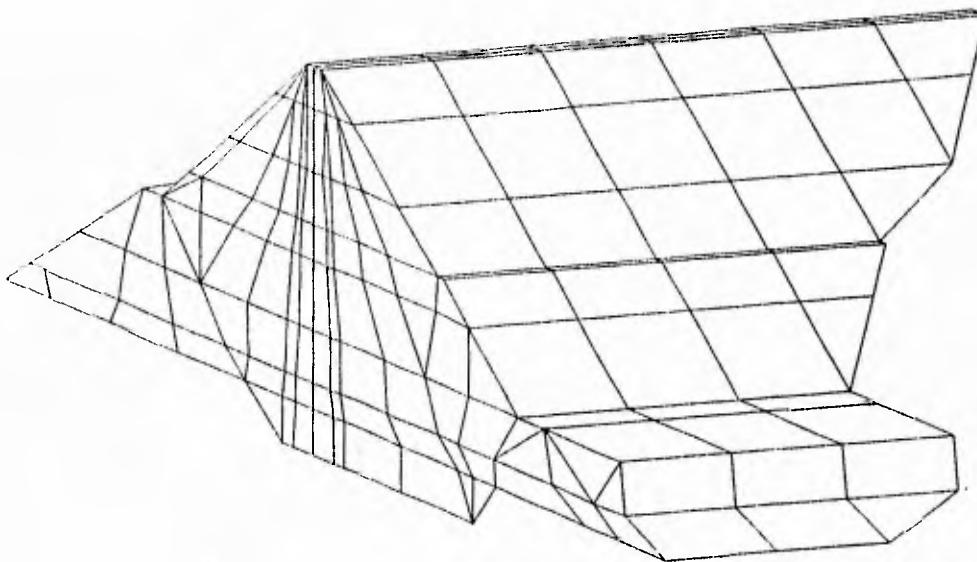


Fig. 2.12 Modelo tridimensional de elementos finitos.

El movimiento incidente se considera sincrónico a lo largo de la interfaz cañón estructura. El comportamiento no lineal de los materiales se logra en base al método lineal equivalente, mientras que el amortiguamiento de cada elemento se incluye en la determinación de los coeficientes complejos en la matriz de rigidez del sistema. De esta forma, partiendo de la integración convencional de las matrices globales de masas y rigideces, la ecuación de equilibrio dinámico del sistema es

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

donde

[M] matriz de masas

[K] matriz de rigideces

{U} vector de desplazamientos nodales respecto a la base

Y(t) historia de aceleraciones o excitación en la base

{r} vector que define la dirección de la excitación

La solución de la ecuación (2.1) en el dominio del tiempo requiere de un excesivo tiempo de cómputo. Por su parte, la solución en el dominio de la frecuencia no solo simplifica el proceso, sino que permite variar las propiedades de los materiales como función de las diferentes frecuencias que componen la respuesta.

Haciendo extensiva la representación de una función periódica por medio de la suma infinita de funciones armónicas (series de Fourier) al caso de una historia de aceleraciones para la cual el periodo es $T=N\Delta t$, donde N es el número de valores de aceleración y Δt es el intervalo de digitización de la señal, tenemos que

$$\ddot{Y}(t) = a_0 + \sum_{n=1}^{\infty} b_n \cos \omega_n + \sum_{n=1}^{\infty} a_n \text{sen} \omega_n \quad (2.2)$$

donde

$$a_0 = \int_0^T \ddot{Y}(t) dt \quad a_n = \frac{1}{T} \int_0^T \ddot{Y}(t) \text{sen}(\omega_n t) dt \quad b_n = \frac{1}{T} \int_0^T \ddot{Y}(t) \cos(\omega_n t) dt$$

son los coeficientes de Fourier.

Tomando en cuenta que, en el plano de los números complejos

$$e^{(\omega_n t)i} = \cos(\omega_n t) + i \text{sen}(\omega_n t)$$

$$e^{-(\omega_n t)i} = \cos(\omega_n t) - i \text{sen}(\omega_n t) \quad (2.3)$$

y resolviendo simultaneamente

$$\cos(\omega_n t) = \frac{1}{2}(e^{(\omega_n t)i} + e^{-(\omega_n t)i})$$

$$\text{sen}(\omega_n t) = -\frac{i}{2}(e^{(\omega_n t)i} - e^{-(\omega_n t)i}) \quad (2.4)$$

sustituyendo en (2.2) y simplificando

$$\ddot{Y}(t) = \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{T} \int_0^T \dot{Y}(t) e^{-(\omega_n t) i} dt \right) e^{(\omega_n t) i} + \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{T} \int_0^T \dot{Y}(t) e^{(\omega_n t) i} dt \right) e^{-(\omega_n t) i}$$

que también se puede expresar como

$$\ddot{Y}(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} \left(\frac{1}{T} \int_0^T \dot{Y}(t) e^{-(\omega_n t) i} dt \right) e^{(\omega_n t) i} \quad (2.5)$$

de donde se puede observar que la solución se compone de números complejos conjugados cuya componentes complejas se anulan.

Dado que los acelerogramas se definen en forma discreta, se requiere de un método de integración para el cálculo de los coeficientes. Usando un método de integración trapezoidal y considerando que las frecuencias de análisis se definen como

$$\omega_1 = \frac{2\pi}{N\Delta t} \quad \omega_n = \frac{2\pi}{N\Delta t} n \quad (\omega_n t) i = \left(\frac{2\pi n m}{N} \right) i$$

se obtiene

$$P_n = \frac{1}{T} \int_0^T \dot{Y}(t) e^{-(\omega_n t) i} dt \approx \frac{2}{N\Delta t} \sum_{m=1}^{N-1} \dot{Y}(t) e^{-\left(\frac{2\pi n m}{N}\right) i} \Delta t \quad (2.6)$$

donde $t = m\Delta t$

En el caso de sismos se ha observado que el contenido de frecuencias puede considerarse comprendido entre los rangos

$$\omega_1 \leq \omega \leq \omega \left(\frac{N}{2} \right)$$

Tomando en cuenta lo anterior y sustituyendo (2.6) en (2.5), la ecuación de equilibrio en el dominio de la frecuencia es

$$[M]\{\ddot{U}\} + [K]\{U\} = -[M]\{r\} \sum_{n=-\frac{N}{2}}^{\frac{N}{2}} P_n e^{(\omega_n t) i} \quad (2.7)$$

La solución puede ser expresada también como una suma de funciones armónicas

$$\{U\} = \sum_{n=-\frac{N}{2}}^{\frac{N}{2}} \{U_s\} e^{(\omega_n t)} \quad (2.8)$$

donde $\{U_s\}$ es el vector de amplitudes de las series armónicas. Reemplazando $\{U_s\}$ por $\{A_s\}P_n$, es decir, expresando la respuesta como función de los coeficientes correspondientes a las series armónicas que componen la excitación (P_n), y sustituyendo en (2.7) se obtiene

$$[M](-\omega_n^2) \sum_{n=-\frac{N}{2}}^{\frac{N}{2}} \{A_s\} P_n e^{(\omega_n t)} + [K] \sum_{n=-\frac{N}{2}}^{\frac{N}{2}} \{A_s\} P_n e^{(\omega_n t)} = -[M]\{r\} \sum_{n=-\frac{N}{2}}^{\frac{N}{2}} P_n e^{(\omega_n t)}$$

y simplificando

$$([K] - \omega_n^2 [M])\{A_s\} = -[M]\{r\} \quad (2.9)$$

ecuación que representa un sistema de ecuaciones cuya solución (A_s y por lo tanto U_s) para un número determinado de frecuencias, constituye la respuesta del sistema de elementos finitos una vez que los valores de $\{U_s\}$ se sustituyen en la ecuación (2.8).

La solución descrita constituye una de las formas más simples para resolver el problema tridimensional. Como se mencionó anteriormente, el considerar en el análisis el efecto de los posibles incrementos de presión de poro, la interacción con el embalse, el comportamiento elastoplástico de los materiales, etc., aumenta considerablemente el tiempo de solución y el almacenamiento requerido.

En general, los métodos tridimensionales son indispensables toda vez que las características del cañón impiden suponer un movimiento sincrónico en su interfase con la estructura, o bien, que su estrechez contribuye a la rigidez de la estructura, principalmente cuando su relación largo de la cresta-altura de la presa (L/H) es menor que 4, en cuyo caso se ha observado un aumento de las aceleraciones en los niveles superiores del terraplén y la consecuente reducción de los periodos de vibración.

Análisis bidimensionales

Bajo solicitaciones dinámicas, todo elemento dentro de la presa se encuentra sometido tanto a esfuerzos y deformaciones por cortante, como a esfuerzos y deformaciones normales en tres dimensiones, resultado de la reflexión de las ondas sobre los taludes de la estructura y la influencia del perfil topográfico del cañón. Sin embargo, en los casos en los que la relación largo de la cresta-altura del terraplén (L/H) es considerable, (aproximadamente $L/H > 6$) la hipótesis del estado plano de deformaciones es aceptable, es decir, el método tridimensional de elementos finitos puede limitarse a considerar el terraplén como infinitamente largo, conservando dos grados de libertad translacionales asociados al plano de análisis transversal y sometido a un movimiento transversal y vertical de su base.



Fig. 2.13 Modelo bidimensional de elementos finitos

Estudios comparativos han demostrado que los análisis bidimensionales subestiman las frecuencias fundamentales de vibración en aproximadamente 10% en comparación con métodos tridimensionales en relaciones de L/H mayores a seis en que las deformaciones se encuentran definidas por 3 componentes de desplazamiento. Los estudios de Gazetas, Mejía y Prevost sobre terraplenes cuya altura varía entre 43 y 229 m sometidos a excitaciones de magnitudes entre 5.5 y 6.5, frecuencias predominantes de 2.5 y 6.5 Hz y aceleraciones máximas entre .6 y 1.2g, coinciden en que el método bidimensional sobrestima los esfuerzos y deformaciones con respecto a los valores tridimensionales, especialmente cerca de la base de la estructura, lo que comprueba el efecto de la rigidez del cañón sobre la respuesta. No obstante, los valores se mantienen dentro de un 20% de aproximación.

En cuanto a las historias de aceleraciones, se ha observado que toda vez que el primer modo natural de vibración es predominante, los valores obtenidos mediante uno y otro método son aproximados. La participación de modos superiores de vibración en la respuesta tridimensional, normalmente subestimados por parte del análisis bidimensional, puede asociarse tanto a la inhomogeneidad y asimetría de la presa como a las características de la excitación, que requieren de la participación de las tres componentes en la determinación del campo de desplazamientos. En presas modernas, los niveles de compactación inducidos y la distribución adecuada de los materiales pueden reducir notablemente la influencia de modos superiores en la respuesta, por lo que las historias de aceleraciones obtenidas entre ambos métodos son aceptablemente aproximadas.

Es factible que en el caso de relaciones L/H menores a 4 o niveles de aceleración muy altos de la excitación (1.2g y magnitudes de 6.5), los valores obtenidos en forma bidimensional en cuanto a aceleraciones, esfuerzos y periodos de vibración, dejen de ser semejantes a los valores calculados mediante métodos tridimensionales.

Análisis unidimensional

Inicialmente empleado en la obtención de coeficientes sísmicos asociados a los valores de aceleración máxima calculados a diferentes niveles de la sección, con el fin de evaluar, mediante un análisis pseudostático de estabilidad convencional, la estabilidad de los taludes ante una excitación sísmica, el método de la viga de cortante es el más común dentro de los métodos unidimensionales. En éste, el terraplén se idealiza como una sección triangular formada por dovelas horizontales de espesor diferencial.

En el planteamiento del método, se considera que

- las deformaciones por flexión son despreciables en comparación con las asociadas a corte simple, por lo que solamente se presentan desplazamientos y deformaciones por corte sobre planos horizontales.
- los desplazamientos y los esfuerzos y deformaciones por cortante se encuentran distribuidos uniformemente a lo largo de planos horizontales dentro de la sección.

De esta forma, el problema se reduce a la obtención de la respuesta de un sistema de n grados de libertad asociados a los desplazamientos relativos a la base de los diferentes niveles de la sección. Si se considera que el terraplén se encuentra sometido a una excitación en la base (Fig. 2.14), y planteando la ecuación de equilibrio correspondiente a una de las dovelas, de acuerdo a la geometría de la figura

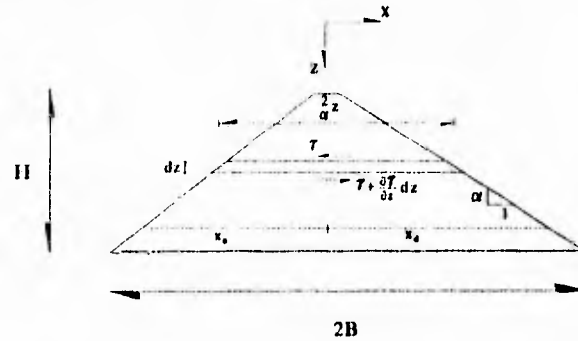


Fig. 2.14 Viga de cortante

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(\tau(z,t) \frac{2}{\alpha} z \right) dz = \rho \left(\frac{\partial^2}{\partial t^2} u_x(z,t) \right) \frac{2}{\alpha} z dz \quad (2.10)$$

donde

- u_x = desplazamiento horizontal de la dovela
- τ = esfuerzo cortante en el nivel z
- ρ = densidad del material

Algunos autores (Gazetas, 1987) proponen tomar en cuenta la variación de la rigidez de acuerdo al esfuerzo de confinamiento en cada punto de un plano horizontal. Para ésto, reescribiendo la ecuación (2.10) en términos del módulo de rigidez y de la deformación angular

$$\frac{\partial}{\partial z} \left(G z \frac{\partial}{\partial z} u_x(z,t) \right) \frac{2}{\alpha} dz = \rho \left(\frac{\partial^2}{\partial t^2} u_x(z,t) \right) \frac{2}{\alpha} z dz \quad (2.11)$$

donde el módulo de rigidez asociado al plano de análisis, G , se obtiene como el módulo de rigidez promedio

$$G(z) = \frac{1}{x_u + x_d} \int_{-x_u}^{x_d} G(x,z) dx$$

Conocido el módulo de rigidez asociado al plano, derivando el producto de funciones y simplificando la ecuación (2.11), obtenemos

$$\rho \left(\frac{\partial^2}{\partial t^2} u_x(z,t) \right) = G \left(\frac{\partial^2}{\partial z^2} u_x(z,t) + \frac{1}{z} \frac{\partial}{\partial z} u_x(z,t) \right) \quad (2.12)$$

ecuación cuya respuesta puede obtenerse por medio de la solución a la ecuación de transmisión de ondas de corte, o bien, mediante la superposición de los modos naturales de vibración de la viga, en cuyo caso

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

donde

- J_0 Función de Bessel de primera clase y orden cero
- β Parámetro que define las frecuencias naturales
- A_n y B_n constantes de condiciones iniciales

Cualquiera que sea el método de solución adoptado, es posible determinar las frecuencias naturales de vibración de la estructura y las formas modales asociadas, así como las historias de esfuerzos, deformaciones y aceleraciones promedio correspondientes a los diferentes niveles.

Como se mencionó anteriormente, tomando en cuenta la variación del módulo de rigidez con respecto al esfuerzo de confinamiento, los resultados obtenidos por medio del método de la viga de corte en cuanto a frecuencias naturales de vibración, desplazamientos modales y nivel de esfuerzos, pueden ser considerados como una buena aproximación respecto a los obtenidos por medio de métodos bidimensionales e incluso tridimensionales.

Estudios previos (Gazetas, 1987) han demostrado que, en el caso de secciones homogéneas, la distribución de deformaciones calculadas sobre planos horizontales mediante métodos tridimensionales es prácticamente uniforme y es únicamente en las zonas cercanas a los taludes en las que la variación del esfuerzo tiende a cero. En el caso de secciones provistas de núcleos impermeables y materiales distribuidos, son los esfuerzos los que se distribuyen en forma uniforme en secciones horizontales, por lo que las hipótesis del método pueden constituir una buena aproximación desde un punto de vista práctico.

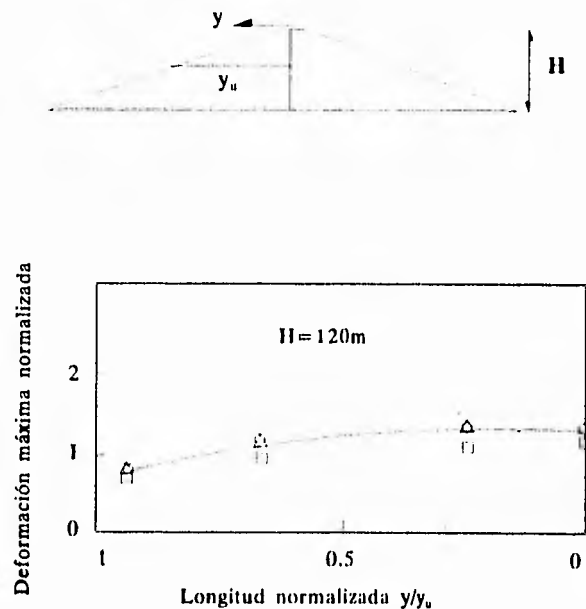


Fig. 2.15 Distribución de deformaciones sobre planos horizontales en secciones homogéneas (Gazetas, 1987)

Los resultados de Vrymoed y Calzascia (1978) demuestran la aproximación de los niveles de esfuerzo y las aceleraciones máximas obtenidos por medio de análisis dinámicos bidimensionales de elementos finitos (QUAD4) y análisis unidimensionales de propagación de ondas de corte (SAHKE) en los que las presas se idealizan por medio de columnas.

En cuanto a los formas modales calculadas, generalmente los análisis unidimensionales subestiman los periodos fundamentales correspondientes a los análisis bidimensionales en aproximadamente un 10 o 20%, dependiendo de la geometría del cañón y la relación L/H . Esto se debe a que los métodos unidimensionales suprimen la participación de la componente vertical de deformación.

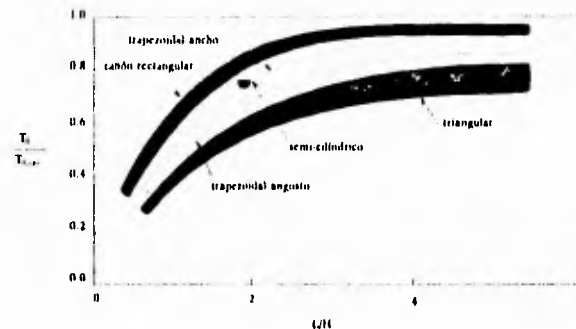


Fig. 2.16 Comparación de los periodos fundamentales calculados por medio de un métodos bidimensional de elemento finito y el unidimensional (Gazetas, 1987)

II.2.2 Relaciones constitutivas de los suelos

Se entiende por relaciones constitutivas las relaciones existentes entre los esfuerzos, las deformaciones y el tiempo, correspondientes al comportamiento de los materiales.

La definición adecuada de dichas relaciones por medio de modelos teóricos o aproximados incluidos en un método analítico es, como se mencionó, de gran importancia en la simulación de la respuesta de un sistema sometido tanto a cargas internas como externas.

Las relaciones constitutivas de los suelos bajo carga cíclica obedecen a un comportamiento histerético no lineal, es decir, presentan una disipación de energía de deformación entre ciclos consecutivos de carga y descarga sin que exista una relación constante entre los diferentes niveles de esfuerzo y deformación.



Fig. 2.17 Comportamiento histerético no lineal

Dicho comportamiento puede ser reproducido ya sea haciendo uso de las teorías de la elasticidad, plasticidad o viscosidad así como sus efectos combinados, o bien, por medio de funciones numéricas aproximadas a las relaciones esfuerzo deformación descritas en puebas cíclicas.

Formulaciones teoricas de las relaciones constitutivas.

La respuesta de estructuras de tierra y enrocamiento sometidas a excitaciones sísmicas se encuentra definida por cuatro componentes de deformación de sus materiales constitutivos :

- una elástica o recuperable
- una residual o plástica debida al comportamiento histerético
- la debida a fuerzas gravitacionales en los casos en los que el incremento de la presión de poro reduce la rigidez de la estructura
- la asociada a la consolidación una vez que la presión de poro ha sido disipada o, en el caso de materiales no saturados, la debida a cambios volumétricos.

Cualquiera que sea el método de análisis, la deformación elástica se obtiene en base a las ecuaciones derivadas de la teoría de la elasticidad en medios isotrópicos.

La complejidad y diversidad de los diferentes planteamientos reside en la forma en que determinan la componente plástica de deformación (métodos elastoplásticos), así como las consideraciones que hacen sobre los efectos asociados a los incrementos de presión de poro (métodos en esfuerzos totales o efectivos) y cambios volumétricos.

Métodos elastoplásticos de deformación

La mayoría de los métodos incrementales de plasticidad asumen que la deformación total se encuentra compuesta por una componente elástica lineal y una componente plástica o no recuperable de deformación.

$$\epsilon_t = \epsilon_e + \epsilon_p$$

El estado de esfuerzos de un elemento de suelo se puede representar en un espacio tridimensional de esfuerzos en el que los estados elásticos y plásticos de deformación se encuentran definidos por una superficie de fluencia, misma que forma el límite entre las deformaciones elásticas y las plásticas.

Una vez que el nivel de esfuerzo alcanza la superficie de fluencia, el material se plastifica de acuerdo a una "regla de fluencia", la cual definirá tanto la magnitud de los incrementos de deformación como la dirección de los mismos durante la etapa de carga. Más aún, al presentarse la fluencia del material, la superficie de fluencia debe de ser redefinida o reubicada en el espacio tridimensional de esfuerzos de tal forma que se tomen en cuenta los efectos asociados a los niveles de esfuerzo y a la rigidización o degradación del material como función del número de ciclos de carga al que es sometido.

Algunos resultados (Scott, 1985) han demostrado que la eficiencia en la predicción de las deformaciones permanentes y las relaciones esfuerzo-deformación, depende en gran medida de la trayectorias de esfuerzos utilizadas para calibrar los modelos. La incertidumbre en la definición de las formas y ubicación de las superficies de fluencia en el espacio, de las características de las reglas de flujo y el efecto de la rigidización correspondientes a trayectorias de esfuerzo cíclicas, provocan que dichos modelos dependan en general de un número considerable de parámetros o bien, que las relaciones existentes entre las diferentes variables sean extremadamente complejas. Por otra parte, la integración de dichos modelos a los análisis de elementos finitos requiere de la capacidad de almacenamiento adecuada para poder dar seguimiento a las trayectoria de esfuerzo

en cada uno de los elementos.

Métodos en esfuerzos totales y en esfuerzos efectivos.

En el caso de materiales saturados, los incrementos de presión de poro producidos por la excitación pueden clasificarse como transitorios y residuales. Transitorios son aquellos que resultan de la variación temporal de los esfuerzos normales o componente isotrópica del tensor de esfuerzos. Por su parte, los residuales son el resultado de las deformaciones permanentes inducidas por los esfuerzos desviadores sobre la estructura del material. A diferencia de las primeras, las presiones de poro residuales prevalecen hasta no ser disipadas y, por lo tanto, ejercen una gran influencia sobre la resistencia y la rigidez del material. Dependiendo del potencial de deformación del material y de la magnitud de la excitación, el efecto de la presión de poro puede o no ser significativo en la respuesta del sistema.

Un análisis en esfuerzos efectivos considera el acoplamiento entre ambas fase del material. Ya sea que el medio sea considerado como un material bifásico y que se resuelvan en forma simultánea las ecuaciones correspondientes al equilibrio de esfuerzos y al flujo del agua con respecto a la fase sólida (flujo en medios porosos), permitiendo la evaluación directa de las presiones de poro y de los esfuerzos intergranulares (método acoplado), o bien, que simplemente se establezcan relaciones aproximadas entre las deformaciones obtenidas en pruebas cíclicas drenadas con respecto a los incrementos de presión que se presentarían en pruebas no drenadas para posteriormente resolver las ecuaciones de equilibrio dinámico tomando en cuenta las debidas variaciones en los estados de esfuerzos, los métodos en esfuerzos efectivos son capaces de reproducir la componente residual de la presión de poro generada durante la excitación (los métodos efectivos acoplados permiten obtener ambas componentes) y de tomar en cuenta los efectos de ésta sobre la rigidez instantánea de la estructura del suelo, lo cual, si se integrara a un método elastoplástico, se vería reflejado en la determinación de las superficies de fluencia y las reglas de flujo y de rigidización de los modelos.

Por su parte, los métodos de análisis en esfuerzos totales desprecian la naturaleza bifásica del suelo y por lo tanto son incapaces de predecir los incrementos de presión de poro.

Aproximaciones de las relaciones constitutivas por medio de funciones numéricas

En forma simple, la posibilidad de aproximar las relaciones constitutivas correspondientes a muestras de materiales granulares sometidas a pruebas triaxiales de compresión y cíclicas, mediante funciones analíticas de tipo parabólico, hiperbólico, "splines" o polinomiales, ha hecho posible la incorporación de éstas al cálculo de los estados de esfuerzos y deformaciones inducidos en la estructura.

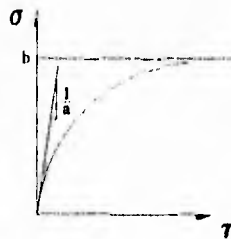


Fig. 2.18 Función hiperbólica

En el caso particular de las funciones hiperbólicas, éstas han sido utilizadas en innumerables ocasiones para simular las diferentes etapas de construcción del terraplén así como para definir la curva esqueleto de una prueba cíclica en función de dos parámetros (*a* y *b*) (Fig. 2.18), esto es

$$\sigma = \frac{e}{b+ae}$$

expresión a partir de la cual se puede obtener el modulo tangente correspondiente a cualquier nivel de esfuerzo o deformación y extender la curva esqueleto a la aplicación sucesiva de varios ciclos de carga mediante los criterios Masing.

Otra forma de aproximar las curvas de carga y descarga de una prueba cíclica es mediante las funciones no lineales del tipo Ramberg-Osgood.

$$\frac{e-e_0}{2\epsilon_y} = \frac{\sigma-\sigma_0}{2\sigma_y} + \alpha \left| \frac{\sigma-\sigma_0}{2\sigma_y} \right|^r \quad (\text{carga y recarga})$$

$$\frac{e}{\epsilon_y} = \frac{\sigma}{\sigma_y} + \alpha \left| \frac{\sigma}{\sigma_y} \right|^r \quad (\text{curva virgen})$$

donde los parámetros α y r se obtienen experimentalmente, con la ventaja de que ambos definen el punto de intersección entre la curva de recarga y la curva virgen.

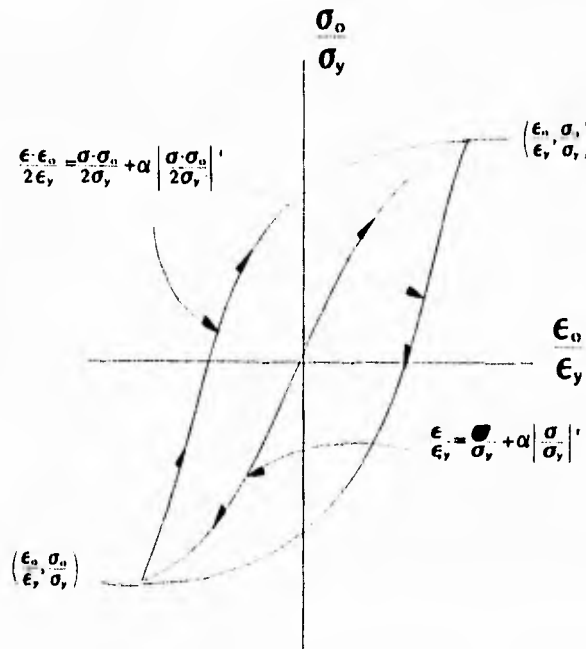


Fig. 2.19 Modelo de Ramberg-Osgood

Método lineal Equivalente

En ocasiones, el nivel de deformaciones inducido en el suelo genera efectos no lineales. El método lineal equivalente consiste en aproximar la solución no lineal mediante un método lineal de tal forma que los valores del módulo de rigidez y el amortiguamiento correspondan a los valores de deformación efectiva inducidos en cada elemento que conforma al sistema.

Partiendo de una estimación del módulo de rigidez y del amortiguamiento, el sistema se analiza usando dichas propiedades. Una vez obtenida la historia de deformaciones correspondiente a cada uno de los elementos, se verifica la compatibilidad de los parámetros iniciales con el valor de deformación efectiva de acuerdo a las curvas $G-\gamma$ y $\lambda-\gamma$ obtenidas para los diferentes materiales que componen la estructura.

De no verificarse la compatibilidad, tanto el módulo de rigidez como el amortiguamiento se actualizan conforme a las curvas y se procede a realizar una segunda iteración, repitiéndose el proceso hasta que la convergencia es alcanzada de acuerdo a una tolerancia. Es común que el valor de la deformación efectiva se obtenga como

$$\gamma_{eff} = .65|\gamma_{max}|$$

De los estudios realizados sobre varias presas de tierra y enrocamiento se ha demostrado que, con el uso de propiedades adecuadas de los materiales, el método predice la respuesta en forma razonable.

II.2.3 Características de la excitación.

Una historia de aceleraciones puede expresarse como una serie o combinación de componentes armónicos de amplitudes y frecuencias variables. La distribución de las frecuencias en dicha señal constituye un parámetro fundamental en la respuesta del terraplén.

La distribución y grado de compactación de los diferentes materiales en la sección y la geometría de la misma, definen periodos de vibración fundamentales que, en caso de coincidir con las frecuencias predominantes de la excitación, resultan en la amplificación de la respuesta de la estructura. Dado que la amplificación influye directamente en el comportamiento de los materiales ante los mayores niveles de esfuerzos y deformaciones inducidos, poniendo en riesgo la seguridad global de la estructura, es preciso que en todo análisis dinámico de un terraplén se definan en forma previa las características apropiadas de la excitación de acuerdo a los depósitos aluviales subyacentes o a la roca de la cimentación y a la sismicidad de la zona en lo que se refiere a las distancias focales y orígenes de las fallas de la corteza terrestre. A este respecto, las presas instrumentadas han permitido el uso de los sismos registrados para calibrar los métodos de análisis implementados mediante comparaciones entre las funciones de amplificación medidas y calculadas.

Por otra parte, el movimiento en la interfase cañón-terraplén no es estrictamente sincrónico y las ondas no se transmiten en forma perpendicular a la base del cañón como se asume convencionalmente al definir un sismo de diseño o de análisis. Los desplazamientos de la estructura dependerán de la interferencia entre ondas transmitidas a través de la base y las paredes del cañón y que se reflejan y se refractan en las fronteras del mismo, por lo que flexibilidad del cañón puede ser un factor importante en cuanto a los niveles de amplificación

que pudieran presentarse en la estructura.

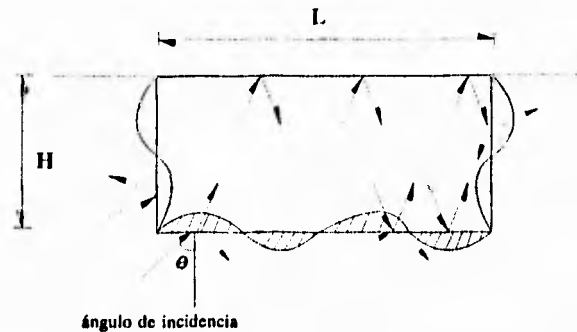


Fig. 2.20 Interferencia de ondas en la interfaz cañón-estructura (Dakoulas y Hashmi, 1991)

Un análisis minucioso puede a la vez considerar el efecto del ángulo de incidencia de la excitación sobre el valor máximo y la variación espacial de la amplificación dentro del cuerpo del terraplén por la propagación tridimensional de las ondas sísmicas. En general, el nivel de amplificación depende de las relaciones entre las velocidades de onda entre el cañón y el terraplén, la geometría o relación largo ancho del cañón, la relación entre las densidades de los materiales en la interfase y el amortiguamiento (Fig. 2.21).

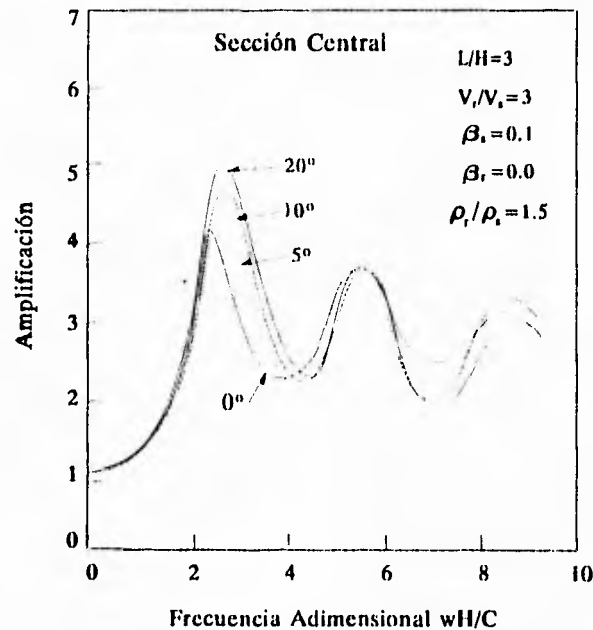


Fig. 2.21 Efecto del ángulo de incidencia de la excitación (Dakoulas y Hashmi, 1991)

Como puede observarse, la simulación simultánea de la totalidad de las variables en un análisis, se encuentra aún lejos de ser alcanzada. La disponibilidad de los medios para dar solución a problemas complejos, ha hecho posible la incursión de la investigación en aspectos cuya influencia en la respuesta podría ser considerada como secundaria, sobre todo en etapas iniciales del diseño de presas y terraplenes.

II.3 Métodos para el cálculo de desplazamientos inducidos por sismo en terraplenes y presas de tierra y enrocamiento

En sus orígenes, los métodos de diseño y evaluación de la seguridad de terraplenes ante los posibles efectos de un sismo, ignoraban la flexibilidad de la estructura, es decir, la consideraban como un cuerpo rígido. Los taludes eran sometidos a análisis de estabilidad incluyendo la acción de fuerzas pseudoestáticas equivalentes a la aceleración registrada al pie de la misma. Más tarde, los estudios dinámicos unidimensionales practicados por Monobe en 1936, marcaron el principio del desarrollo de una serie de métodos que, reconociendo la variación de la respuesta en el cuerpo del terraplén, obtuvieron coeficientes sísmicos acordes a la distribución de aceleraciones calculadas con respecto a la altura de la presa.

El carácter transitorio de los pulsos de aceleración inducidos en un registro sísmico, hacía pensar que la seguridad de la presa no podía asociarse exclusivamente a la inestabilidad momentánea del talud. Era claro que un desplazamiento permanente no implicaría la falla de la estructura, por el contrario, la evaluación de la seguridad podría determinarse en función de los desplazamientos permanentes inducidos por el sismo sobre una masa potencial de falla. Dicho criterio constituye el principio de diferentes métodos que hasta hoy se han desarrollado. A continuación se presentan algunos de ellos.

a) Método de Newmark.

El método de N.M. Newmark consiste en obtener aproximaciones de los desplazamientos producidos por sismo en terraplenes, a partir de una superficie de falla crítica.

En 1965, Newmark reconoce el efecto de las diferentes características del suelo y de la excitación en las respuestas obtenidas en terraplenes sometidos a excitaciones dinámicas (pérdida de resistencia en suelos no cohesivos de baja densidad relativa por incremento de la presión hidrostática o simplemente por remoldeo, presencia de depósitos de suelo blando de extensión y profundidad considerable, variación en el contenido de frecuencias en la señal, comportamiento no lineal de los materiales, etc.), y adopta un modelo rígido plástico de resistencia al análisis del movimiento relativo de cuerpos rígidos sobre superficies potenciales de falla, tanto por la sencillez que éste representa, como por la semejanza observada de la configuración de distintas presas que han sufrido daños ante sismos, con la producida por una serie de deslizamientos a lo largo de diferentes superficies definidas tanto aguas arriba como aguas abajo de la sección, dando lugar a un asentamiento al nivel de la cresta.

Newmark define los siguientes tipos principales de movimientos en el caso de presas de tierra y enrocamiento y terraplenes:

- Deslizamiento de un bloque o cuña, aguas arriba o abajo de la sección, sea sobre una superficie circular o plana (Figs. 2.22a y 2.22b)
- Movimiento de la presa como bloque sobre una superficie horizontal (Fig. 2.22c)
- Movimientos relativos en la presa o la cimentación que originan agrietamientos y deformaciones por tensión.

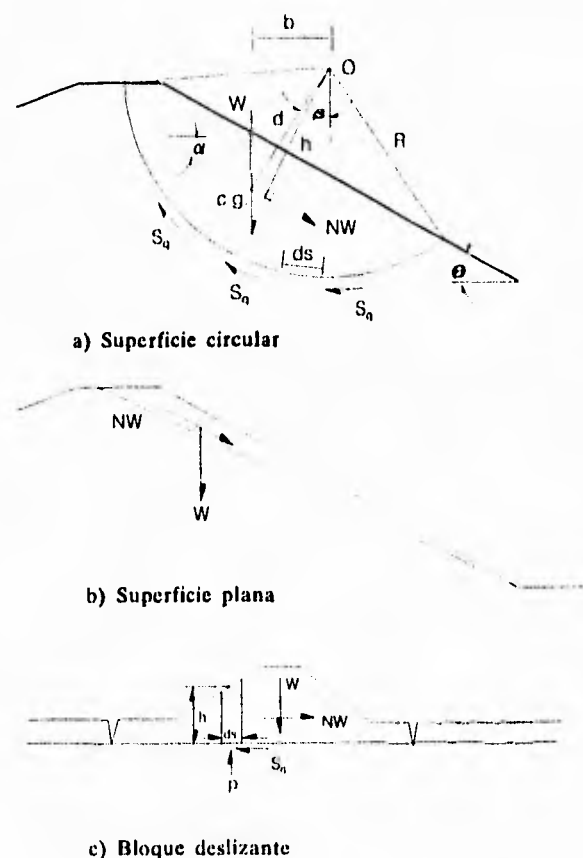


Fig. 2.22 Tipos de falla (Newmark, 1965)

En cuanto a los dos primeros, la resistencia al deslizamiento se define como la fuerza que actúa en el centro de gravedad de la masa en la dirección más desfavorable y cuya magnitud supera ligeramente la correspondiente a las fuerzas estabilizadoras induciendo, por lo tanto, un movimiento del cuerpo. De esta forma, expresando la resistencia como fracción del peso del cuerpo deslizante NW , se tiene que Ng (donde g es la aceleración de la gravedad), representa la aceleración necesaria que, de actuar en la dirección apropiada, superará la resistencia al deslizamiento del elemento.

En el análisis, Newmark conviene en utilizar el parámetro N (resistencia que puede ser función del nivel de deformación, tiempo, tipo de material, etc.) y compararlo con un parámetro a o medida de la aceleración que actúa sobre el elemento. En otras palabras, el valor NW corresponde a la fuerza de resistencia al desplazamiento mientras que aW es la fuerza inducida por una aceleración ag . Por su parte, la determinación del valor N deberá estar asociada a las propiedades dinámicas del material así como, en el caso de una superficie de falla no circular, deberá tomar en cuenta la variación de la resistencia debida a la distorsión de la misma masa deslizante. Analizando la superficie de falla circular (Fig. 2.22a) se observa que para valores de aceleraciones menores a Ng , no se presentará desplazamiento alguno. En el caso de una aceleración arbitraria $N'g$, se puede definir un

factor de seguridad dinámico FS' el cual será igual a 1 siempre que $N'=N$, esto es :

$$FS' = \frac{R \sum s_q ds}{R \sum \tau ds + N'Wh} \quad (2.13)$$

donde $\sum S_q ds$

representa las fuerzas resistentes, y

$$\sum \tau ds$$

las fuerzas de corte inducidas sobre la superficie de falla por el peso del cuerpo.

Cuando $N'=N$ (movimiento inminente) tenemos que

$$R \sum s_q ds = R \sum \tau ds + NWh \quad (2.14)$$

En el caso general (Ec. 2.13) se puede establecer la siguiente relación

$$R \sum s_q ds = FS' (Wb + N'Wh) \quad (2.15)$$

donde

$$Wb = R \sum \tau ds$$

por lo tanto, igualando (2.14) y (2.15)

$$N = N'(FS') + \frac{b}{h}(FS'-1)$$

que es el factor de la resistencia al giro.

Aplicando el valor obtenido al análisis de la resistencia rígido-plástica de un bloque deslizando sometido a un pulso de aceleración de duración t_0 , el cuerpo permanecerá en reposo siempre y cuando la aceleración no exceda el valor de Ng . En el caso de ser excedido, el desplazamiento resultante puede ser cuantificado mediante la doble integración de los diagramas de aceleraciones (Fig. 2.23),

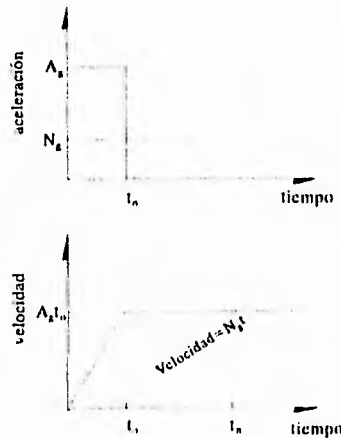


Fig. 2.23 Respuesta a un pulso rectangular de aceleración (Newmark, 1965)

donde t_n es el tiempo para el que las velocidades coinciden, es decir el cuerpo alcanza un estado de reposo. Por la integración del diagrama de velocidades, el desplazamiento final será

$$u_n = \frac{1}{2} V t_n - \frac{1}{2} V t_0$$

donde si

$$t_0 = t_n \frac{N}{A} \quad y \quad t_n = \frac{V}{Ng}$$

se obtiene

$$u_n = \frac{V^2}{2gN} \left(1 - \frac{N}{A}\right)$$

expresión que puede ser utilizada para el análisis de presas tomando en cuenta que el deslizamiento de una cuña se presentará exclusivamente cuesta-abajo, dando lugar a asentamientos de la corona de la misma.

Finalmente, el cálculo de los desplazamientos inducidos por un sismo implicaría:

- la determinación de la excitación en el terreno
- la obtención del número de pulsos representativos o equivalentes
- la determinación de la resistencia del cuerpo deslizante

La desventaja principal del método se encuentra en que las deformaciones se encuentran desacopladas de las aceleraciones inducidas, es decir, el cálculo de los desplazamientos se obtiene mediante un procedimiento de doble integración una vez que se ha comparado el nivel de aceleración con el de la aceleración de fluencia. En lo posterior se describirán métodos basados en la ecuación de equilibrio dinámico del cuerpo deslizante permitiendo la integración simultánea de las velocidades y los desplazamientos a partir de un esquema de

interpolación lineal.

b) Método de Sarma.

El método de Newmark demostró proporcionar resultados aproximados para el caso de materiales friccionantes secos o saturados y densos, así como en arcillas compactadas en que la resistencia a la fluencia podía ser determinada en forma confiable y no variaba en función del tiempo, o bien, en el caso en que el valor de N considerara el nivel de deformación acumulada. Igualmente, prevaleció la convicción de expresar la seguridad de una presa en términos de los desplazamientos relativos que pudieran presentarse y no de los factores de seguridad convencionales.

S.K. Sarma destaca la influencia sobre el comportamiento de un terraplén de las fuerzas de inercia generadas al presentarse un sismo y del incremento de la presión de poro durante el mismo. Es por esto que propone usar el método de Newmark (basado en el estado de equilibrio límite) para analizar los efectos que tanto las fuerzas como la presión de poro generada tienen sobre el factor de seguridad dinámico, la aceleración crítica y el desplazamiento consecuente. En este método, a diferencia del de Newmark, se adopta el criterio de resistencia de Mohr-Coulomb en esfuerzos efectivos (aplicable a materiales tanto cohesivos como no cohesivos) así como se evalúa el incremento de presión de poro ante una sollicitación dinámica.

Analizando el modelo de un bloque rígido sobre una superficie plana:

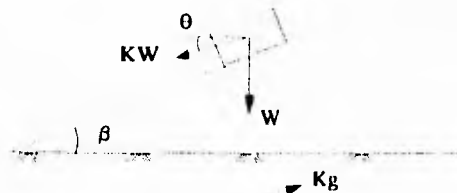


Fig. 2.24 Bloque rígido sobre un plano deslizante (Sarma, 1975)

Considerando la resistencia en términos de esfuerzos efectivos de acuerdo al criterio de resistencia de Mohr Coulomb

$$\tau = \sigma' \tan \phi + c$$

y que la presión de poro durante el sismo es

$$u_d = u_o + \Delta u$$

donde

u_o = presión de poro inicial

Δu = Incremento de presión de poro

el factor de seguridad dinámico se expresa como

$$FS_d = \frac{[W \cos\beta - KW \operatorname{sen}(\beta - \theta) - (U_0 a + \Delta u a)] \tan\phi}{W \operatorname{sen}\beta + KW \cos(\beta - \theta)} \quad (2.16)$$

donde a es el ancho de la superficie de contacto entre el bloque y la superficie de deslizamiento.

Para el cálculo del incremento de la presión de poro se adapta la ecuación de Skempton, la cual relaciona la variación de ésta con el cambio en los esfuerzos principales.

$$\Delta U = B[\Delta\sigma_3 + A(\Delta\sigma_1 - \Delta\sigma_3)]$$

donde

σ_1 = Esfuerzo principal mayor

σ_3 = Esfuerzo principal menor

A, B = Constantes obtenidas experimentalmente

Los incrementos de los esfuerzos principales $\Delta\sigma_1$ y $\Delta\sigma_3$ corresponden a la variación que éstos experimentan respecto a los esfuerzos principales previos a la excitación o a un pulso previo de aceleración, en el caso de un análisis paso a paso.

Ambos incrementos, se obtienen en base a la hipótesis de que el estado de esfuerzos sobre la superficie de falla no cambia si ϕ' , el ángulo de fricción interna o de la envolvente de falla, es sustituido por ψ donde

$$\psi = \operatorname{ang} \tan\left(\frac{\tan\phi'}{FS}\right)$$

esto es, dado que el factor de seguridad FS es el factor por el cual debe de ser reducida la resistencia para establecer un estado de equilibrio límite con los esfuerzos actuantes, los esfuerzos principales en un instante (previo a la excitación o durante la misma), pueden ser expresados en función de círculos de Mohr tangentes a una envolvente cuyo ángulo de inclinación ψ es función a la vez del factor de seguridad que prevalece en dicho instante, definido por las fuerzas actuantes y resistentes. De esta forma se definen los valores de ψ_0 (previo a la excitación o inicial) y ψ_d (posterior a la excitación). Conocidos los valores de σ'_0 , τ_0 y u_0 , y en base a las relaciones entre los incrementos de los esfuerzos principales en función de σ'_d y τ_d , se obtiene una ecuación del factor de seguridad dinámico en términos de los valores iniciales y la aceleración inducida (K_g). Es decir, analizando la Fig. (2.25)

$$\Delta\sigma_1 = \sigma_{1,d} - \sigma_{1,0} \quad \Delta\sigma_3 = \sigma_{3,d} - \sigma_{3,0}$$

donde

$$\sigma_{1,d} = \sigma_d + \tau_d (\tan\psi_d + \sec\psi_d)$$

$$\sigma_{3,d} = \sigma_d + \tau_d (\tan\psi_d - \sec\psi_d)$$

y

$$\psi_d = \tan^{-1}\left(\frac{\tan\phi'}{F_d}\right)$$

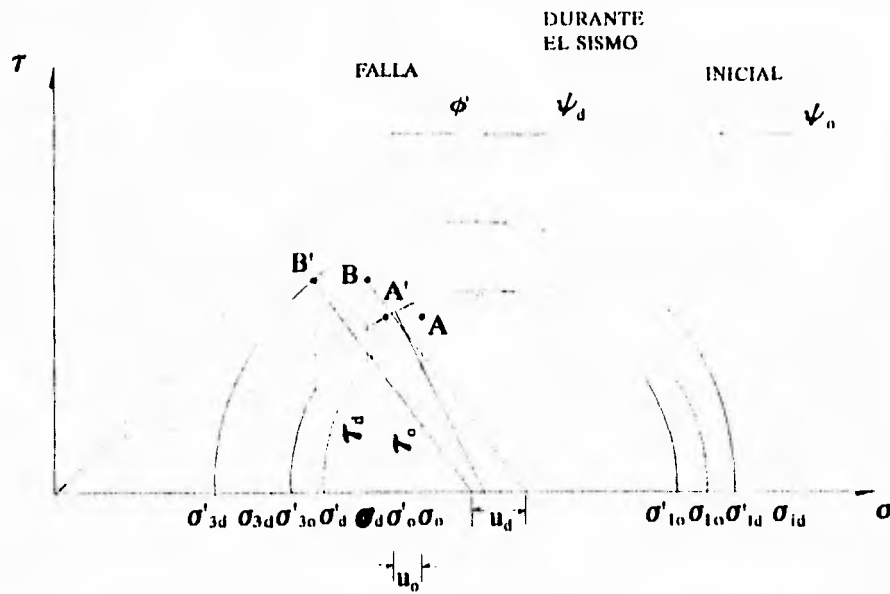


Fig. 2.25 Círculos de Mohr de los estados de esfuerzos inicial y durante el sismo (Sarma, 1975)

Con la ecuación de Skempton para Δ_u y sustituyendo las ecuaciones anteriores en la Ec. 2.16, el factor de seguridad dinámico, FS_d , se expresa como función de ϕ' , A , B , β , θ , ψ_o , u_o , a , W y K

$$\frac{FS_d}{\tan\phi'} + \frac{B \tan\phi'}{FS_d} - B(1-2A)\sec\phi' = \frac{\cos\beta - K(1-B)\text{sen}(\beta - \theta) + B\text{sen}\beta[\tan\psi_o - (1-2A)\sec\psi_o] - \frac{u_o a}{W}}{\text{sen}\beta + K\cos(\beta - \theta)} \quad (2.17)$$

expresión a partir de la cual se puede obtener :

- La dirección crítica de la fuerza de inercia (KW) actuando sobre el cuerpo rígido, ésto, diferenciando respecto a θ , igualando a 0 y despejando θ .
- La aceleración crítica, K_c , definida como aquella que al ser aplicada al bloque produce un estado límite de equilibrio ($FS_d=1$ cuando $K=K_c$), sustituyendo FS_d por 1, K_c por K y despejando K_c .
- La dirección crítica, θ_c , correspondiente a la aceleración crítica mínima, derivando la expresión correspondiente a K_c (punto anterior) respecto a θ , igualando a 0 y despejando θ

En cuanto a los desplazamientos, estos dependerán de la magnitud y de la duración de la aceleración toda vez que $K > K_c$ (estado de falla). El valor de la presión de poro se supone igual al correspondiente al estado límite de equilibrio, es decir u no varía durante el movimiento.

El desplazamiento del bloque relativo a la superficie se obtiene de la solución a la ecuación de equilibrio

$$\frac{W}{g} \ddot{x} = F_{zas \text{ actuantes}} - F_{zas \text{ resistentes}}$$

o bien

$$\ddot{x} = g \frac{\cos(\beta - \theta - \phi')}{\cos\phi'} (K - K_c)$$

Sarma obtiene la respuesta a pulsos rectangulares, triangulares y senoidales de amplitud $K_m g$ (aceleración máxima del registro) y duración $\frac{1}{2}T$, donde T es el periodo predominante obtenido a partir del espectro de aceleraciones de la señal, y compara los resultados con los obtenidos del análisis del acelerograma completo de varios sismos registrados, tomando intervalos de variación lineal de la aceleración. En la figura se muestra la aproximación de los resultados para diferentes valores de K_c/K_m .

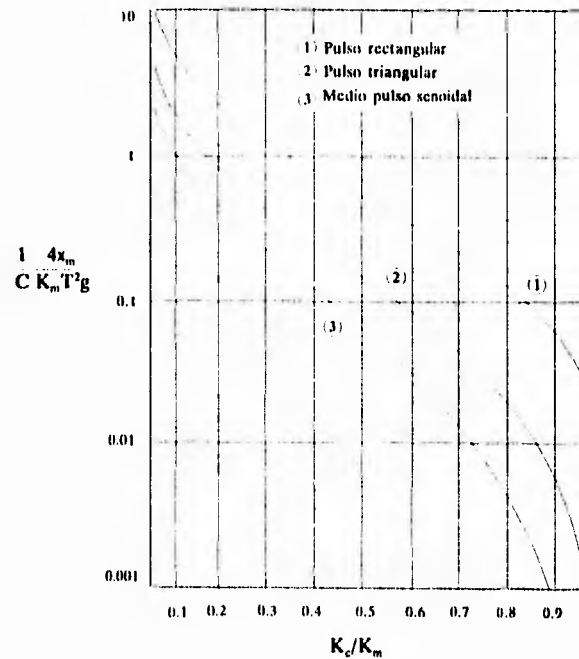


Fig. 2.26 Desplazamiento calculado para pulsos equivalentes de amplitud K_m y duración T (Sarma, 1962)

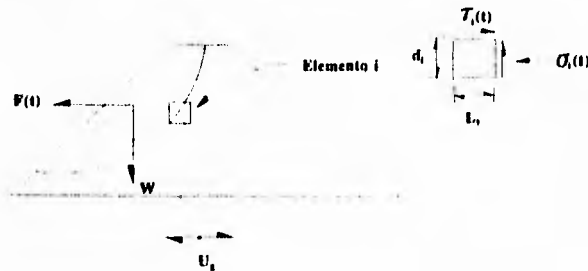
Finalmente, la adaptación al caso de una superficie de deslizamiento circular en una presa consiste en aplicar el concepto de equilibrio límite descrito considerando la pendiente β y el parámetro de resistencia ϕ' promedios, donde β se puede obtener como la dirección de la resultante de la suma vectorial de las fuerzas cortantes a lo largo la superficie de falla.

c) Método de Makdisi y Seed.

Con el mejoramiento de las técnicas de análisis para el estudio de la respuesta de terraplenes sometidos a solicitaciones dinámicas y del mejor conocimiento del comportamiento de los materiales bajo carga cíclica, Makdisi y H.B. Seed proponen un método para el cálculo de deformaciones permanentes usando el concepto original de Newmark pero calculando la respuesta dinámica del terraplén en lugar del análisis de cuerpo rígido, suponiendo que la falla se presenta sobre una superficie bien definida. El comportamiento del material se supone elástico para niveles de esfuerzo menores a los de falla y plástico una vez que se ha alcanzado el punto de fluencia.

El método requiere, en primer término, la definición de la aceleración de fluencia K_f , correspondiendo a aquella que induce una fuerza de inercia tal que el factor de seguridad es igual a 1. Dicha aceleración se obtiene en base a análisis pseudoestáticos de estabilidad convencionales (por ejemplo, el método de dóvelas) una vez que ha sido definida la resistencia a la fluencia o el máximo nivel de esfuerzo por debajo del cual el comportamiento del material es prácticamente elástico durante un proceso cíclico de carga, difiriendo del caso estático en que en éste, la resistencia del material corresponde al máximo esfuerzo desviador obtenido de una prueba monotónica no drenada. En base a resultados experimentales, Seed y Makdisi demuestran que, para el caso de suelos que exhiben pequeños incrementos de presión de poro (materiales arcillosos, suelos no cohesivos secos o parcialmente saturados densos) dentro del rango de valores de deformación que se presentan durante un sismo (.01 a 1% aproximadamente comparado con valores de entre 3 y 10% de deformación a la falla en el caso de pruebas estáticas), la disminución de la resistencia estática después de haber sido sometidos a un número considerable de ciclos de deformación es poco significativa. En el caso de esfuerzos, el material presentará un comportamiento prácticamente elástico bajo ciclos de magnitud igual a un 80-90% de su resistencia estática no drenada, valor que considerado en el análisis de estabilidad proporciona la aceleración de fluencia.

Posteriormente, por medio de un análisis bidimensional de elementos finitos, se obtiene la historia de aceleraciones promedio a lo largo de la superficie de falla propuesta. El método de análisis toma en cuenta la variación de las propiedades del suelo (rigidez y amortiguamiento) en función de la deformación (método lineal equivalente) y proporciona la historia de esfuerzos actuantes en los límites de cada elemento en base a la cual se calcula la historia de aceleraciones promedio correspondiente a la superficie de falla de la siguiente forma



$$F(t) = \sum_{i=1}^n \tau_i(t)L_i + \sigma_i(t)d_i$$

$$k_{av}(t) = \frac{F(t)}{W}g$$

donde

k_{av} es la aceleración promedio

n es el número de elementos finitos sobre la superficie falla

Definiendo \ddot{u}_{max} como la aceleración máxima calculada en la corona, y k_{max} como el valor máximo de la historia de aceleraciones promedio correspondientes a una determinada superficie que se extiende hasta una profundidad y , se presentan en la Fig. (2.27) valores de k_{max}/\ddot{u}_{max} para diferentes profundidades de la superficie. Dichos valores, obtenidos a partir tanto del método de elementos finitos como de análisis de *viga de corte*, corresponden a presas cuyos periodos oscilan entre .25 y 3 seg. y sometidas a diferentes excitaciones.

Conocidas la aceleración de fluencia y la historia de aceleraciones promedio, se plantea la ecuación de movimiento asociada a una dirección del plano de falla. Los desplazamientos se obtienen mediante la doble integración de la aceleración toda vez que ésta es mayor a la aceleración de fluencia, asumiendo que ésta permanece constante durante la excitación.

La figura (2.28) muestra los resultados para diferentes presas cuya altura fluctúa entre 23 y 46m, periodos fundamentales entre .86 y 1.5 seg y aceleraciones máximas del terreno entre .2g y .25g correspondientes a sismos de magnitud $6\frac{1}{2}$, $7\frac{1}{2}$ y $8\frac{1}{4}$. Los desplazamientos en cada caso fueron cuantificados para una relación k_y/k_{max} variable y debido a la influencia del periodo fundamental de la presa y de la aceleración máxima de la cresta, fueron normalizados con respecto a estos dos valores.

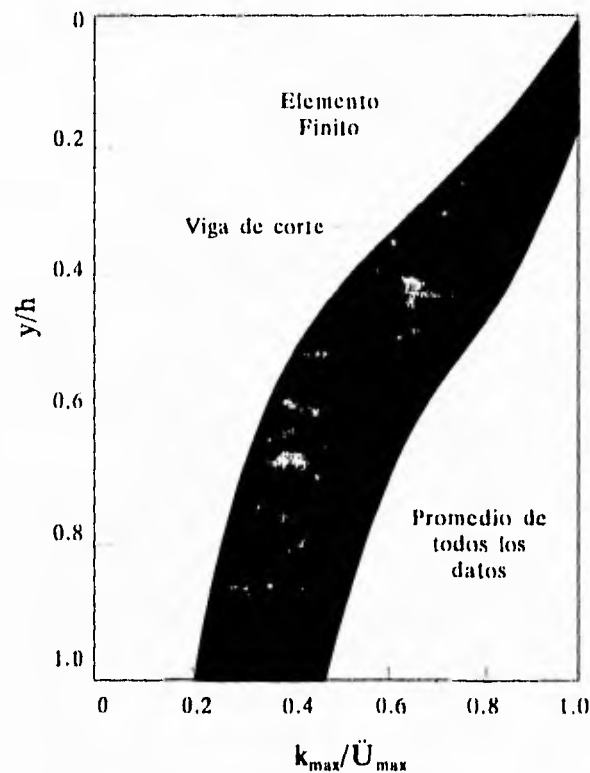


Fig. 2.27 Cálculo de la aceleración máxima en el nivel y/h (Makdisi y Seed, 1978)

De esta forma, el procedimiento para conocer el orden de magnitud de los desplazamientos inducidos por un sismo sobre un terraplén compuesto por material cuya resistencia no varía significativamente durante el mismo es el siguiente:

- Se calculan el periodo fundamental de la presa, T_0 , así como la aceleración máxima de la corona, ya sea mediante un análisis unidimensional de viga de cortante o bidimensional de elementos finitos.
- Con ayuda de la Fig. (2.27) se obtiene el valor de la aceleración promedio máxima k_{max} para la profundidad de la superficie considerada.
- Con la resistencia determinada (80-90% de la resistencia estática no drenada) se calcula la aceleración de fluencia pseudoestáticamente (K_y) y, a partir de la Fig. (2.28), se obtiene el desplazamiento inducido.

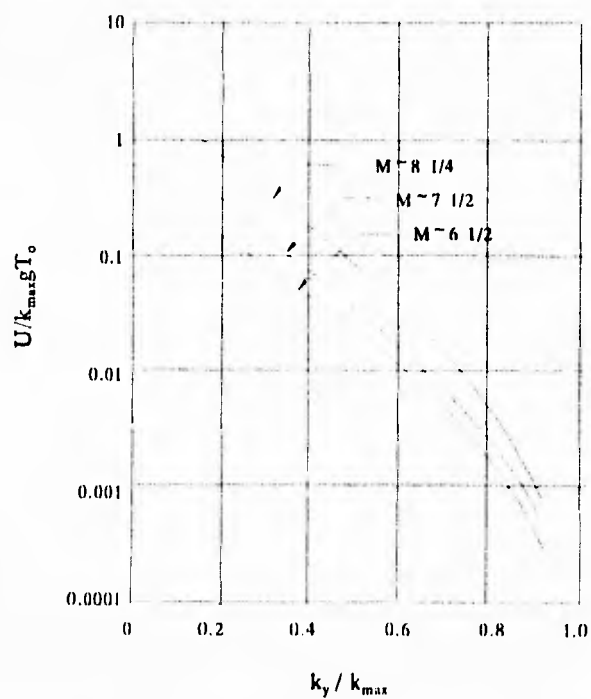


Fig. 2.28 Deformaciones permanentes calculadas (Makdisi y Seed, 1978)

d) Método de Elgamal.

Ahmed-Waeil Elgamal (Elgamal, et al. 1990) aprovecha la instrumentación así como los desplazamientos medidos en la presa José Ma. Morelos en Michoacán, para dar explicación a la asimetría de los registros de aceleraciones correspondientes a los diferentes sismos registrados en la corona de dicha presa. Elgamal supone que tales irregularidades son resultado de un desplazamiento local de una parte del talud, por lo que sería de esperarse que superficies de deslizamiento hubieran sido generadas durante los diferentes eventos sísmicos. Con dicho objeto, realiza comparaciones entre el sismo del 19 de Septiembre de 1985 con los resultados, tanto analíticos como experimentales, de un modelo consistente en un cuerpo deslizante sobre un plano inclinado colocado sobre una mesa vibradora.

Para el análisis numérico, dos ecuaciones de movimiento en función del movimiento relativo del bloque son obtenidas en base a la aplicación del principio de D'Alambert, una vez que el desplazamiento ha comenzado. Estas corresponden al caso en que la aceleración aplicada al plano inclinado actúa en dirección negativa (2.18) (deslizamiento pendiente-abajo) y el caso en que actúa en la dirección positiva (2.19) (desplazamiento pendiente-arriba).

$$\ddot{x} = (a_h - A_y)(\cos\beta + \operatorname{sen}\beta \tan\phi) \quad (2.18)$$

$$\ddot{x} = (-a_h - A_y)(\cos\beta + \operatorname{sen}\beta \tan\phi) \quad (2.19)$$

en donde

a_h es la aceleración horizontal del plano

a_v es la aceleración vertical del plano

ϕ es el ángulo de fricción en la superficie de contacto

β es la inclinación del plano de deslizamiento, y

A_y es la aceleración de fluencia, repectivamente

$$A_y = (g - a_v)(\tan\phi - \tan\beta) \quad (2.20)$$

en el caso de a_h en la dirección negativa y

$$A_y = (g - a_v)(\tan\phi + \tan\beta) \quad (2.21)$$

cuando a_v actúa en la dirección positiva.

De las ecuaciones (2.20) y (2.21) se observa que la aceleración de fluencia es mayor en el caso del deslizamiento pendiente-arriba, lo cual indica que la aceleración de la base necesaria para inducir cierto desplazamiento deberá ser mayor en el caso del desplazamiento pendiente-arriba.

Con el fin de aplicar el método a la reproducción de los desplazamientos medidos en el caso de la presa José Ma. Morelos, la historia de aceleraciones registrada al pie de la presa y escalada a una aceleración máxima de $.7g$ (aceleración máxima registrada en la corona para el mismo evento) es considerada como excitación a_h en las ecuaciones (2.18) y (2.19), y la integración se lleva a cabo toda vez que la aceleración de la base es mayor a la correspondiente aceleración de fluencia, obteniéndose la velocidad del cuerpo y, tras una segunda integración, el desplazamiento relativo del mismo.

A partir del registro experimental y de la similitud aparente entre registros, Elgarnal identifica tres etapas:

- 1º El bloque y la superficie se mueven bajo la forma de un solo cuerpo, es decir, se presenta una fase de adherencia entre el bloque y la superficie en la que la aceleración absoluta de ambas coincide.
- 2º El bloque comienza a deslizar y presenta una aceleración prácticamente constante equivalente a la aceleración de fluencia, esto es, presenta un comportamiento plástico.
- 3º Conforme varía la aceleración inducida sobre el bloque, éste deja de moverse en forma relativa a la superficie de deslizamiento y las aceleraciones absolutas vuelven a ser coincidentes.

Tales observaciones permiten concluir que la asimetría de las historia de aceleraciones registradas en la presa puede atribuirse a un mecanismo de deslizamiento relativo de una parte del terraplén sobre una superficie de falla.

Es importante señalar que el análisis debe ser justificado por algún indicio de deslizamiento en el sitio de la presa, dado que los resultados pueden corresponder igualmente a un sistema *instrumento-caseta de medición* o bien un sistema *caseta-terraplén* como, aparentemente, es el caso de la presa José Ma. Morelos.

e) Método de Reséndiz y Romo.

En su estudio del comportamiento sísmico de la presa el Infiernillo y José Ma. Morelos, Reséndiz y Romo (1982) identifican los patrones de deformación más comunes en el caso de terraplenes sujetos a una constante actividad sísmica, correspondiendo éstos a la distorsión, compactación y el agrietamiento tanto transversal como longitudinal.

En base a los registros de la instrumentación con que cuenta cada una de las presas (inclinómetros, extensómetros, acelerómetros y bancos de referencia) y de las características del sitio (topografía, cimentación, etc.), se observa una clara relación entre los asentamientos y la distorsión así como entre el agrietamiento y los asentamientos. Se puede observar que, aún cuando una presa se encuentre bien diseñada, ésta presentará un esparcimiento horizontal ante un sismo resultado de la misma distorsión, el cual se traducirá en una pérdida de bordo libre.



Fig. 2.30 Distorsión de un terraplén debido a la acción de un sismo (Reséndiz y Romo, 1982)

Los autores consideran que dicha pérdida o asentamiento no estará asociada a los desplazamientos resultantes del movimiento de una parte del terraplén sobre una superficie bien definida (como es el caso de los métodos anteriores) sino que será resultado de la integración de pequeños incrementos de deformación en toda la masa del terraplén. Descartando la posible pérdida de resistencia debida a incrementos de presión de poro generados

durante un sismo, dadas las características de los materiales constitutivos, y bajo la hipótesis de que tanto el volumen como la anchura de la base y de la corona de la presa (B y b) permanecen constantes, el método parte de un modelo de integración de desplazamientos en terraplenes por fuerzas gravitacionales adaptado para tomar en cuenta las acciones sísmicas, en que la pérdida de bordo libre está asociada a los movimientos horizontales δ de una superficie crítica (Fig. 2.30) mediante la siguiente expresión

$$\frac{L}{H^2} = \frac{1}{(B+b)} \left[\left(\frac{\delta_{\max}}{H} \right)_u + \left(\frac{\delta_{\max}}{H} \right)_d \right] \quad (2.22)$$

donde

H = profundidad de la superficie crítica

L = Pérdida de bordo libre

B = Ancho de la base

b = Ancho de la cresta

δ_{\max} = desplazamiento horizontal máximo

u y d corresponden a los taludes de aguas abajo y aguas arriba respectivamente.

La superficie crítica es definida por medio de análisis pseudostáticos de estabilidad convencionales suponiendo una variación lineal de la aceleración respecto a la altura del terraplén (tomada, en el caso particular, de los registros que se tienen del sismo de 1979). En dicho análisis, la resistencia se define como la suma de los esfuerzos sostenido y cíclico que son necesarios para inducir un cierto nivel de deformación después de un número determinado de ciclos semejante al que se presenta en un sismo real (entre 5 y 20 ciclos), relación que, en el caso de suelos granulares, puede ser representada en forma aproximada por medio de la curva de resistencia obtenida a partir de una prueba estática CU.

La relación entre la aceleración inducida promedio o coeficiente sísmico y el factor de seguridad correspondientes a la superficie crítica se expresa tal y como se muestra en la Fig. (2.31).

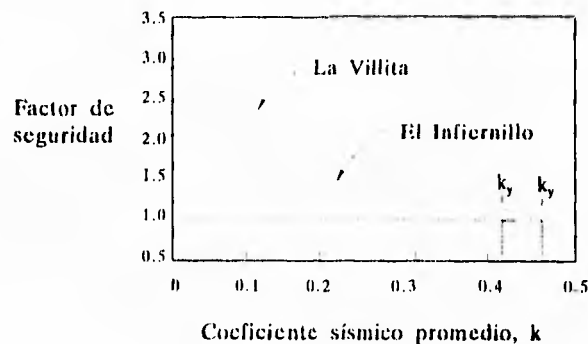


Fig. 2.31 Factores de seguridad obtenidos para las superficies críticas de La Villita y El Infiernillo (Reséndiz y Romo, 1982)

El factor de seguridad convencional obtenido se relaciona con el factor de seguridad real (en base a análisis de elementos finitos no lineales).

Conocido el factor de seguridad real, se obtiene el máximo desplazamiento δ_{\max} , por medio de la expresión

$$\frac{\delta_{\max}}{H} = \frac{1}{93(F-1)} - \frac{1}{535(F-1)^2} + \frac{1}{9310(F-1)^3} \quad (2.23)$$

o bien, en forma gráfica (Fig. 2.32).

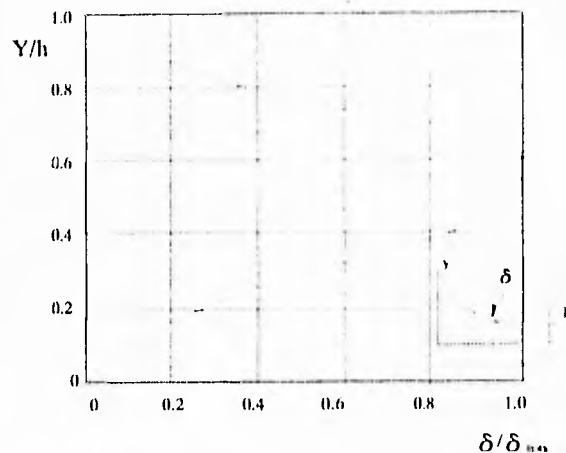


Fig. 2.32 Cálculo del desplazamiento horizontal máximo (Reséndiz y Romo, 1982)

Finalmente, sustituyendo δ_{\max} en (2.22) se obtiene la pérdida de bordo libre por distorsión.

En el caso de las presas citadas, se determinó que los desplazamientos inducidos por sismo alcanzan a ser realmente significativos en comparación con los correspondientes a las etapas de construcción, llenado y aquellos registrados a partir de la terminación de su construcción. Las mediciones proporcionadas por los instrumentos con los que se contaba hasta 1982, permitieron estimar los porcentajes de la deformación total originada por el sismo que correspondían a deformaciones por distorsión de los terraplenes, siendo estos 27% en el caso del Infiernillo y 17% en el caso de la Villita. El resto de la deformación se asoció a la compactación de las estructuras.

Con el fin de dar seguimiento a los patrones de deformación en la presa La Villita, se instalaron una serie de bancos de referencia a lo largo de dos secciones transversales, adyacentes a la sección máxima. En base a estas referencias superficiales y con la ayuda de los inclinómetros localizados en el talud de aguas arriba, se interpolaron los valores medidos hacia la sección máxima y se obtuvo la configuración deformada de ésta después del sismo de 1985. Como se demuestra en la figura (2.33), la relación entre áreas que definen la configuración original y la deformada, permite concluir que las deformaciones por distorsión comprenden aproximadamente un 17% de los asentamientos aguas arriba, mientras que aguas abajo, la deformación puede atribuirse, prácticamente en su totalidad, a los cambios volumétricos. Es por esto que se justifica un análisis en el que el efecto de la compactación sea tomado en cuenta.



Fig. 2.33 Desplazamientos permanentes medidos en La Villita (09/85) (CFE)

III Método Propuesto

III.1 Descripción.

Tomando como base los resultados obtenidos de los métodos expuestos en el capítulo II, aunados a la experiencia que se deriva de la observación de los efectos de los sismos registrados sobre terraplenes existentes, se propone un método que tome en cuenta las deformaciones asociadas tanto a la distorsión del terrapén, como al cambio volumétrico que éste experimenta durante la excitación.

En cuanto a las primeras, se plantea la ecuación de equilibrio dinámico de un cuerpo rígido sobre una superficie potencial de falla y, por medio de un análisis en el tiempo, se calculan los giros acumulados. A partir del giro total acumulado, se obtienen las respectivas componentes vertical y horizontal del desplazamiento.

En el caso de las deformaciones volumétricas, el terraplén se idealiza como una serie de columnas de material estratificado horizontalmente cuyas propiedades son función de la ubicación de la columna en el terraplén. Por medio del análisis dinámico de las columnas sometidas a una excitación en su base, se obtienen las historias de deformaciones a diferentes niveles que posteriormente son utilizadas para cuantificar los asentamientos permanentes.

El considerar columnas de suelo en forma unidimensional se justifica en base a los siguientes criterios:

- Los análisis unidimensionales lineales, tomando en cuenta la variación de la rigidez con la profundidad y siempre y cuando no se incurra en niveles altos de deformación, reproducen en forma aproximada frecuencias naturales, configuraciones modales y niveles de deformación. La historia de aceleraciones resulta un tanto más susceptible a variaciones dada la simplificación, sin embargo, en el caso de presas modernas considerablemente rígidas la respuesta es aceptable.

- En presas localizadas en cañones cuya relación L/H es menor a 6, o bien, aquellas en que las condiciones permiten la simplificación a un estado plano de deformaciones, es el efecto asociado a los esfuerzos cortantes el que determina principalmente la respuesta y la estabilidad de la presa.

- Los esfuerzos cortantes inducidos por las deformaciones verticales son despreciables y por lo tanto pueden ser omitidos en el cálculo de la respuesta dinámica. En sí, las deformaciones por cortante sobre planos horizontales son predominantes en la mayor parte de las frecuencias naturales de vibración además de que, en numerosas ocasiones, la respuesta del terraplén ante un sismo está principalmente determinada por el primer modo natural de vibración (asociado al desplazamiento horizontal).

Así mismo, debe mencionarse que, al igual que en los estudios descritos (con excepción del método de Sarma),

la posibilidad de que se presente una reducción de la resistencia al esfuerzo cortante de los materiales debido a incrementos de la presión de poro se estima como mínima dado el bajo nivel de deformación que en realidad se presenta durante el sismo (valores entre .01 y .5%) así como la permeabilidad de los enrocamientos y materiales de transición y el grado de compactación de los materiales cercanos al núcleo, que impiden que los incrementos en la presión de poro sean significativos en relación al esfuerzo de confinamiento.

Es por ello que el análisis puede definirse como un análisis unidimensional respecto a cada componente de deformación (volumétrica y por distorsión), en esfuerzos totales, considerando los pesos volumétricos de los materiales de acuerdo a su localización (aguas arriba o aguas abajo) y con la posibilidad de obtener respuestas no lineales mediante el método lineal equivalente.

Calculados los efectos de ambas componentes de deformación, los resultados son superpuestos y la configuración deformada, incluyendo la pérdida de bordo libre, es obtenida gráfica y cuantitativamente.

En resumen, las hipótesis simplificadoras del método son las siguientes:

Análisis de cambios volumétricos:

- En el desarrollo del método unidimensional el terraplén se asume infinitamente largo (estado plano de deformación), sin embargo existe la posibilidad de tomar en cuenta los efectos tridimensionales si se obtiene la respuesta dinámica mediante un programa de elementos finitos tridimensional.
- El análisis dinámico de las columnas por medio de la ecuación de propagación unidimensional de ondas de corte en medios estratificados horizontalmente supone un medio semi-infinito sin restricción a la deformación lateral, lo cual impide la compatibilidad de deformaciones entre columnas adyacentes.
- Las deformaciones volumétricas resultan de la aplicación sucesiva de ciclos de deformación debidos a la propagación unidimensional (ascendente) de las ondas de corte en el cuerpo del terraplén, despreciando las deformaciones inducidas por las componentes vertical y perpendicular al plano de análisis dado que las primeras requieren de aceleraciones altas para influir en la deformación vertical acumulada (Pyke, 1974) mientras que las segundas pueden ser atenuadas por el efecto confinante del cañón.
- El análisis se lleva a cabo en esfuerzos totales.
- El posible comportamiento no lineal de los materiales se toma en cuenta por medio del método lineal equivalente.

Análisis por distorsión a volumen constante:

- La sección se considera homogénea, sin embargo, el mismo desarrollo podría aplicarse al caso de secciones no homogéneas si se toma en cuenta la distribución de los materiales en la sección para determinar las fuerzas actuantes y resistentes en el análisis dinámico de la masa deslizante.
- Se adopta un modelo rígido-plástico de resistencia.
- La resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla es constante durante el análisis, es decir, al llevarse a cabo el análisis en esfuerzos totales no se considera la variación de la resistencia de los materiales debida a los posibles incrementos de presión de poro o a los diferentes niveles de deformación inducidos. Esto podría ser tomado en cuenta haciendo estimaciones en el tiempo de los incrementos de presión de poro y evaluando la forma en que éstos afectan la resistencia al corte de los materiales.
- El desplazamiento se asocia a una sola superficie de deslizamiento definida como la superficie crítica por medio de análisis pseudoestáticos

- Se asume que la historia de aceleraciones utilizada actúa sobre toda la masa deslizante (aplicada en el centro de gravedad).

Superposición de los resultados:

- Los asentamientos calculados por medio de cada uno de los mecanismos de deformación se superponen no obstante que el cálculo se lleva a cabo en forma desacoplada.

III.2 Deformaciones por distorsión.

Análisis dinámico de un cuerpo rígido sobre una superficie potencial de falla.

El mecanismo de deformación por distorsión adoptado corresponde al movimiento de un cuerpo o masa del terraplén, considerado como rígido, a lo largo de una superficie circular de deslizamiento. El análisis se asemeja al método propuesto por Newmark adoptando el criterio de resistencia de Mohr-Coulomb, como en el caso del método propuesto por Sarma, pero, a diferencia de éste último, en términos de esfuerzos totales. Al igual que en el caso de algunos de los métodos descritos, el propuesto requiere de la determinación de una superficie de deslizamiento crítica. Dicha superficie (circular) se obtiene en base a análisis pseudoestáticos de estabilidad convencionales (en los cuales se puede tomar en cuenta la distribución de los materiales en la sección y la variación del coeficiente sísmico respecto a la altura de la estructura) y corresponde a aquella cuyo factor de seguridad es el mínimo de entre la totalidad de los círculos analizados en la sección máxima del terraplén.

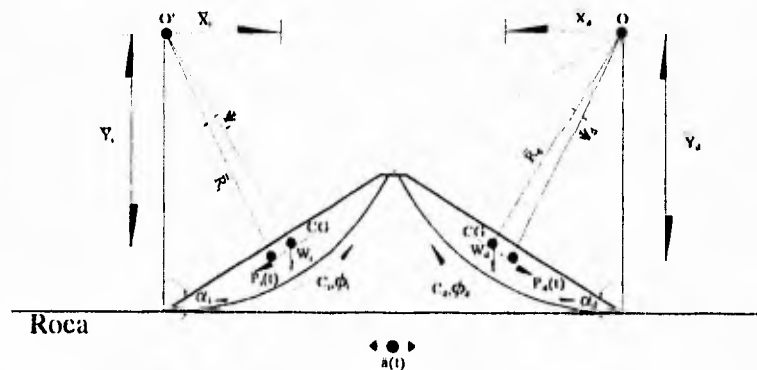


Fig 3.1 Mecanismo de deformación por cortante

Aplicando el principio de D'Alambert, se obtiene la ecuación de equilibrio dinámico de la masa deslizante sobre la superficie crítica de deslizamiento, en función de los momentos actuantes, resistentes y las fuerzas de inercia asociadas al giro de dicha masa respecto a un punto de rotación, esto es (en el caso del talud aguas abajo)

$$P(t)\bar{R}_d + W\bar{X}_d - \int (\sigma \tan \phi + c) dL\bar{r} = I_o \ddot{\Psi} \quad (3.1)$$

donde

$P(t)$ es la fuerza inducida por el sismo sobre la masa deslizante en el instante t

W es el peso de la masa deslizante

I_0 es el momento de inercia de la masa respecto al centro de rotación

Ψ es el desplazamiento angular

σ es el esfuerzo normal a la superficie de deslizamiento

c es la cohesión del material

ϕ es el ángulo de fricción interna del material

L es la longitud de la superficie de deslizamiento

γ_s es el peso volumétrico del suelo

\bar{X}_d es la distancia horizontal del centro de rotación al centro de gravedad de la masa deslizante

\bar{R}_d es la distancia del centro de gravedad al centro de rotación

El comportamiento de la masa deslizante se asume rígido-plástico, es decir, el desplazamiento permanente se presenta cada vez que la aceleración inducida sea mayor a la aceleración de fluencia. Estableciendo el cociente entre momentos resistentes y actuantes, el factor de seguridad se expresa como

$$F.S. = \frac{\int (\sigma \tan \phi + c) dL\bar{r}}{P(t)\bar{R}_d + W\bar{X}_d} \quad (3.2)$$

En el momento de la falla o estado de equilibrio límite, en que el factor de seguridad es igual a 1

$$P(t)\bar{R}_d + W\bar{X}_d = \int (\sigma \tan \phi + c) dL\bar{r} \quad 3.3$$

de donde considerando que $P(t)$ es la fuerza inducida por la aceleración que experimenta la masa en el instante t (aceleración de fluencia), ma_y , tenemos que

$$a_y = \frac{g}{WR_d} [\int (\sigma \tan \phi + c) dL\bar{r} - W\bar{X}_d] \quad (3.3)$$

que es la aceleración de fluencia asociada a la superficie crítica.

Ya sea que se cuente con un registro de aceleraciones en la media altura o en la corona de la presa, o por medio de un análisis dinámico de la misma a partir de un registro en su base, los valores de aceleración se comparan uno a uno con el valor de la aceleración de fluencia. La ecuación (3.1) se resuelve por medio del método β de Newmark, descartando la posibilidad de que se presenten deslizamientos pendiente-arriba de la superficie y tomando en cuenta las condiciones iniciales para cada pulso de aceleración.

Giros Acumulados

Método β de Newmark

El método de Newmark permite integrar la ecuación de equilibrio dinámico en el tiempo obteniendo los valores de velocidad y aceleración al final de un intervalo a partir de la velocidad y desplazamiento iniciales más una variación lineal o constante de la aceleración y velocidad durante el intervalo de tiempo, es decir

$$\dot{u}_1 = \dot{u}_0 + \int_0^h \ddot{u}(\tau) d\tau \quad (3.4)$$

$$u_1 = u_0 + \int_0^h \dot{u}(\tau) d\tau$$

El planteamiento requiere la definición de la variación de la aceleración dentro del intervalo. Para ello, la velocidad y el desplazamiento final se pueden expresar en función de las siguientes expresiones de integración

$$\begin{aligned} \dot{u}_1 &= \dot{u}_0 + (1-\gamma)h\ddot{u}_0 + \gamma h\ddot{u}_1 \\ u_1 &= u_0 + h\dot{u}_0 + \left(\frac{1}{2}-\beta\right)h^2\ddot{u}_0 + \beta h^2\ddot{u}_1 \end{aligned} \quad (3.5)$$

donde

γ es el valor que define la influencia de las aceleraciones inicial y final en el cambio de velocidad.

β es el valor que define la influencia de las aceleraciones inicial y final en la variación del desplazamiento.

Tomando los valores de $\gamma=1/2$ y $\beta=1/6$, las expresiones corresponden a una variación lineal de la aceleración en el intervalo de tiempo h y el método convergerá para valores de $h \leq T\sqrt{3}/\pi$, donde T es el periodo fundamental de vibración del bloque. Para dichas constantes, tenemos que

$$\dot{u}_1 = \dot{u}_0 + \frac{1}{2}h\ddot{u}_0 + \frac{1}{2}h\ddot{u}_1 \quad (3.6)$$

$$u_1 = u_0 + h\dot{u}_0 + \frac{1}{3}h^2\ddot{u}_0 + \frac{1}{6}h^2\ddot{u}_1 \quad (3.7)$$

Los valores de velocidad y desplazamiento obtenidos al final del intervalo, se sustituyen en forma recurrente en la ecuación de equilibrio dinámico del sistema. Planteando la ecuación de equilibrio correspondiente a un sistema de un grado de libertad

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = P(t) \quad (3.8)$$

despejando la aceleración final en la ec (3.7)

$$\ddot{u}_1 = \frac{6}{h^2}[u_1 - u_0 - h\dot{u}_0 - \frac{1}{3}h^2\ddot{u}_0] \quad (3.9)$$

y sustituyendo en la ecuación (3.6), se obtiene la expresión que determina la velocidad al final del intervalo de

tiempo

$$\dot{u}_1 = \frac{3}{h}(u_1 - u_0) - 2\dot{u}_0 - \frac{h}{2}\ddot{u}_0 \quad (3.10)$$

Sustituyendo (3.9) y (3.10) en la ecuación de equilibrio, se obtiene la expresión cuyo único término desconocido es el desplazamiento al final del intervalo u_1 , de donde despejando dicho desplazamiento

$$u_1 = \frac{p_1 + m\left(\frac{6u_0}{h^2} + \frac{6}{h}\dot{u}_0 + 2\ddot{u}_0\right) + c\left(\frac{3u_0}{h} + 2\dot{u}_0 + \frac{h}{2}\ddot{u}_0\right)}{k + \frac{3c}{h} + \frac{6m}{h^2}} = \frac{\bar{P}_1}{\bar{k}} \quad (3.12)$$

Finalmente, conocidos el desplazamiento y la velocidad al final de intervalo (Ecs. 3.10 y 3.12), y para conservar la condición de equilibrio, la aceleración al final del intervalo se calcula a partir de la ecuación de equilibrio dinámico

$$\ddot{u}_1 = \frac{1}{m}(p_1 - c\dot{u}_1 - ku_1) \quad (3.13)$$

Adaptación al método propuesto

Del diagrama de cuerpo libre en movimiento de la figura (3.2), definiendo la resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla (S) y el momento de inercia, en función de la geometría del terraplén y de la superficie de falla propuesta

$$S = \int_{-a}^a \left[\frac{\sqrt{r^2 - x^2} - b}{\cos\left(\text{atan}\frac{x}{\sqrt{r^2 - x^2}}\right)} \gamma_s \tan\phi + c \right] dx$$

$$I_o = \frac{\gamma_s}{g} \left[\int_{-a}^a (\sqrt{r^2 - x^2} - b) \left(\frac{\sqrt{r^2 - x^2} - b}{2} + b \right)^2 dx + 2 \int_b^{b+H_r} \frac{(r^2 - y^2)^{\frac{3}{2}}}{4} dy \right]$$

donde los puntos a y b definen la intersección del círculo con el talud y r es el radio del círculo.

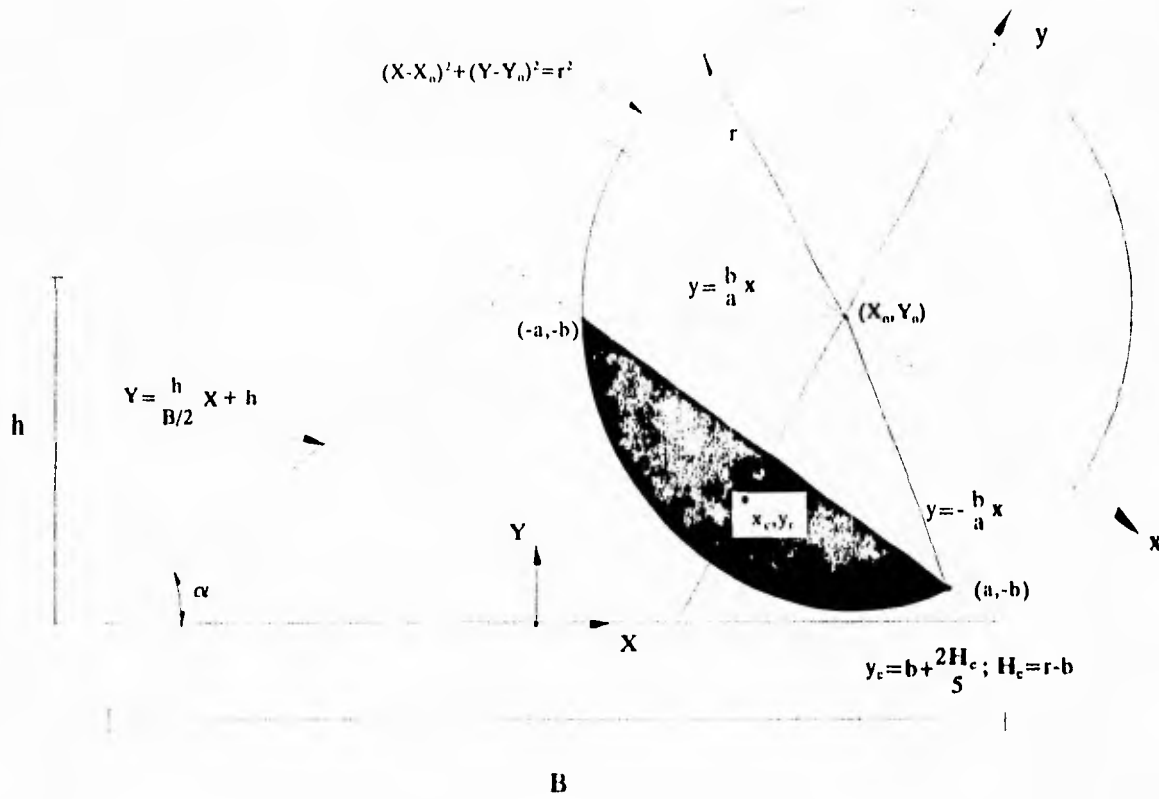


Fig. 3.2 Geometría de la superficie deslizante

valores que sustituidos en la ecuación (3.1) y tomando en cuenta la variación de WX_d conforme gira el cuerpo rígido

$$P(t_i)\bar{R}_d + W\bar{R}_d \cos\left(\frac{\pi}{2} - \text{atan}\frac{\bar{Y}_d}{\bar{X}_d}\right)\psi - S\bar{r} = I_o\ddot{\psi} \quad (3.14)$$

y reordenando

$$I_o\ddot{\psi} + W\bar{R}_d \cos\left(\frac{\pi}{2} - \text{atan}\frac{\bar{Y}_d}{\bar{X}_d}\right)\psi = W\bar{X}_d + P(t_i)\bar{R}_d - S\bar{r} \quad (3.14)$$

que corresponde a la ecuación de equilibrio dinámico en el tiempo i , donde

- $c \equiv 0$
- $m \equiv I_o$
- $k \equiv W\bar{R}_d \cos(\frac{1}{2}\pi - \text{atan}(Y_d/X_d))$
- $F_i \equiv W\bar{X}_d + P(t_i)\bar{R}_d - S\bar{r}$

El método de Newmark se aplica a la historia completa de aceleraciones, realizándose la integración de los giros

acumulados de acuerdo a los siguientes criterios:

- Los pulsos positivos y negativos de la historias de aceleraciones son considerados únicamente cuando los giros inducidos coinciden con la dirección del desplazamiento pendiente abajo de ambos taludes del terraplén.

- Todo pulso de aceleración mayor a la de fluencia precedido por un pulso de aceleración negativa será analizado partiendo de las condiciones iniciales $u_0 = u_{acumulada}$, $v_0 = 0$ y $a_0 = 0$.

- Un pulso de aceleración menor (o mayor, en el caso de las ordenadas negativas del registro de aceleraciones) a la de fluencia precedido por un pulso de aceleración positiva mayor (o menor) a la de fluencia, será tomado en cuenta en el análisis bajo las condiciones iniciales correspondientes a las condiciones finales del pulso anterior, considerando la posibilidad de que la fuerza de inercia generada en el ciclo en cuestión, aunada a las condiciones de movimiento del ciclo precedente, permita el desplazamiento del cuerpo pendiente-abajo.

La solución de la ecuación proporciona la historia del desplazamiento, velocidad y aceleración angulares del bloque sobre la superficie de falla, así como el giro acumulado al final de la excitación.

La componente horizontal y vertical del desplazamiento se calculan mediante la proyección del giro total de acuerdo a la ubicación de un punto sobre la superficie de falla.

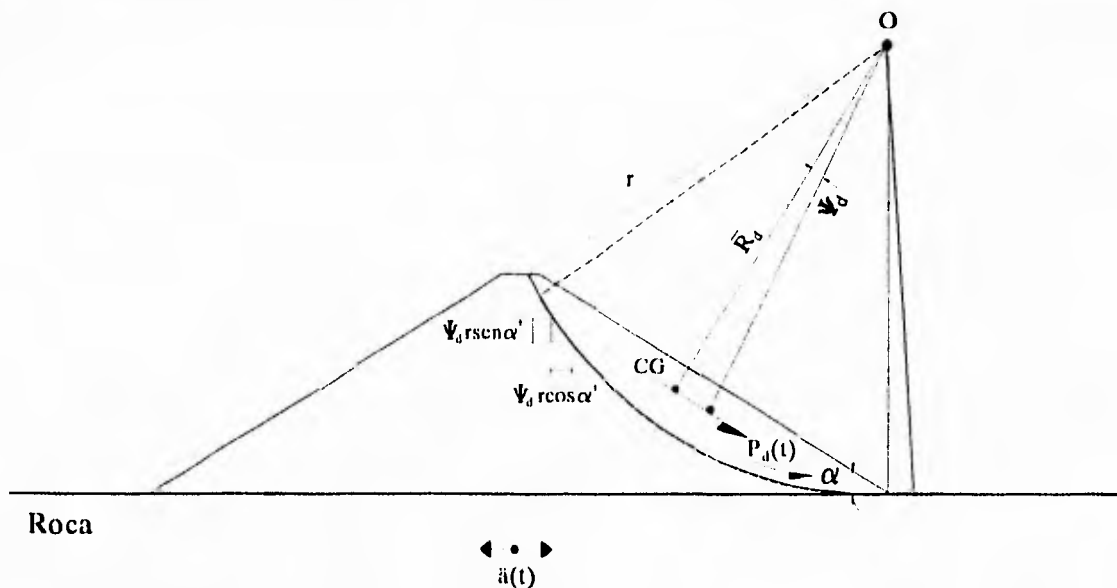


Fig. 3.3 Cálculo de las componentes de desplazamiento

III.3 Deformaciones por cambio volumétrico

La determinación de los asentamientos o componente volumétrica de deformación, implica la obtención de la respuesta dinámica de la presa o terraplén. Para ello, la estructura se idealiza como una serie de columnas de suelo cuya estratigrafía coincide con niveles preestablecidos dentro de la misma sección de la presa (Figura 3.4).

La respuesta a una excitación previamente definida se calcula en diferentes puntos de la sección analizada por medio de la solución al problema de la propagación unidimensional de ondas de corte en medios continuos, que permite determinar la historia de deformaciones en los diferentes niveles de la estructura. Tanto el peso volumétrico como la velocidad de propagación o el módulo de rigidez se determinan de acuerdo a las características de la sección. En el caso del primero, es posible considerar el peso volumétrico sumergido tratándose de las columnas de aguas arriba y el peso volumétrico seco para las correspondientes a aguas abajo. Por su parte, la velocidad de las ondas de corte (o el módulo de rigidez) se define en forma no lineal en función de la profundidad de los diferentes estratos.

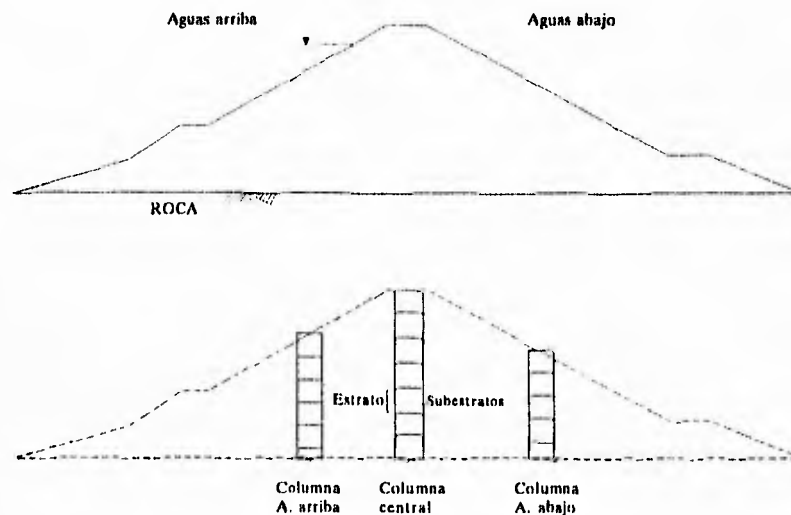


Fig. 3.4 Idealización de una presa. Método unidimensional

Propagación tridimensional de ondas en un medio continuo

Origen de la propagación de ondas en la corteza terrestre

Los movimientos relativos entre las diferentes placas y masas rocosas que forman la corteza terrestre originan fallas una vez que los esfuerzos inducidos alcanzan la resistencia del material. A la falla se encuentra asociada una liberación de energía de deformación que se transmite a través del medio en forma de ondas vibratorias propagadas en todas direcciones a partir del punto de ruptura. Estas ondas de desplazamiento, al ser transmitidas dentro de la corteza, constituyen un sismo. En general, tres tipos de ondas pueden ser identificadas dentro de un sismo :

- Ondas **P** o primarias: en las cuales las partículas del material se mueven a lo largo de la dirección de propagación de la onda, induciendo deformaciones de tensión y compresión alternadamente.
- Ondas **S** o secundarias: en las cuales las partículas se mueven en una dirección perpendicular a la dirección de propagación de las ondas, originando deformaciones de corte.
- Ondas superficiales

Ecuaciones de propagación de ondas P y S

Bajo la hipótesis de un medio continuo, las ecuaciones diferenciales de movimiento pueden ser obtenidas a partir de la aplicación del principio de D'Alambert (ecuación de equilibrio dinámico) a un elemento diferencial. Considerando un medio elástico, homogéneo e isótropo :

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} &= \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \\
 \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} &= \rho \frac{\partial^2 u_y}{\partial t^2} \\
 \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} &= \rho \frac{\partial^2 u_z}{\partial t^2}
 \end{aligned}
 \tag{3.15}$$

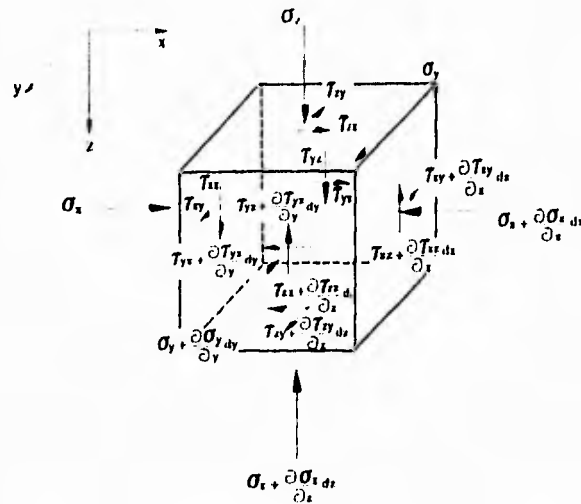


Fig. 3.5 Esfuerzos sobre un elemento diferencial

Por otra parte se conocen las siguientes relaciones entre deformaciones y desplazamientos :

$$\epsilon_x = \frac{\partial u_x}{\partial x} \quad \epsilon_y = \frac{\partial u_y}{\partial y} \quad \epsilon_z = \frac{\partial u_z}{\partial z} \quad (3.16)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u_y}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial y} \quad \gamma_{yz} = \frac{\partial u_z}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial z} \quad \gamma_{zx} = \frac{\partial u_z}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial z} \quad (3.17)$$

$$\omega_x = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_z}{\partial y} - \frac{\partial u_y}{\partial z} \right) \quad \omega_y = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial z} - \frac{\partial u_z}{\partial x} \right) \quad \omega_z = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_y}{\partial x} - \frac{\partial u_x}{\partial y} \right) \quad (3.18)$$

donde

u_x, u_y, u_z = Componentes del desplazamiento en las direcciones x, y, z respectivamente.

$\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ = Deformaciones normales en las direcciones x, y, z

γ_{xy} = Deformación por cortante en el plano xy

γ_{yz} = Deformación por cortante en el plano yz

γ_{zx} = Deformación por cortante en el plano xz

$\omega_x, \omega_y, \omega_z$ = componentes de rotación alrededor de los ejes x, y, z

De acuerdo a la ley de Hooke se tienen las siguientes relaciones entre esfuerzos y deformaciones :

$$\epsilon_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E}[\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)] \quad (3.19)$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E}[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

En cuanto a los esfuerzos y deformaciones por cortante :

$$\tau_{xy} = G \gamma_{xy} \quad \tau_{yz} = G \gamma_{yz} \quad \tau_{zx} = G \gamma_{zx} \quad (3.20)$$

donde $G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$

En base a la solución de las ecuaciones (3.19) se pueden expresar los esfuerzos normales en función de las deformaciones, esto es :

$$\epsilon_x = \frac{1}{E}[\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]$$

$$\epsilon_y = \frac{1}{E}[\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)]$$

$$\epsilon_z = \frac{1}{E}[\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]$$

$$\bar{\epsilon} = \frac{1}{E} [(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) (1 - 2\nu)]$$

donde

$$\bar{\epsilon} = \epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z$$

Reordenando

$$\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z = \frac{E}{1 - 2\nu} \bar{\epsilon} \quad (3.21)$$

Despejando $\nabla_y + \nabla_z$, $\nabla_x + \nabla_z$ y $\nabla_x + \nabla_y$ de (3.21), sustituyendo en (3.19) y reordenando

$$\begin{aligned}\sigma_x &= \lambda \bar{\epsilon} + 2G\epsilon_x \\ \sigma_y &= \lambda \bar{\epsilon} + 2G\epsilon_y \\ \sigma_z &= \lambda \bar{\epsilon} + 2G\epsilon_z\end{aligned}\tag{3.22}$$

donde

$$\lambda = \nu \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

Volviendo a las ecuaciones (3.15), éstas expresan las ecuaciones de movimiento de un elemento diferencial en función de esfuerzos. Considerando la ecuación asociada a la dirección x y sustituyendo (3.22),(3.17),(3.20) en (3.15) :

$$\rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} = \frac{\partial}{\partial x}(\lambda \bar{\epsilon} + 2G\epsilon_x) + G \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial u_y}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial y} \right) + G \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \right)$$

Agrupando

$$\rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial x} + G \nabla^2 u_x\tag{3.23}$$

donde

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$$

similarmente, en las direcciones y y z

$$\rho \frac{\partial^2 u_y}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial y} + G \nabla^2 u_y\tag{3.24}$$

$$\rho \frac{\partial^2 u_z}{\partial t^2} = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial z} + G \nabla^2 u_z\tag{3.25}$$

ecuaciones de movimiento en función de deformaciones y desplazamiento asociadas a cada una de las direcciones ortogonales.

Ondas de compresión

Para obtener la variación del desplazamiento respecto a las coordenadas x,y,z en la dirección normal de propagación en cada caso, diferenciamos (3.23),(3.24) y (3.25) con respecto a x,y y z respectivamente, y sumando obtenemos:

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) = (\lambda + G) \left(\frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial z^2} \right) + G \nabla^2 \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right)$$

o bien
$$\frac{\partial^2 \bar{\epsilon}}{\partial t^2} = \frac{(\lambda + 2G)}{\rho} \nabla^2 \bar{\epsilon} \quad (3.26)$$

que es la ecuación correspondiente a la propagación tridimensional de las ondas de compresión.

Ondas de Corte

En el caso de las ondas de corte, el movimiento estará asociado a la distorsión de los planos paralelos a la dirección de propagación. De tal forma, en el caso de la propagación de las ondas en el plano xz diferenciamos (3.23) con respecto a z y (3.25) respecto x , obteniendo

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial z} \right) = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial x \partial z} + G \nabla^2 \frac{\partial u_x}{\partial z}$$

y

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial u_z}{\partial x} \right) = (\lambda + G) \frac{\partial \bar{\epsilon}}{\partial z \partial x} + G \nabla^2 \frac{\partial u_z}{\partial x}$$

restando las ecuaciones anteriores,

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial z} - \frac{\partial u_z}{\partial x} \right) = G \nabla^2 \left(\frac{\partial u_x}{\partial z} - \frac{\partial u_z}{\partial x} \right)$$

donde de acuerdo a las relaciones establecidas en las ecuaciones (3.18) (componentes de rotación alrededor de los ejes x, y y z)

$$\rho \frac{\partial^2 \omega_y}{\partial t^2} = G \nabla^2 \omega_y \quad (3.27)$$

que representa la ecuación de transmisión de ondas de corte por distorsión del plano normal al eje y . De igual forma, diferenciando las ecuaciones (3.24) respecto a z , (3.25) respecto a y y (3.23) respecto a y , (3.24) respecto a x , se obtienen las correspondientes ecuaciones de transmisión de ondas de corte asociadas a los planos normales a los ejes x y z respectivamente

$$\rho \frac{\partial^2 \omega_x}{\partial t^2} = G \nabla^2 \omega_x \quad (3.28)$$

$$\rho \frac{\partial^2 \omega_z}{\partial t^2} = G \nabla^2 \omega_z \quad (3.29)$$

Simplificación al caso unidimensional

En el caso de un punto alejado al de perturbación, a diferencia de uno cercano para el que es difícil

predecir el contenido de ondas de un sismo, la solución se puede limitar al caso de la propagación unidimensional de ondas a través del medio, es decir, ondas planas para las que, en el caso de las ondas P propagadas en la dirección del eje z

$$\frac{\partial}{\partial x} = 0 \quad , \quad \frac{\partial}{\partial y} = 0$$

y entonces de la ecuación (3.26)

$$\frac{\partial^2 \epsilon_z}{\partial t^2} = \frac{(\lambda + 2G)}{\rho} \frac{\partial^2 \epsilon_z}{\partial z^2} \quad (3.30)$$

En cuanto a las ondas S , considerando la dirección de propagación z sobre el plano xz

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial z^2} \quad \left(\frac{\partial^2}{\partial x^2} = 0, \frac{\partial^2}{\partial y^2} = 0 \right)$$

$$\omega_y = \frac{\partial u_x}{\partial z}$$

entonces, susituyendo en (3.27)

$$\frac{\partial^2}{\partial t^2} \left(\frac{\partial u_x}{\partial z} \right) = \frac{G}{\rho} \nabla^2 \frac{\partial u_x}{\partial z} \quad (3.31)$$

$$\frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 u_x}{\partial z^2}$$

La validez de la simplificación anterior, como se mencionó en el capítulo II, se basa en el hecho de que los principales efectos de la transmisión de ondas se han encontrado principalmente asociados a la transmisión ascendente de las ondas de corte, por lo que, en adelante, el análisis dinámico se limitará a calcular las deformaciones inducidas por éstas a diferentes niveles de un depósito de suelo.

Medio viscoelástico

Para tomar en cuenta la variación en el tiempo de los estados de esfuerzo y deformación o incluir el amortiguamiento de los diferentes materiales, se puede adoptar un modelo viscoelástico para el cual

$$\tau = G\gamma + \mu \frac{\partial \gamma}{\partial t}$$

Sustituyendo en (3.31)

$$\frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} = \frac{1}{\rho} \frac{\partial}{\partial z} \left(G\gamma + \mu \frac{\partial \gamma}{\partial t} \right)$$

y finalmente

$$\rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u_x}{\partial z^2} + \mu \frac{\partial^3 u_x}{\partial t \partial z^2} \quad (3.32)$$

que corresponde a la ecuación de propagación unidimensional de ondas de corte a través de un medio viscoelástico o amortiguado.

Solución a la ecuación diferencial de transmisión unidimensional de ondas de corte.

Como solución a la ecuación de movimiento (Ec. 3.32), se supone una función arbitraria del tipo

$$u_x(z,t) = F_1\left(t + \frac{z}{c}\right)$$

que al ser dos veces diferenciable, satisface la ecuación. Se observa que, para dicha función, la respuesta es la misma para diferentes valores del argumento de la función F_1 , $u(z,t)$ o $u(z-c\Delta t, t + \Delta t)$, de donde se induce el carácter armónico implícito en la solución o *ecuación de onda*. De la misma forma, la función

$$u_x(z,t) = F_2\left(t - \frac{z}{c}\right)$$

satisface la ecuación de movimiento. Esto se explica en base a que el movimiento del suelo en un punto se encuentra determinado por la transmisión ascendente y descendente de las ondas. Sumando ambas componentes de propagación (método de las características).

$$u_x(z,t) = F_1\left(t + \frac{z}{c}\right) + F_2\left(t - \frac{z}{c}\right)$$

Si consideramos como función arbitraria (funciones F_1 y F_2) un movimiento armónico con frecuencia ω y amplitud $U(z)$

$$u_x(z,t) = U(z) e^{i\omega t} \quad (3.33)$$

esto es, un producto de funciones de una sola variable, sustituyendo en la ecuación (3.32) y reordenando

$$(G + i\omega\mu) \frac{d^2 U(z)}{dz^2} = \rho\omega^2 U(z)$$

ecuación diferencial ordinaria cuya solución es

$$U(z) = E e^{\sqrt{\frac{\rho\omega^2}{G + i\omega\mu}} z} + F e^{-\sqrt{\frac{\rho\omega^2}{G + i\omega\mu}} z}$$

Remplazando en (3.33)

$$u_x(z,t) = E e^{i(kz+\omega t)} + F e^{-i(kz-\omega t)} \quad (3.34)$$

$$k^2 = \frac{\rho\omega^2}{G+i\omega\mu}$$

En la ecuación (3.34) (*ecuación de onda*) se puede observar que, como fué planteado en un principio

$$F_1\left(t+\frac{z}{c}\right) = E e^{i\omega\left(t+\frac{z}{c}\right)}$$

$$F_2\left(t-\frac{z}{c}\right) = F e^{i\omega\left(t-\frac{z}{c}\right)}$$

con

$$c = \frac{\omega}{k}$$

y cuyos primer y segundo términos representan la componente ascendente y descendente de la onda de corte respectivamente.

Finalmente, el amortiguamiento puede relacionarse con la viscosidad de la siguiente forma (Schnabel, Lysmer y Seed, 1972)

$$\omega\mu = 2G\beta$$

donde β es la fracción del amortiguamiento crítico.

Transmisión de ondas de corte en depósitos estratificados horizontalmente

Movimientos armónicos

En el caso de depósitos compuestos de un número determinado de estratos, encontraremos transmisión y reflexión de las ondas incidentes en las fronteras de estos. Definiendo sistemas de coordenadas locales, la ecuación (3.34) es aplicable a cada estrato y, por continuidad, esfuerzos y desplazamientos deben coincidir en las interfases.

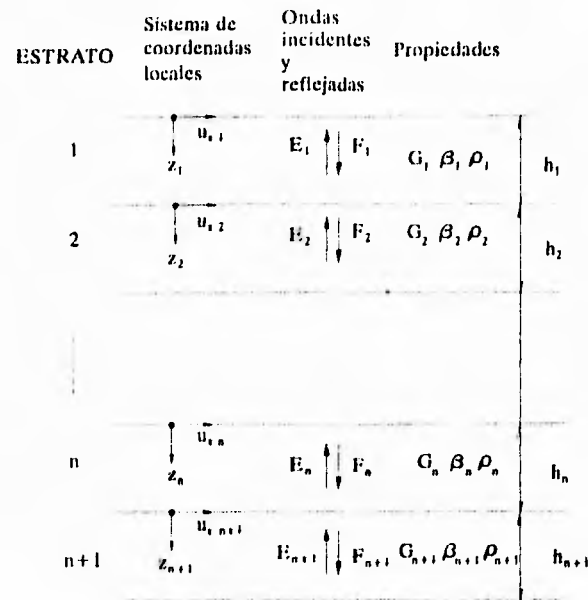


Fig. 3.6 Propagación de ondas en medios estratificados

Es decir, si el esfuerzo sobre planos horizontales se define como

$$\tau(z,t) = G\gamma + \mu \frac{\partial \gamma}{\partial t} = G \frac{\partial u_x}{\partial z} + \mu \frac{\partial^2 u_x}{\partial z \partial t}$$

que en base a la ecuación (3.34)

$$\tau(z,t) = ik(G + i\omega\mu)[Ee^{ikz} - Fe^{-ikz}]e^{i\omega t} \tag{3.35}$$

Se debe cumplir que desplazamiento y esfuerzo sean continuos en la frontera de los estratos n y $n+1$, es decir

$$u_x(z,t)_{n+1,z=0} = u_x(z,t)_{n,z=h_n}$$

que sustituyendo en (3.34) resulta

$$E_{n+1} + F_{n+1} = E_n e^{ik_n h_n} + F_n e^{-ik_n h_n} \tag{3.36}$$

De igual forma, en lo que se refiere a los esfuerzos

$$\tau(z,t)_{n,z=h_n} = \tau(z,t)_{n+1,z=0}$$

y sustituyendo en la ecuación (3.35)

$$E_{n+1} - F_{n+1} = \frac{k_n(G+i\omega\mu)_n}{k_{n+1}(G+i\omega\mu)_{n+1}} (E_n e^{ik_n h_n} - F_n e^{-ik_n h_n}) \tag{3.37}$$

Resolviendo simultáneamente las ecuaciones anteriores ((3.36) y (3.37)), se obtienen funciones que permiten calcular los valores de E_{n+1} , F_{n+1} en función de E_n y F_n .

$$E_{n+1} = \frac{1}{2}E_n(1+\alpha_n)e^{ik_n h_n} + \frac{1}{2}F_n(1-\alpha_n)e^{-ik_n h_n} \quad (3.38)$$

$$F_{n+1} = \frac{1}{2}E_n(1-\alpha_n)e^{ik_n h_n} + \frac{1}{2}F_n(1+\alpha_n)e^{-ik_n h_n} \quad (3.39)$$

donde

$$\alpha_n = \frac{k_n(G+i\omega\mu)_n}{k_{n+1}(G+i\omega\mu)_{n+1}}$$

En forma similar se pueden obtener las funciones correspondientes a cualesquiera de los estratos consecutivos definidos en el depósito.

En el caso particular de la superficie, el esfuerzo cortante es nulo, por lo que de la ecuación (3.35) para $z=0$ y $\tau=0$, se puede demostrar que

$$E_1 = F_1$$

esto es, la amplitud de las ondas incidente y reflejada es la misma.

Expresando las relaciones entre la amplitudes de estratos consecutivos, obtenidas a partir de las ecuaciones (3.38) y (3.39), como función de la amplitud normalizada de la superficie ($E_1 = 1$)

$$E_n = e_n(\omega)E_1 \quad (3.40)$$

$$F_m = f_m(\omega)E_1 \quad (3.41)$$

se pueden obtener funciones de transferencia entre cualquiera de las partes superiores ($z=0$) de los estratos que componen el perfil. De la ecuación (3.34), para $z=0$

$$A_{n,n+1}(\omega) = \frac{(E_n + F_n)e^{i\omega t}}{(E_{n+1} + F_{n+1})e^{i\omega t}} = \frac{e_n(\omega)EI + f_n(\omega)EI}{e_{n+1}(\omega)EI + f_{n+1}(\omega)EI} = \frac{e_n(\omega) + f_n(\omega)}{e_{n+1}(\omega) + f_{n+1}(\omega)} \quad (3.42)$$

Movimientos irregulares

Dado que en el problema del análisis dinámico de un depósito la excitación suele presentarse en forma de una historia de aceleraciones, es necesario expresar dicha excitación como una función periódica con $T=N\Delta t$ en términos de una suma equivalente de funciones armónicas (transformada de Fourier).

De esta forma, conocida la historia de aceleraciones en un estrato m , la correspondiente al estrato n puede obtenerse (mediante la aplicación de las funciones de transferencia calculadas de la siguiente) forma

$$\ddot{u}_n(t) = \sum_{s=0}^{\frac{N}{2}} A_{n,m}(\omega_s)(a_s e^{(\omega_s)t} + b_s e^{-(\omega_s)t}) \quad (3.43)$$

donde

a_s y b_s corresponden a los coeficientes de las series de Fourier, y
 N como el número de valores equidistantes en la historia de aceleraciones
 ω_s , $s=0,1,\dots,N/2$, como las frecuencias equidistantes.

Las historias de desplazamientos se calculan por integración de la ecuación (3.43) y la historia de deformaciones como

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial z} = ik(Ee^{i(kz+\omega t)} - Fe^{-i(kz-\omega t)}) \quad (3.44)$$

Podemos observar que, aún cuando la respuesta ha sido restringida a un solo grado de libertad, variables fundamentales como son la velocidad de la propagación de las ondas de corte, el comportamiento no lineal de los materiales, el peso volumétrico del material, el factor de amortiguamiento, la estratigrafía del depósito y las características de la excitación, se manifiestan en forma explícita en el modelo.

Determinación analítica de cambios volumétricos

La forma en la que se procede a calcular la deformación volumétrica inducida por la historia de deformaciones obtenida de un análisis dinámico del terraplén, se basa en el método de Martin, Finn, y Seed, el cual establece una relación empírica entre la reducción de volumen durante pruebas de corte simple cíclico drenadas y el correspondiente incremento de la presión de poro en pruebas no drenadas, esto con el fin de estudiar los factores que controlan el incremento de la presión intersticial. A la vez, dicha relación permite la estimación de la variación de la presión de poro con la respuesta dinámica de depósitos estratificados horizontalmente.

La variación volumétrica por cada ciclo de deformación en una historia no uniforme estará asociada a la deformación acumulada y a la amplitud de deformación del ciclo. En la figura (3.6) se obtiene la gráfica que relacionan el incremento de deformación volumétrica por cada ciclo de una cierta amplitud y correspondientes a cierta deformación volumétrica acumulada.

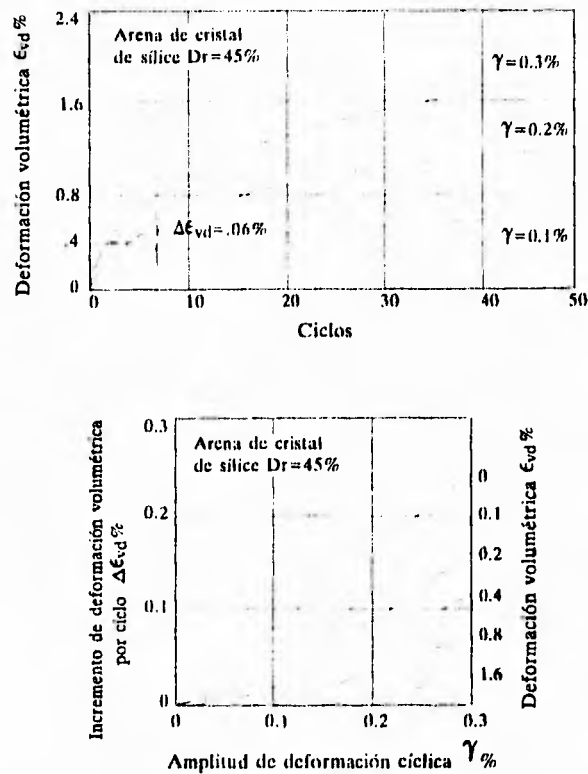


Fig. 3.6 Cálculo de la deformación volumétrica inducida por cada ciclo de deformación (Martin, Finn y Seed, 1974)

Martin, Seed y Finn ajustan las curvas obtenidas a un modelo analítico de la forma

$$\Delta\epsilon_{vd} = C_1(\gamma - C_2\epsilon_{vd}) + \frac{C_3\epsilon_{vd}^2}{\gamma + C_4\epsilon_{vd}} \quad (3.45)$$

donde

- $\Delta\epsilon_{vd}$ es el incremento de deformación volumétrica
- γ es la amplitud del ciclo de deformación (en %)
- ϵ_{vd} es la deformación volumétrica acumulada
- C_1, C_2, C_3 y C_4 son constantes numéricas

De las constantes numéricas, C_1 corresponde a la pendiente de la curva $\epsilon_{vd} = 0$, y las restantes se obtienen de la solución del sistemas de ecuaciones que resulta de sustituir los valores de deformación correspondientes a tres puntos sobre una misma curva. Debido a la condición de que las curvas deben coincidir en el origen, se puede demostrar que $C_3 = C_1 C_2 C_4$.

A diferencia de las arenas utilizadas en la definición del modelo, los materiales empleados en filtros, transiciones y enrocamientos de una presa son más susceptibles al reacomodo e incluso al rompimiento de sus partículas durante la excitación. Para tomar en cuenta dicho efecto se hizo uso de los resultados reportados por Hynes (1988) de pruebas cíclicas sobre gravas con amplitudes de deformación de .0138 y .124% y a partir de las cuales

se calcularon las variaciones volumétricas por ciclo. Las curvas resultantes fueron ajustadas al mismo modelo propuesto por Martin, Finn y Seed, obteniéndose valores de $C_1=1.18$, $C_2=.8$, $C_3=.71$ y $C_4=.75$. Con la expresión obtenida, integrada a un algoritmo que identifica los ciclos de deformación a partir de la respuesta dinámica de las columnas definidas, se obtiene la deformación vertical acumulada al final de la excitación (en porcentaje) correspondiente a un substrato dentro del perfil. La deformación total de la columna se obtiene como el total de los asentamientos de los estratos que la componen.

III.4 Superposición de las componentes de deformación. Desplazamientos totales.

Conocidas ambas componentes de deformación, los resultados pueden ser superpuestos.

- Los desplazamientos verticales correspondientes a puntos de la masa deslizante coincidentes con la ubicación de las columnas y los asentamientos calculados a partir del análisis dinámico de las mismas, conforman el asentamiento total en las diferentes secciones de la estructura.

- Por su parte, los desplazamientos horizontales totales se encuentran asociados exclusivamente a la componente horizontal del giro de la masa deslizante.

La superposición de ambos efectos reproduce la configuración deformada observada en diferentes estructuras.

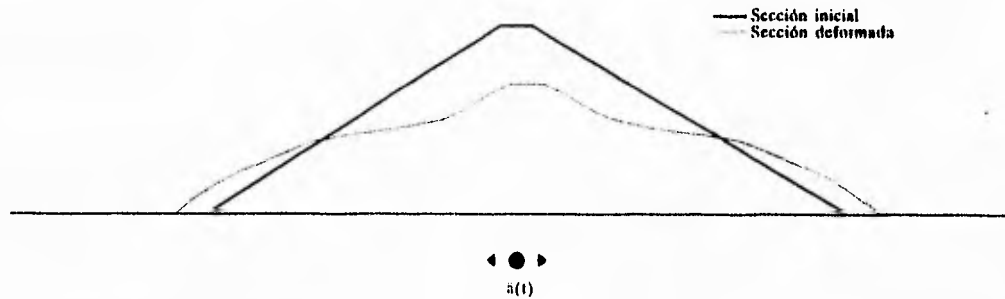


Fig. 3.7 Superposición de los mecanismos de deformación por sismo

Finalmente, el porcentaje de la deformación correspondiente a cambios volumétricos en el terraplén ocasionados por un sismo se puede obtener como la relación entre las áreas comprendidas entre la configuración deformada previa y la obtenida después del sismo.

IV Aplicación del método

IV.1 Descripción de las presas El infiernillo y José Ma. Morelos

El Infiernillo

La presa El Infiernillo fué construída entre los años de 1960 y 1964 a 70 km de la desembocadura del río Balsas en el océano Pacífico, como parte del sistema hidroeléctrico Presidente López Mateos y con una capacidad instalada de 920 MW.

Consiste en una presa de enrocamiento con núcleo delgado de arcilla compactada, y filtros, transiciones y enrocamientos a ambos lados del núcleo. Los filtros se encuentran formados por material aluvial y tienen un espesor de 2.50 m. El material de las zonas de transición en los respaldos de la cortina fué obtenido principalmente de los materiales de rezaga producto de las excavaciones y obras subterráneas de las obras complementarias. En el caso de los enrocamientos compactados y sueltos, se recurrió a bancos cercanos de conglomerados silicificados así como un banco de diorita a 4.5 km del sitio.

Las dimensiones de la cortina son

Altura: 146 m

Longitud de la base : 50 m

Longitud de la corona : 365 m

Taludes

Núcleo de arcilla : .09:1

Transiciones : .15:1

Enrocamiento compactado .95:1

Enrocamiento a volteo : 1.75:1 (con bermas a los niveles 106 m aguas arriba, y 120 y 80 m aguas abajo)

Las propiedades de los materiales se sintetizan en la tabla 4.1

Los detalles sobre la geología del sitio y el procedimiento constructivo son descritos ampliamente en la referencia SRH, CFE, UNAM (1976).

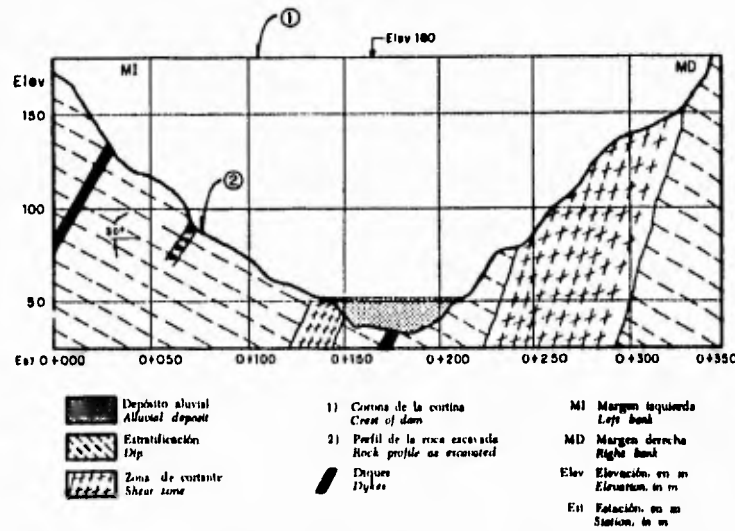


Fig 4.1 El Infiernillo. Sección transversal de la boquilla

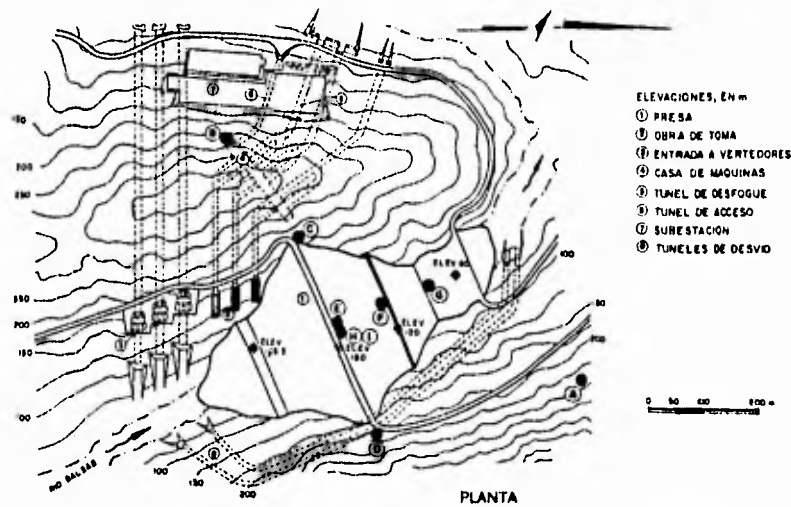


Fig. 4.2 EL Infiernillo. Distribución de las obras y estaciones acelerográficas

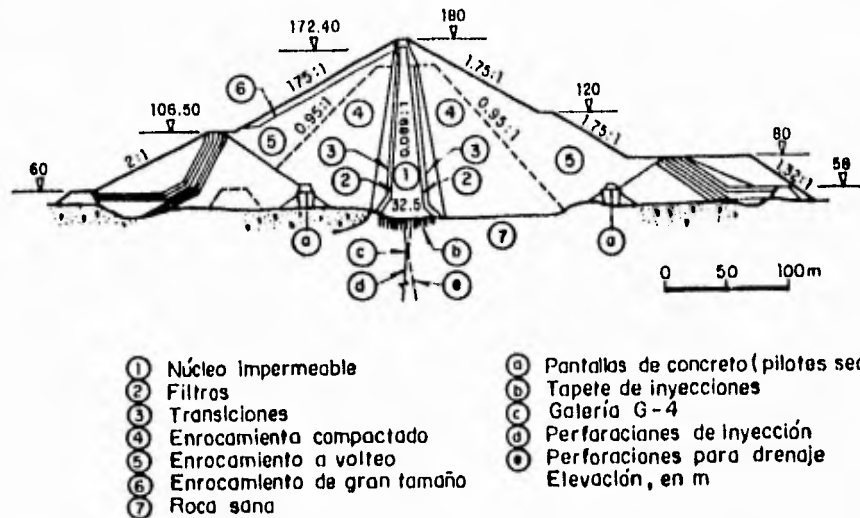


Fig. 4.3 El Infiernillo. Sección transversal

Presa José Ma. Morelos

También conocida con el nombre de La Villita, la presa José Ma. Morelos se localiza a 13 km de la desembocadura del río Balsas, en el límite entre los estados de Michoacán y Guerrero. Fue construida entre los años de 1964 y 1968 con el fin de captar las aportaciones de la cuenca intermedia entre dicho almacenamiento y el de la presa El Infiernillo para la generación de energía eléctrica (capacidad instalada de 304 MW) y el riego de 18,000 ha. del estado de Michoacán.

La cortina, cóncava hacia aguas abajo, consiste de un núcleo impermeable de arcilla provisto de filtros selectos de arena, transiciones de grava y arena, respaldos permeables formados por enrocamientos y chapas de roca selecta como protección contra el oleaje y la erosión.

El perfil de la boquilla se caracteriza por la presencia de un depósito aluvial de 70 m. de espesor que hizo necesaria la construcción de una pantalla de concreto de 60 m de espesor con el fin de interceptar las filtraciones a través de gravas, arenas y limos que lo componen. Para evitar los posibles desplazamientos sobre el contacto entre el desplante y la pantalla de concreto, los asentamientos excesivos del núcleo y la consecuente alteración de la condición de impermeabilidad, se llevó a cabo un tratamiento de la cimentación mediante inyecciones estabilizadoras tanto hacia aguas arriba como hacia aguas abajo del eje longitudinal de la cortina, hasta 26 m de profundidad. Las formaciones del subsuelo en la zona de la boquilla corresponden a tobos, rocas extrusivas y sedimentos aluviales. Detalles respecto a la geología de la boquilla y las etapas constructivas se incluyen en la referencia SRH, CFE, UNAM (1976).

Tabla 4.1 Propiedades mecánicas estáticas de los materiales

El infiernillo

Materiales	E (T/m ²)	Relación de Poisson	Peso volumétrico Seco/Sat. (T/m ³)	c (T/m ²)	Angulo de fricción
Núcleo	25000	0.49	1.59/2.0	3.00	0°
Filtros y transiciones	32000	0.33	1.87/2.19	0.00	35°
Enrocamiento compactado	31500	0.33	1.85/2.16	0.00	45°
Enrocamiento a volteo	15000	0.33	1.76/2.10	0.00	48°

José Ma. Morelos

Materiales	E (T/m ²)	Relación de Poisson	Peso volumétrico Seco/Sat. (T/m ³)	c (T/m ²)	Angulo de fricción
Núcleo	25000	0.49	1.55/2.00	7.20	8°
Filtros y transiciones	31500	0.33	2.10/2.18	0.00	35°
Enrocamiento compactado	31500	0.33	2.00/2.08	0.00	45°
Enrocamiento a volteo	15000	0.33	---	---	---

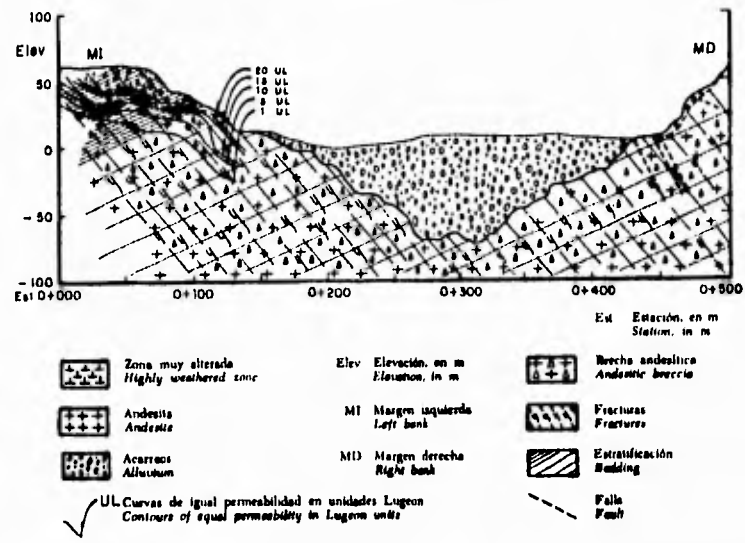


Fig. 4.4 La Villita. Sección transversal de la boquilla

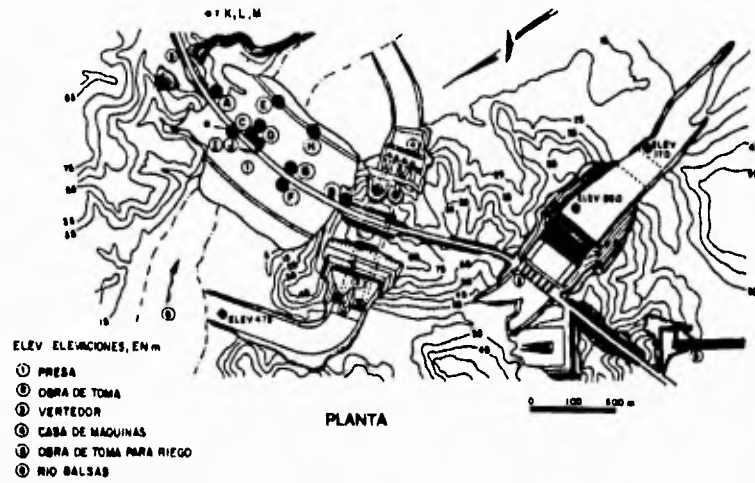


Fig. 4.5 La Villita. Distribución de las obras y estaciones acelerográficas

En cuanto a la geometría, las dimensiones de la presa son las siguientes:

Altura sobre el lecho del río	59.70 m.
Ancho de la base	335 m
Longitud de la corona	420 m
Taludes:	
Aguas arriba, hasta la elevación 23.50	2.5:1
A partir de la berma de aguas arriba y hasta el nivel de desplante	3:1
Aguas abajo, hasta la elevación 13.50	2.5:1
A partir de la berma de aguas abajo y hasta el nivel de desplante	3:1
Transiciones de grava y arena :	
aguas arriba	1:1
aguas abajo	.5:1

Las propiedades mecánicas de los materiales se resumen en la tabla 4.1

IV.2 Sismicidad de la zona e instrumentación de las presas

Ambas presas se localizan en una zona de alta sismicidad, asociada a la subducción de la placa de Cocos bajo la placa de Norteamérica, entre la falla de Chilpancingo y la del Pacífico, teniendo varios focos sísmicos importantes a unos cuantos kilómetros a su alrededor.

La constante actividad sísmica de la región puede apreciarse en la Fig. (4.6) en la que se muestran los epicentros correspondientes a sismos registrados en el periodo 1907-1977 dentro de un cuadro comprendido por las latitudes 16° a 20° N y longitudes 100° a 104° W y clasificados tomando como punto de referencia los 30 km de profundidad, ya que son los sismos cuyos epicentros se localizan dentro de la región definida y en el rango de los 30 km de profundidad los que podrían causar daños severos sobre las estructuras.

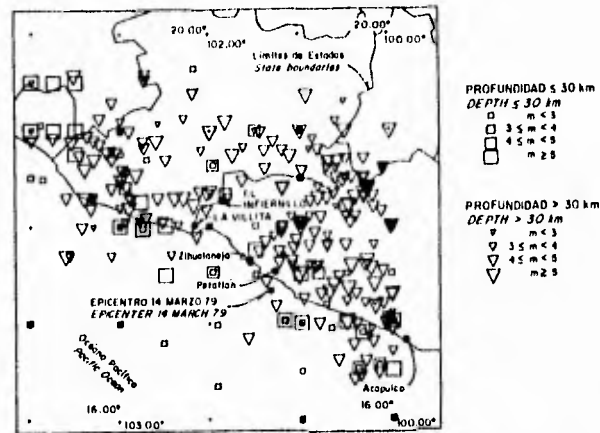


Fig. 4.6 Localización de epicentros (1907-1977)

Con el fin de evaluar el comportamiento de las estructuras a partir de su construcción, el llenado del embalse y ante la ocurrencia de sismos de magnitud variable, ambas presas fueron instrumentadas a lo largo de diferentes secciones y niveles. En ambos casos, la distribución de los instrumentos incluye inclinómetros, extensómetros, piezómetros, celdas de presión, bancos de referencia superficiales y acelerómetros. Las figuras (4.2), (4.5), (4.8), (4.9), (4.10) y (4.11) muestran la distribución de dichos instrumentos en ambas presas.

A partir de la instrumentación de ambas presas han sido registrados diversos sismos en los diferentes acelerógrafos instalados. No obstante que en ocasiones no se ha contado con registros simultáneos en los diferentes puntos de las estructuras para un mismo evento, la tabla 4.2 y las figuras 4.12 y 4.13 muestran las características generales de las componentes transversales de los sismos registrados el 14 de marzo de 1979 y el 19 de septiembre de 1985, incluyendo los registros y los espectros de aceleraciones.

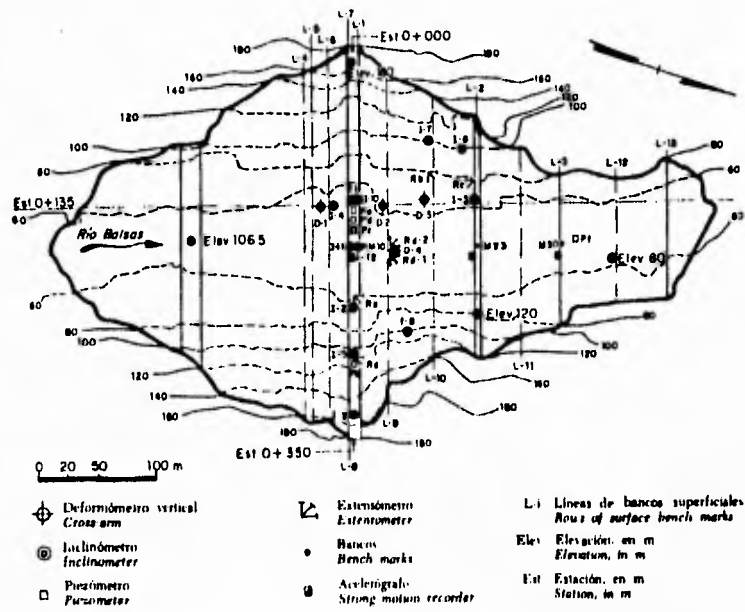


Fig. 4.8 El Infiernillo. Instrumentación

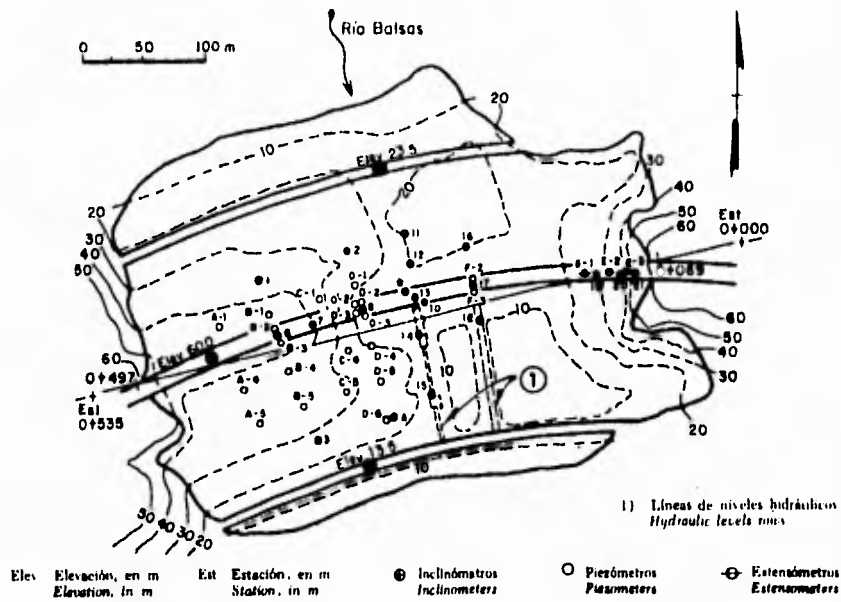


Fig. 4.9 La Villita. Instrumentación

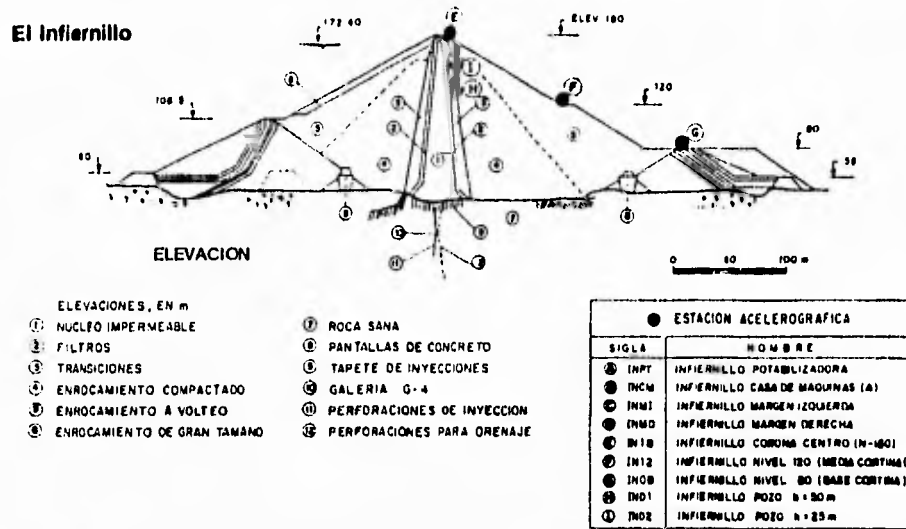


Fig. 4.10 El Infiernillo. Distribución de acelerógrafos en la sección central

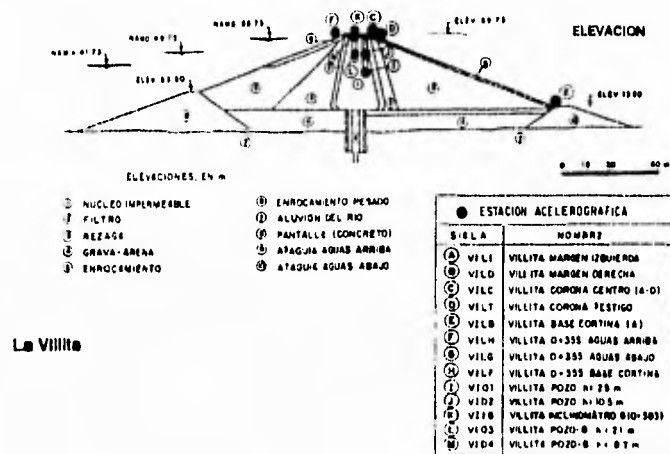


Fig. 4.11 La Villita. Distribución de acelerógrafos en la sección central

Tabla 4.2 Características generales de los sismos

El Infiernillo

Estación	R.M.S. A. max. (g) Duración (seg)	3/14/79 Mag. = 7.6			19/09/85 Mag. = 8.1		
		Trans.	Long.	Vert.	Trans.	Long.	Vert.
INCM Casa de máquinas (Roca)	0.0377 0.1196 9	0.0403 0.1048 19	0.1088 0.06889 16	Sin registro			
INMD Margen derecha (Roca)	R.M.S. A. max. (g) Duración (seg)	Sin registro			0.0284 0.1318 55	0.025 0.0913	0.0224 0.0774
IN12 Nivel 120 (Berma A. abajo)	R.M.S. A. max. (g) Duración (seg)	Sin registro			0.0702 0.294	0.1072 0.3793	0.0672 0.2946
IN18 Nivel 180 (Corona)	R.M.S. A. max. (g) Duración (seg)	0.1265 0.3248 68	0.1033 0.3249 65	0.0901 0.3279 68	Sin registro		

RMS Valor medio cuadrático

Jose Ma. Morelos

Estación	R.M.S. A. max. (g) Duración (seg)	19/09/85 Mag. = 8.1	
		Trans.	Long.
Margen derecha (Roca)	0.0173 5	0.0183 5	0.0153 4
Berma Elev. 13.5 (Roca)	R.M.S. A. max. (g) Duración (seg)	0.1356 14	0.1264 14
Cresta	R.M.S. A. max. (g) Duración (seg)	0.3782 31	0.1580 31

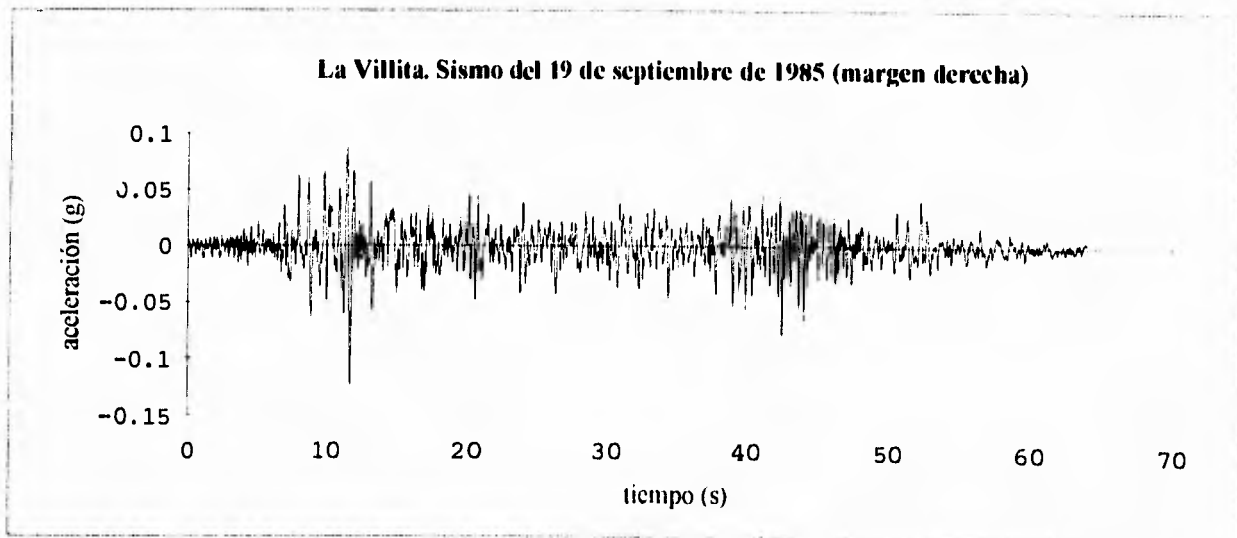
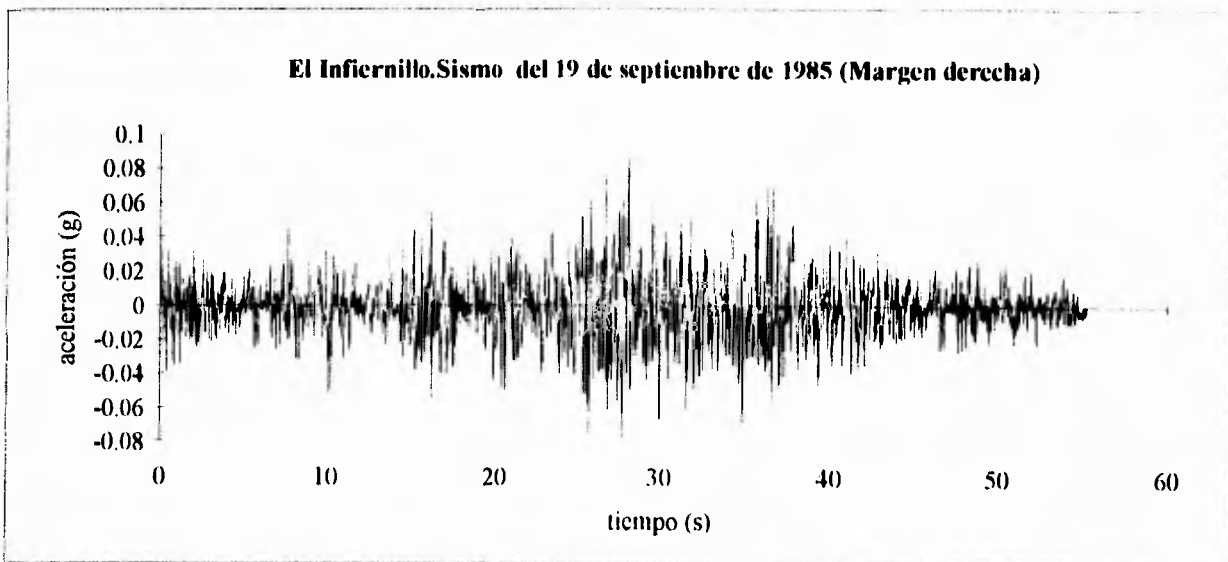
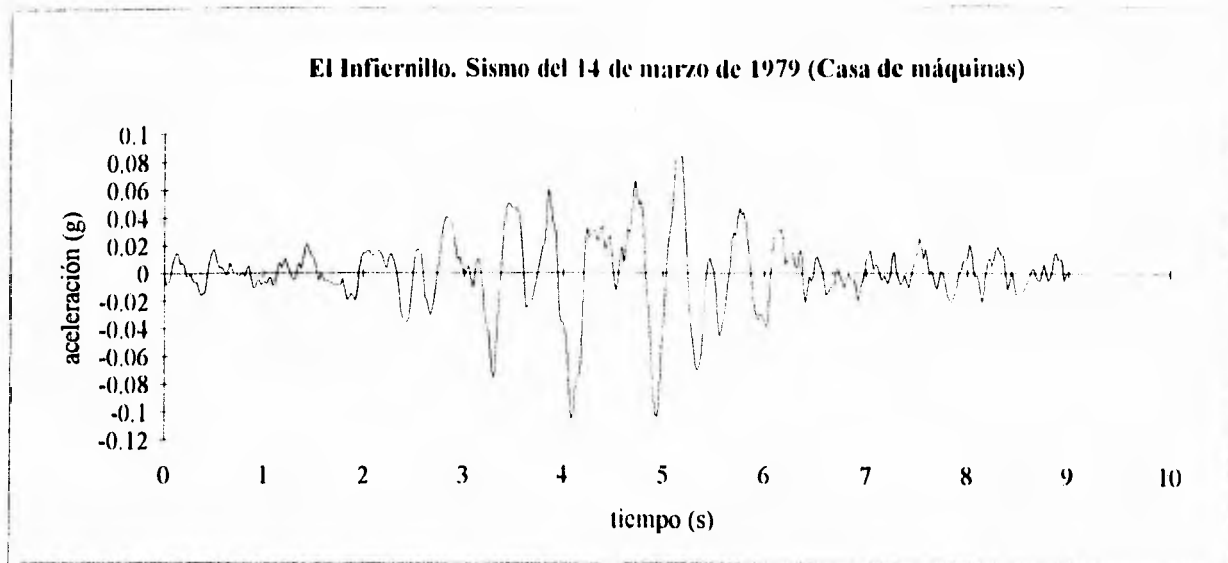


Fig. 4.12 Componentes transversales de los sismos utilizados en el análisis

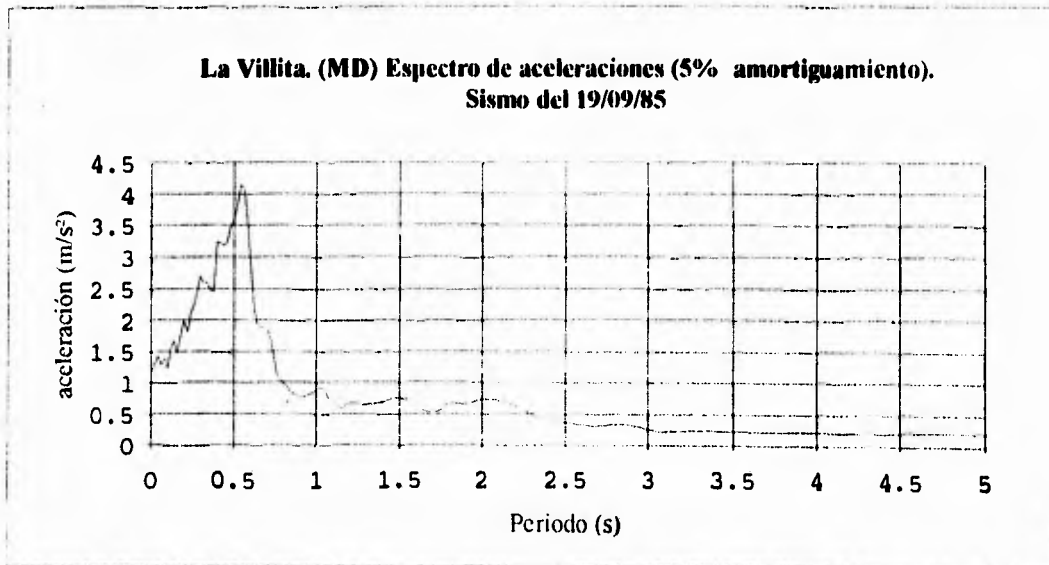
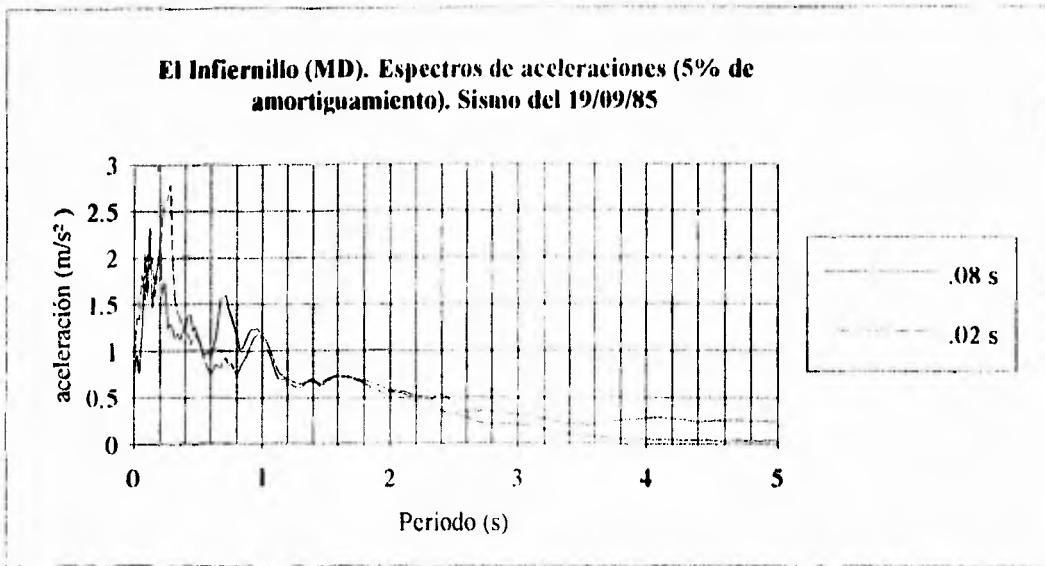
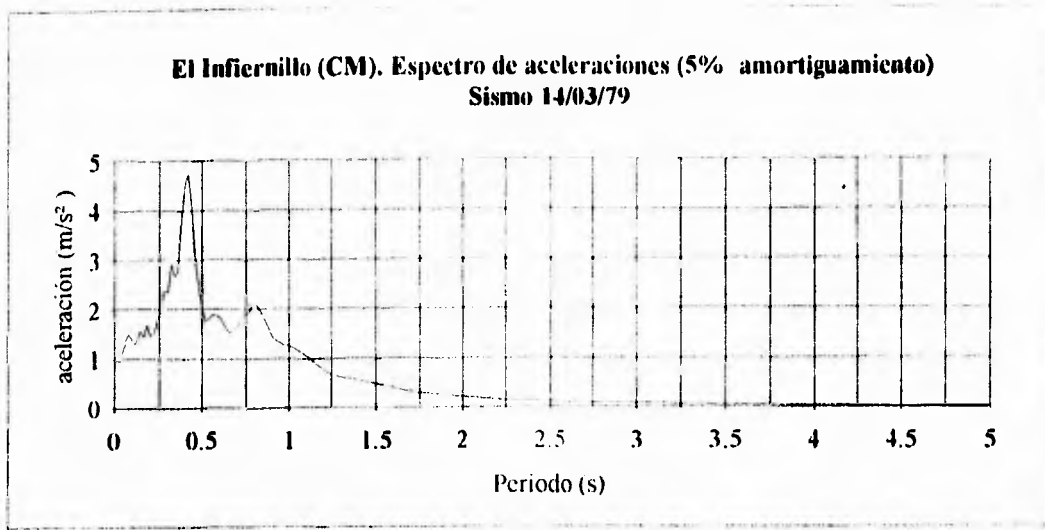


Fig 4.13 Espectros de aceleraciones calculados. Componente Transversal. El Infiernillo y La Villita

IV.3 Análisis dinámico y cálculo de deformaciones permanentes

Partiendo de los registros en roca correspondientes a los sismos del 14 de marzo de 1979 y del 19 de septiembre de 1985, se procedió a calcular la respuesta dinámica de ambas presas así como a estimar las deformaciones permanentes mediante el método tridimensional de elementos finitos y el método simplificado propuesto.

El infiernillo

La sección transversal máxima de la cortina se idealizó por medio de tres columnas de suelo: en el centro, aguas arriba y aguas abajo.

La columna de aguas abajo se hizo coincidir con la elevación 120 de la sección dado que es en este nivel en el que se ubican tanto un acelerógrafo (IN12) como un deformómetro vertical.

Por su parte en la columna central se cuenta con un acelerógrafo (IN18), inclinómetros y deformómetros verticales.

La respuesta de cada columna, en términos de la historia de deformaciones calculada en diferentes niveles, fué obtenida por medio del programa para el cálculo de la respuesta dinámica de depósitos de suelo estratificados horizontalmente (SHAKE), tomando como excitación la historia de aceleraciones registrada en roca durante los sismos de marzo de 1979 y septiembre de 1985.

Las propiedades dinámicas de los materiales utilizadas en el análisis corresponden a las obtenidas en estudios previos (Romo y Villarraga, 1989)(Romo y Magaña, 1992) mediante el método de elementos finitos. En dichos trabajos, los parámetros que definen las relaciones entre el módulo de rigidez y el amortiguamiento con la deformación inducida fueron variados hasta lograr reproducir la respuesta medida en los diferentes sismos. En la Fig. (4.14) se definen la estratigrafía y las propiedades dinámicas de los materiales de la cortina utilizados en el análisis.

Los espesores de los estratos definidos en cada una de las columnas coinciden con los espesores de los elementos finitos definidos en la malla tridimensional con el objeto de facilitar la comparación entre las historias de deformaciones calculadas mediante ambos métodos de análisis. A su vez cada subestrato fué dividido en tres subestratos con el fin de reducir la rigidez de las columnas definidas.

En las tablas 4.3 y 4.5 se muestran los resultados del análisis dinámico unidimensional así como los asentamientos totales calculados. Las deformaciones totales por compactación se calculan como el promedio de las deformaciones inducidas por los ciclos positivos y negativos de la respuesta calculada en los diferentes niveles. Esto se debe a que el método utilizado para calcular las deformaciones volumétricas (Fig. 3.6) considera ciclos completos de deformación uniforme, a diferencia de la irregularidad de los ciclos que componen la respuesta calculada.



El Infiernillo

Fig. 4.14 Definición de la estratigrafía y propiedades dinámicas

	Estrato	Elemento Finito	Peso vol. t/m3	Amortiguamiento %	G t/m²	Vs m/s
Col. central	1	37	1.844	0.070	16764.777	298.661
	2	91	1.865	0.047	15353.993	284.217
	3	157	1.865	0.042	38058.964	447.474
	4	220	1.865	0.036	46625.796	495.282
	5	290	1.865	0.031	60413.043	563.773
	6	349	1.865	0.031	62082.334	571.509
	7	408	1.865	0.029	64270.656	581.494
	8	435	1.865	0.027	97590.788	716.545
	9	roca	2.886		294180.912	1000.000
Col. A. arriba	1	49	2.100	0.049	15368.127	267.919
	2	121	2.100	0.045	18560.063	294.431
	3	195	2.164	0.041	36567.139	407.106
	4	265	2.164	0.037	40633.692	429.146
	5	329	2.164	0.037	39615.621	423.736
	6	393	2.164	0.039	41102.569	431.615
	7	roca	2.886		294180.912	1000.000
Col. A. abajo	1	240	1.759	0.034	30390.293	411.712
	2	309	1.759	0.034	29873.242	408.194
	3	360	1.759	0.034	38036.400	460.602
	4	417	1.759	0.034	40896.749	477.606
	5	441	1.759	0.034	42353.322	486.037
	6	roca	2.886		294180.912	1000.000

El Infiernillo

Tabla 4.3 Características de la respuesta y cálculo de asentamientos (14/03/79)

(c1=1.18, c2=.80, c3=.71, c4=.75)

	Estrato	Espesor m	Substrato	Espesor del substrato	Periodo del depósito (seg)	Deformación negativa %	Deformación positiva %	Promedio (decimal)	Asentamiento m
Col. central	1	16.002	2	5.334	1.210	0.051	0.050	0.001	0.008
	2	24.000	5	8.000		0.210	0.201	0.002	0.049
	3	20.998	8	6.999		0.097	0.093	0.001	0.020
	4	12.500	11	4.167		0.072	0.078	0.001	0.009
	5	26.502	14	8.834		0.063	0.068	0.001	0.017
	6	19.998	17	6.666		0.081	0.083	0.001	0.016
	7	10.000	20	3.333		0.090	0.089	0.001	0.009
	8	17.502	23	5.834		0.062	0.060	0.001	0.011
	9	(roca)					Asentamiento de la columna		
Col. A. arriba	1	24.000	2	8.000	1.240	0.087	0.084	0.001	0.021
	2	20.998	5	6.999		0.204	0.180	0.002	0.040
	3	12.500	8	4.167		0.107	0.100	0.001	0.013
	4	26.502	11	8.834		0.095	0.104	0.001	0.026
	5	19.998	14	6.666		0.128	0.144	0.001	0.027
	6	10.000	17	3.333		0.135	0.148	0.001	0.014
	7	(roca)					Asentamiento de la columna		
Col. A. abajo	1	12.500	2	4.167	0.780	0.025	0.022	0.000	0.003
	2	26.502	5	8.834		0.119	0.107	0.001	0.030
	3	19.998	8	6.666		0.169	0.165	0.002	0.033
	4	10.000	11	3.333		0.186	0.186	0.002	0.019
	5	17.502	14	5.834		0.190	0.192	0.002	0.033
	6	(roca)					Asentamiento de la columna		

El Infiernillo

Tabla 4.4 Método Unidimensional. Sismo 1979

Variación de parámetros

Variación	Constantes				Asentamientos (m)		
	c1	c2	c3	c4	Col. central	Col. A. arriba	Col A.abajo
1	1.180	0.800	0.708	0.750	0.140	0.141	0.118
2	1.180	0.920	0.814	0.750	0.116	0.118	0.094
3	1.180	0.680	0.602	0.750	0.169	0.169	0.146
4	1.180	0.800	0.812	0.860	0.158	0.158	0.135
5	1.180	0.800	0.604	0.640	0.123	0.124	0.100
6	1.180	0.920	0.695	0.640	0.104	0.106	0.082

Análisis tridimensional. Sismo 1979

Variación de parámetros

Variación	Constantes				Asentamientos (m)		
	c1	c2	c3	c4	Col. central	Col. A. arriba	Col A.abajo
1	1.180	0.800	0.708	0.750	0.071	0.089	0.026
2	1.180	0.920	0.814	0.750	0.060	0.074	0.021
3	1.180	0.680	0.602	0.750	0.087	0.108	0.031
4	1.180	0.800	0.812	0.860	0.081	0.101	0.029
5	1.180	0.800	0.604	0.640	0.063	0.078	0.023
6	1.180	0.920	0.695	0.640	0.054	0.067	0.019

El infiernillo

Tabla 4.5 Características de la respuesta y cálculo de asentamientos (19/09/85)

(c1=1.180, c2=.800, c3=.708, c4=.750)

	Estrato	Espesor (m)	Substrato	Espesor del substrato	Periodo del depósito (seg)	Deformación negativa (%)	Deformación positiva (%)	Promedio (decimal)	Asentamiento (m)
Col. central	1	16.002	2	5.334	1.210	0.048	0.053	0.001	0.008
	2	24.000	5	8.000		0.188	0.198	0.002	0.046
	3	20.998	8	6.999		0.114	0.113	0.001	0.024
	4	12.500	11	4.167		0.115	0.111	0.001	0.014
	5	26.502	14	8.834		0.098	0.097	0.001	0.026
	6	19.998	17	6.666		0.107	0.109	0.001	0.022
	7	10.000	20	3.333		0.111	0.113	0.001	0.011
	8	17.502	23	5.834		0.076	0.077	0.001	0.013
	9	(roca)				Asentamiento de la columna			
Col. A. arriba	1	24.000	2	8.000	1.240	0.079	0.085	0.001	0.020
	2	20.998	5	6.999		0.175	0.176	0.002	0.037
	3	12.500	8	4.167		0.118	0.115	0.001	0.015
	4	26.502	11	8.834		0.125	0.126	0.001	0.033
	5	19.998	14	6.666		0.147	0.151	0.001	0.030
	6	10.000	17	3.333		0.154	0.154	0.002	0.015
	7	(roca)				Asentamiento de la columna			
Col. A. abajo	1	12.500	2	4.167	0.780	0.024	0.024	0.000	0.003
	2	26.502	5	8.834		0.107	0.106	0.001	0.028
	3	19.998	8	6.666		0.126	0.128	0.001	0.025
	4	10.000	11	3.333		0.143	0.144	0.001	0.014
	5	17.502	14	5.834		0.155	0.156	0.002	0.027
	6	(roca)				Asentamiento de la columna			

El Infiernillo
Tabla 4.6 Método Unidimensional. Sismo 1985

Variación de parámetros

Variación	Constantes				Asentamientos (m)		
	c1	c2	c3	c4	Col. central	Col. A. arriba	Col A.abajo
1	1.180	0.800	0.708	0.750	0.164	0.149	0.098
2	1.180	0.920	0.814	0.750	0.109	0.101	0.068
3	1.180	0.680	0.602	0.750	0.179	0.162	0.106
4	1.180	0.800	0.812	0.860	0.238	0.215	0.140
5	1.180	0.800	0.604	0.640	0.116	0.107	0.072
6	1.180	0.920	0.695	0.640	0.089	0.083	0.053

Análisis tridimensional. Sismo 1985

Variación de parámetros

Variación	Constantes				Asentamientos (m)		
	c1	c2	c3	c4	Col. central	Col. A. arriba	Col A.abajo
1	1.180	0.800	0.708	0.750	0.082	0.088	0.033
2	1.180	0.920	0.814	0.750	0.055	0.060	0.023
3	1.180	0.680	0.602	0.750	0.134	0.144	0.054
4	1.180	0.800	0.812	0.860	0.119	0.128	0.048
5	1.180	0.800	0.604	0.640	0.059	0.064	0.024
6	1.180	0.920	0.695	0.640	0.045	0.048	0.019

Los resultados anteriores corresponden a los parámetros del modelo calculados con los resultados de los análisis dinámicos de Hynes (1988) sobre gravas ($c_1 = 1.18$, $c_2 = .8$, $c_3 = .70$ y $c_4 = .75$). Dada la incertidumbre en cuanto al comportamiento de los diferentes materiales, se llevaron a cabo variaciones paramétricas incrementando y reduciendo en un 15% las constantes que definen la forma de las curvas experimentales de la Fig. (3.6) (c_2 y c_4). Los resultados presentados en las tablas 4.4 y 4.6 incluyen los asentamientos calculados a partir de las historias de deformaciones obtenidas mediante el método de elementos finitos tridimensional en los elementos coincidentes con las columnas definidas, lo cual permite establecer comparaciones entre ambos métodos. Se puede observar como los valores calculados mediante el método propuesto son mayores a los calculados mediante el método tridimensional, especialmente en la columna aguas abajo.

Por otra parte, las historias de deformaciones calculadas por los diferentes métodos (Fig. 4.16) muestran cierto grado de similitud en cuanto a las frecuencias que las componen y, en general, mayores amplitudes de deformación calculadas por medio del método unidimensional.

La Villita

En el caso de La Villita el procedimiento fué el mismo. Las propiedades dinámicas de las tres columnas que definen la sección idealizada fueron obtenidas de los análisis tridimensionales previos. Las características de los estratos definidos, sus propiedades, la respuesta del análisis unidimensional y las variaciones paramétricas, se presentan en la figura (4.15) y las tablas 4.7 y 4.8, para el sismo del 19 de septiembre exclusivamente.



La Villita

Fig. 4.15 Definición de la estratigrafía y propiedades dinámicas

	Estrato	Elemento Finito	Peso vol. t/m ³	Amortiguamiento %	G t/m ²	Vs m/s
Col. central	1	37	1.850	0.075	4028.413	146.161
	2	93	1.870	0.075	7158.109	193.761
	3	160	1.870	0.075	9446.178	222.614
	4	251	2.100	0.073	13333.876	249.558
	5	340	2.190	0.067	38301.022	414.199
	6	448	1.760	0.063	360.156	44.806
	7	554	1.760	0.061	36134.243	448.794
	8	643	2.160	0.063	50040.777	476.768
	9	715	2.160	0.064	54120.910	495.824
	10	765	2.100	0.065	24966.540	341.486
	11	roca	2.886		294180.893	1000.000
Col. A. arriba	1	66	2.160	0.048	5987.291	164.915
	2	131	2.160	0.050	7580.092	185.559
	3	224	1.869	0.049	8367.888	209.550
	4	322	2.100	0.055	13081.678	247.187
	5	431	2.004	0.063	16284.202	282.330
	6	540	1.870	0.063	17351.909	301.715
	7	631	2.100	0.063	21522.543	317.059
	8	705	2.100	0.064	23378.784	330.449
	9	759	1.759	0.060	20871.654	341.196
	10	roca	2.886		294189.602	1000.000
Col. A. abajo	1	111	1.759	0.058	4605.945	169.282
	2	178	1.759	0.047	6331.008	187.915
	3	271	2.160	0.045	9936.706	212.455
	4	349	1.869	0.053	11724.522	248.043
	5	454	1.759	0.062	14452.852	283.924
	6	566	2.100	0.065	15973.666	273.147
	7	650	2.190	0.064	22358.527	316.465
	8	720	2.190	0.064	24368.740	330.385
	9	770	2.100	0.064	22544.075	324.496
	10	roca	2.886		294180.893	1000.000

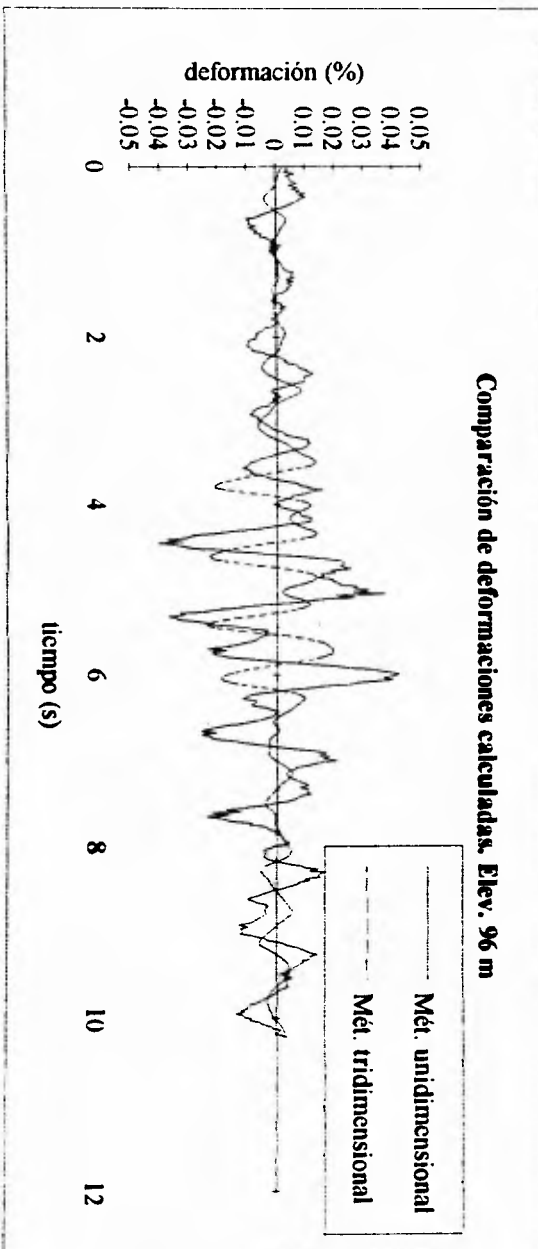
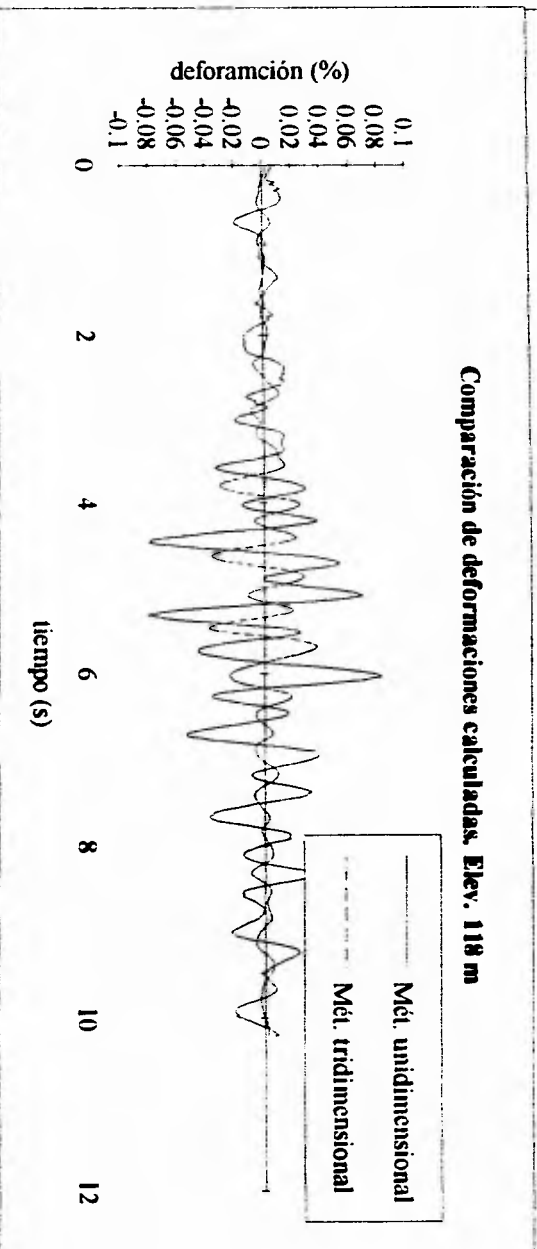
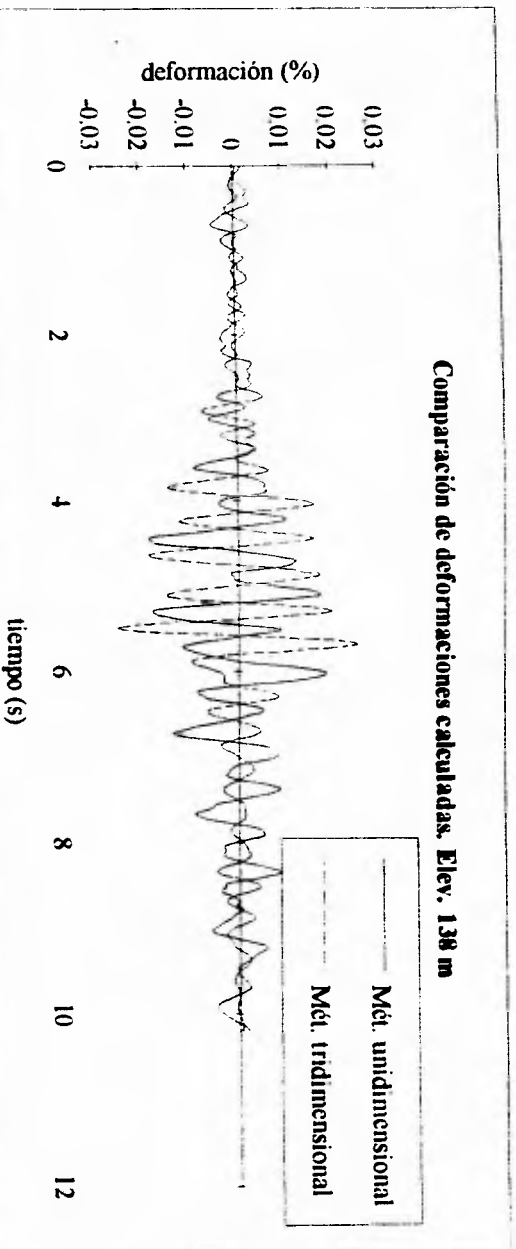
La Villita
Tabla 4.7 Características de la respuesta y cálculo de asentamientos (19/09/85)
(c1=1.18, c2=.80, c3=.71, c4=.75)

	Estrato	Espesor (m)	Subestrato	Espesor del subestrato	Periodo del depósito (seg)	Deformación negativa (%)	Deformación positiva (%)	Promedio (decimal)	Asentamiento (m)
Col. central	1	10.000	2	3.333	1.520	0.126	0.118	0.001	0.012
	2	14.000	5	4.667		0.237	0.228	0.002	0.033
	3	12.500	8	4.167		0.253	0.257	0.003	0.032
	4	13.500	11	4.500		0.205	0.211	0.002	0.028
	5	10.000	14	3.333		0.082	0.083	0.001	0.008
	6	15.000	17	5.000		0.099	0.099	0.001	0.015
	7	15.000	20	5.000		0.101	0.098	0.001	0.015
	8	15.000	23	5.000		0.084	0.081	0.001	0.012
	9	15.000	26	5.000		0.198	0.187	0.002	0.029
	10	10.000	29	3.333		0.197	0.188	0.002	0.019
	11	(roca)					Asentamiento de la columna		
Col. A. arriba	1	14.000	2	4.667	1.810	0.122	0.116	0.001	0.017
	2	12.500	5	4.167		0.264	0.258	0.003	0.033
	3	13.500	8	4.500		0.303	0.301	0.003	0.041
	4	10.000	11	3.333		0.213	0.211	0.002	0.021
	5	15.000	14	5.000		0.191	0.180	0.002	0.028
	6	15.000	17	5.000		0.199	0.197	0.002	0.030
	7	15.000	20	5.000		0.174	0.173	0.002	0.026
	8	15.000	23	5.000		0.174	0.174	0.002	0.026
	9	10.000	26	3.333		0.211	0.206	0.002	0.021
	10	(roca)					Asentamiento de la columna		
Col. A. abajo	1	14.000	2	4.667	1.840	0.155	0.150	0.002	0.021
	2	12.500	5	4.167		0.312	0.303	0.003	0.038
	3	13.500	8	4.500		0.250	0.245	0.002	0.033
	4	10.000	11	3.333		0.242	0.241	0.002	0.024
	5	15.000	14	5.000		0.216	0.216	0.002	0.032
	6	15.000	17	5.000		0.221	0.223	0.002	0.033
	7	15.000	20	5.000		0.176	0.180	0.002	0.027
	8	15.000	23	5.000		0.178	0.181	0.002	0.027
	9	10.000	26	3.333		0.204	0.205	0.002	0.020
	10	(roca)					Asentamiento de la columna		

La Villita
Tabla 4.8 Método Unidimensional. Sismo 1985

Variación de parámetros

Variación	Constantes				Asentamientos (m)		
	c1	c2	c3	c4	Col. central	Col. A. arriba	Col A.abajo
1	1.180	0.800	0.708	0.750	0.203	0.242	0.257
2	1.180	0.920	0.814	0.750	0.135	0.168	0.174
3	1.180	0.680	0.602	0.750	0.318	0.368	0.396
4	1.180	0.800	0.812	0.860	0.286	0.332	0.357
5	1.180	0.800	0.604	0.640	0.149	0.178	0.184
6	1.180	0.920	0.695	0.640	0.109	0.132	0.137



Figs 4.16 Comparación de resultados. El Infernillo, 14/03/79. Col. central

El Infiernillo

14/03/79				19/09/85			
Elevación	medido	calculado		Elevación	medido	calculado	
		Unidim. c2=.92, c4=.64	Tridim. c2=.80, c4=.86			Unidim. c2=.92, c4=.64	Tridim. c2=.80, c4=.86
Corona	12.77	10.40	8.10	Corona	11.8	8.9	11.9
A. Abajo (120 m)	1.30	8.20	2.90	A. Abajo (120 m)	2.51	5.3	4.8

La Villita

19/09/85		
Elevación	medido	calculado Unidim. c2=.92, c4=.64
Corona	9.00	10.90

Tabla 4.9 Comparación de los resultados con los valores medidos (De acuerdo a los valores de las constantes del modelo de cambios volumétricos que mejor reproducen los asentamientos medidos en la corona de cada una de las presas)

IV.4 Deformaciones por distorsión a volumen constante.

En ambas presas, la superficies consideradas en los análisis dinámicos correspondieron a las superficies críticas obtenidas mediante análisis de estabilidad convencionales que tomaron en cuenta las propiedades y distribución de los diferentes materiales en la sección transversal de cada una de ellas. Las historias de aceleraciones en la parte media de cada uno de los taludes se calcularon por medio de la respuesta a la ecuación de la propagación unidimensional de ondas de corte (programa **SHAKE**), escalando los valores máximos de cada historia resultante a los valores máximos calculados mediante los análisis de elementos finitos tridimensionales reportados por Romo y Magaña (1992). La resistencia al corte de cada superficie se evaluó a partir de valores constantes del peso volumétrico, cohesión y ángulo de fricción interna del material, es decir, la sección se idealizó como homogénea.

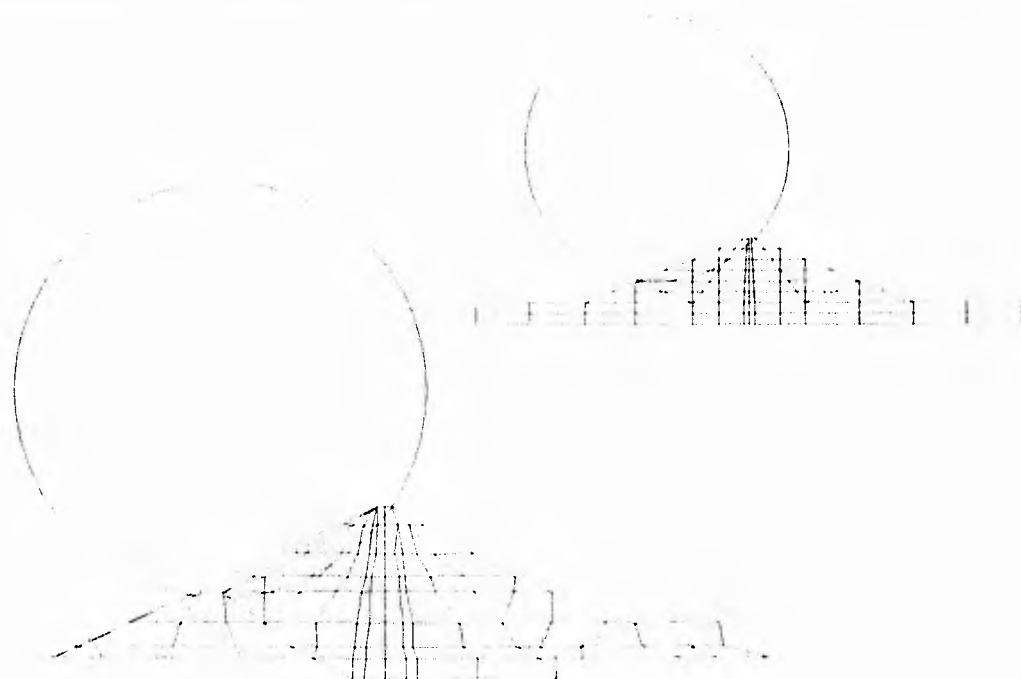


Fig. 4.17 Superficies críticas de falla. El Infiernillo y La Villita

En ninguno de los casos analizados, la fuerza de inercia inducida sobre la superficie definida fué suficiente para inducir deformaciones permanentes, coincidiendo con el comportamiento de la presa El Infiernillo durante ambos sismos, en los que los desplazamientos horizontales fueron prácticamente nulos.

En el caso de La Villita, no obstante el modelo analítico no reprodujo desplazamiento alguno, se sabe que, durante el sismo de 1985, los desplazamientos del talud de aguas arriba promediaron un desplazamiento horizontal permanente de 7 cm. Las aceleraciones de fluencia que se calcularon en la superficie analizada fueron de .64g para un ángulo de fricción de 42° y de .29g con un ángulo de 30° (ambos casos con cohesión igual a 0), mientras que la aceleración máxima del registro empleado fué de .30g.

Interpretación de los desplazamientos del talud de aguas arriba de La Villita durante el sismo del 19/09/85.

Los análisis llevados a cabo fueron realizados en términos de esfuerzos totales, es decir, sin tomar en cuenta el posible incremento de la presión de poro durante el sismo en el talud de aguas arriba. Existe evidencia experimental (Evans, 1987) de que los incrementos de presión de poro durante pruebas cíclicas no drenadas con amplitudes de deformación o esfuerzos y duración equivalentes a los inducidos durante un sismo, alcanzan relaciones *presión de poro-esfuerzo vertical* de hasta 0.8 en materiales granulares de hasta 5 cm. de diámetro, lo que, en el caso de la porción saturada del terraplén, implicaría una reducción de la resistencia al corte a lo largo de la superficie de falla definida.

Los estudios de Seed (Seed, 1979) sobre los posibles incrementos de presión de poro y su disipación en diferentes tipos de presas, confirman esta posibilidad. Durante un sismo, los incrementos de presión de poro se concentran en las zonas menos permeables de los materiales granulares, induciendo una reducción en la resistencia al corte de los materiales y favoreciendo el deslizamiento del talud a lo largo de una superficie bien definida. El deslizamiento del talud se ve acompañado por una tendencia a la dilatación debida a la variación del esfuerzo de confinamiento, una reducción de las presiones de poro en la zona de corte debido a la redistribución de las mismas, y la posible variación de las resistencias no drenadas a lo largo de la superficie. La consideración de estas variaciones en la resistencia y la presión de poro, condujo a Seed y a sus colaboradores a estimar relaciones *presión de poro-esfuerzo vertical* de 0.6 en la zona de transición de la presa Oroville para un sismo hipotético de magnitud igual a 8.25

A semejanza de la presa Oroville (California), la presa La Villita se encuentra formada por una sección de materiales graduados con un núcleo impermeable de arcilla. La generación de presión de poro durante el sismo es aún más probable que en el caso de la presa Oroville de acuerdo a los coeficientes de permeabilidad del material de transición que se midieron en campo ($5E10^{-5}$ cm/seg) (SRH, 1976). Por otra parte, las trayectorias del flujo hacia las fronteras de drenaje, son lo suficientemente largas para impedir la disipación total de la presión de poro durante el sismo.

Si en el caso del sismo de 1985, cuya magnitud fué de 8.1 en la escala de Richter, se estima una relación de *presión de poro-esfuerzo vertical* de 0.5, la resistencia al corte a lo largo de la superficie crítica dentro de la sección, considerada como homogénea, se reduciría en 50%, reducción con la que el desplazamiento radial calculado asciende a 4.5 cm., verificándose el efecto de la presión de poro en las deformaciones inducidas por distorsión.

ESTA TESIS NO DEBE
SALIR DE LA BIBLIOTECA

V CONCLUSIONES

En el proceso de diseño de un terraplén ante solicitaciones dinámicas, es común que se requiera de un método que, sin la necesidad de recurrir a cálculos elaborados o análisis costosos, proporcione un orden de magnitud preliminar de las deformaciones que potencialmente podrían presentarse durante un evento sísmico. Algunos de los métodos con los que se cuenta en la actualidad, basados en su mayoría en el concepto de equilibrio límite definido por Newmark (1965), asocian las posibles deformaciones al efecto de la distorsión de la estructura, despreciando la deformación asociada a los posibles cambios volumétricos. Otros recurren a la definición de relaciones constitutivas complejas en términos de parámetros experimentales y con frecuencia requieren de tiempos de cómputo considerables.

El método propuesto superpone los efectos asociados tanto a la distorsión como a los cambios volumétricos en base a un análisis dinámico convencional como el propuesto por Newmark, y la definición de curvas de cambio volumétrico experimentales cuyas constantes pueden ser definidas para su aplicación a los diferentes diámetros y formas de partículas de los materiales friccionantes que componen el terraplén.

En general, los resultados calculados por el método propuesto constituyen una buena aproximación a las mediciones de campo, sobre todo si se toma en cuenta la cantidad de variables que influyen en la respuesta de un terraplén sometido a un sismo. Se puede decir que, con base en los análisis realizados, la aproximación final de las deformaciones permanentes calculadas por medio del método propuesto dependerán principalmente:

- De la adecuada definición de las constantes numéricas del modelo de cambios volumétricos. El recurrir a publicaciones de resultados de pruebas dinámicas sobre materiales granulares de diferentes formas y tamaños, contribuiría a definir constantes para materiales de características similares.

- De la respuesta dinámica de las columnas en relación a la calculada por medio de un método tridimensional. Dependiendo de las características de rigidez y amortiguamiento de las columnas y de la distribución de frecuencias e intensidad de la excitación, es probable que se presenten amplificaciones de la respuestas por la coincidencia de los periodos fundamentales de vibración. En el presente trabajo, las propiedades dinámicas de los materiales fueron tomadas de los estudios tridimensionales previos de ambas presas. En los casos en los que no se cuente con valores aproximados de los módulos de rigidez o velocidades de las ondas de corte y amortiguamiento de los diferentes materiales, se puede recurrir a variaciones proporcionales a la profundidad (z^n) o correlaciones propuestas por algunos autores.

La amplificación que resulta de la aproximación del periodo fundamental de las columnas a los periodos fundamentales de las excitaciones, pudo haber determinado la sobreestimación de los resultados por medio del método unidimensional en comparación con los resultados tridimensionales en el Infiernillo, especialmente en las columnas de aguas abajo.

Por otra parte, es del conocimiento de muchos investigadores que el uso del método lineal equivalente para determinar las propiedades de los materiales acordes con los niveles de deformación inducida por excitaciones muy fuertes, también tiende a sobreestimar los resultados por amplificación.

- De la posibilidad de que se presenten incrementos de presión de poro durante la excitación sin que los materiales cuenten con la permeabilidad necesaria para que la presión pueda ser disipada. En el caso de La Villita, los resultados de los análisis dinámicos de la superficie crítica hacen pensar que los desplazamientos del talud de aguas arriba pudieron ser originados por la pérdida de resistencia al corte del material debido al incremento de la presión de poro. En forma rigurosa, dicho efecto debería evaluarse por medio de un análisis en esfuerzos efectivos.
- De las historias de aceleraciones empleadas en el análisis de deformaciones por distorsión. En este trabajo se aprovecharon las distribuciones de aceleraciones máximas calculadas mediante el método de elementos finitos tridimensional en las diferentes secciones de las presas analizadas (El Infiernillo y José Ma. Morelos) (Romo y Magaña, 1992). Las aceleraciones que se obtuvieron mediante el método unidimensional fueron escaladas para coincidir con los valores máximos tridimensionales. Cabe señalar que es muy factible que las aceleraciones máximas calculadas unidimensionalmente varíen con respecto a los valores tridimensionales, sobre todo en cañones estrechos. En los casos analizados, los valores calculados por ambos métodos fueron aproximadamente iguales, no obstante que los efectos tridimensionales pueden ser más importantes en el Infiernillo que en La Villita, dada la relación *longitud de la cresta-altura de la presa*.

Por otra parte, las deformaciones laterales fueron atribuidas exclusivamente a la distorsión del terraplén en base al mecanismo de falla definido. En realidad, y si se considera el caso extremo de un medio continuo, parte de la deformación lateral corresponde a la componente de deformación definida por la relación de Poisson asociada al esfuerzo vertical aplicado. A este respecto, sería conveniente llevar a cabo estudios experimentales para evaluar dicho efecto en materiales granulares gruesos.

Si bien los resultados del método utilizado para determinar los cambios volumétricos probaron ser satisfactorios en la estimación de las deformaciones de las presas El Infiernillo y La Villita, la superposición de ambas componentes de deformación requiere, en el caso de La Villita, verificar los niveles de la presión de poro mediante un análisis en esfuerzos efectivos. La capacidad del método debe ser evaluada continuamente con eventos registrados en presas instrumentadas, así como con la variación de las características de los materiales constitutivos y geometría de las secciones analizadas.

Por último, es preciso recordar que el criterio del analista en el uso de los métodos simplificados jugará siempre un papel fundamental en la interpretación de los resultados.

Referencias

- Clough, R.W., Penzien, J. (1993). *Dynamics of Structures*. McGraw Hill International Editions.
- Comisión Federal de Electricidad (1980). *Comportamiento de las Presas El Infiernillo y la Villita Incluido el Temblor de Marzo 14, 1979*.
- Committee on the Safety of Existing Dams, Water Science and Technology Board, Comision of Engineering and Technical Systems, National Research Council (1983). *Safety of Existing Dams*. National Research and Council.
- Desai, C.S., Christian, J.T. (1977). *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*. McGraw-Hill. Pags. 65-115,683-718
- Evans, M.D. (1987). *Undrained Cyclic Triaxial Testing of Gravels*. Graduate Division of the University of California, Berkeley
- Earthquake Engineering and Soil Dynamics II: Recent Advances in Ground Motion Evaluation*. Geotechnical Special Publication No. 20. Proceedings of the specialty conference, ASCE, 1989.
- Hynes, M.E. (1988) *Pore Pressure Generation Changes of Gravel Under Cyclic Loading*. Graduate Division of the University of California, Berkeley.
- Martin, R. Geoffrey, Finn, W.D.L., Seed, H.B. (1974). *Fundamentals of Liquefaction Under Cyclic Loading*. Department of Civil Engineering, Soil Mechanics Series No. 23. University of British Columbia.
- Pyke, R., Chan, C.K., Seed, H.B. (1974). *Settlement and Liquefaction of Sands Under Multi-directional Shaking*. Earthquake Engineering Research Center. Reporte No. EERC 74-2. Universidad de California, Berkeley.
- Reséndiz, D., Ronseblueth, E., Mendoza, E. (1978). *Diseño Sísmico de Presas de Tierra y Enrocamiento*. Comisión Federal de Electricidad.
- Romo, M.P., Magaña del Toro, R. (1992). *Evaluación de la Respuesta Sísmica y Seguridad de las Presas El Infiernillo y La Villita*. Instituto de Ingeniería, UNAM.
- Schnabel, P.B., Lysmer, J., Seed, H.B. (1972). *SHAKE. A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites*. Earthquake Engineering Research Center. Reporte No. EERC 72-12. Universidad de California, Berkeley.
- Seed, H.B., Idriss, I.M., Makdisi, M., Banerjee, N. (1975). *Representation of Irregular Stress Time Histories by Equivalent Uniform Stress Series in Liquefaction Analyses*. Earthquake Engineering Research Center. Reporte No. EERC 75-29. Universidad de California, Berkeley.
- Sherard et al. (1963). *Earth and Earth-Rock Dams: Engineering Problems of Design and Construction*. John Wiley.
- Sherard, J.L. (1992). *Embankment Dams: James L. Sherard Contributions*. ASCE Geotechnical Special Publication No. 32.

SRH, CFE, UNAM. (1976). *Comportamiento de Presas Construidas en México*.

Artículos.

Dakoulas, P., Hashmi, H. (1991). *Response of Earth Dams in Canyons Subjected to Asynchronous Base Excitation*. Proceedings of the 2nd. International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics. St. Louis, Missouri.

Dikmen, U., Ghaboussi, J. (1984). *Effective Stress Analysis of Seismic Response and Liquefaction Theory*. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 110, No. 5.

Elgamal, A.W., Scott, R.F., Succarieh, M.F., Yan, L. (1990). *La Villita Response During Five Earthquakes Including Permanent Deformation*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 116, No. 10.

Gazetas, G. (1987). *Seismic Response of Earth Dams: Some Recent Developments*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 6, No.1.

Ghaboussi, J., Wilson, E. (1972). *Seismic Analysis of Earth-Dam Reservoir Systems*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 99, SM10

Lee, K., Albaisa, A. (1974). *Earthquake Induced Settlements in Saturated Sands*. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 100, No. GT4.

Makdisi, F.I., Seed, H.B. (1978). *Simplified Procedure for Estimating Dam and Embankment Earthquake Induced Deformations*. Journal of the Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 104, No. GT7

Mejia, L.H., Seed, H.B., Lysmer, J. (1982). *Dynamic Analysis of Earth Dams in Three Dimensions*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT12

Mejia, L.H., Seed, H.B., (1983). *Comparison of 2-D and 3-D Dynamic Analysis of Earth Dams*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 109, No. 11.

Monobe, N., Takata, A., Matamura, M. (1936). *Seismic Stability of the Earth Dam*. Second Congress on Large Dams. Washington.

Newmark, N.M. (1965). *Effects of Earthquakes on Dams and Embankments*. Geotechnique 15, No.2.

Prevost, J.H., Abdel-Ghaffar, A.M., Lacy, S.J. (1985). *Nonlinear Dynamic Analyses of an Earth Dam*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 111, No. 7.

Reséndiz, D., Romo, M.P. (1982). *El Infiernillo and La Villita Dams: Seismic Behavior*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 108, No. GT1.

Seed, H.B., Martin, G.R. (1966). *The Seismic Coefficient in Earth Dam Design*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 92, No. SM3.

Seed, H.B. (1979). *Considerations in the Earthquake-Resistant Design of Earth and Rockfill Dams*. Geotechnique 29, No. 3

Seed, H. B., Silver, M.L. (1972) *Settlement of Dry Sands During Earthquake*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 98, No. SM4.

Silver, M. L., Seed, H.B. (1969) *The Behavior of Sands Under Seismic Loading Conditions*. Earthquake Engineering Research Center. U.C. Berkeley. Report EERC 69-16

Silver, M. L., Seed, H.B. (1971) *Volume Changes in Sands During Cyclic Loading*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE, Vol. 97, No. SM9.

Sarma, S.K. (1975). *Seismic Stability of Earth Dams and Embankments*. Geotechnique 25, No. 4, p. 743-761.

Scott, R.F. (1985). *Plasticity and Constitutive Relations in Soil Mechanics*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 111. No.5.

Vrymoed, J., Calzascia. E.,R. (1978) *Simplified Determination of Dynamic Stresses in Earth Dams*. Earthquake Engineering and Soil Dynamics. Vol. III