

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

PROGRAMA ACADEMICO DE INGENIERIA CIVIL



**Diseño sísmico de estructuras de  
presas de Tierra.**

**TESIS**

PARA OPTAR EL TITULO DE:

**Ingeniero Civil**

FELIX PALOMINO REGIS

LIMA - PERU

1 9 7 7

# INDICE

	Pag.
CAPITULO I : "INTRODUCCION!"	
CAPITULO II : "COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS SUELOS Y DEL AGUA!"	
II.1 Respuesta dinámica de los suelos bajo cargas repetidas.....	1
II.1.1 Introducción .....	1
II.1.2 Módulo de rigidez para amplitudes pequeñas.....	9
II.1.3 Amortiguamiento interno.....	15
II.1.4 Relaciones Esfuerzo-Deformación para amplitudes de deformación grandes.....	21
II.1.5 Cambios de volumen ante cargas dinámicas y susceptibilidad a licuación .....	26
II.1.6 Resistencia bajo carga repetida .....	33
II.2 Presión Hidrodinámica durante sismos .....	38
CAPITULO III: "ANALISIS DINAMICO DE PRESAS DE TIERRA".	
III.1 Análisis mediante sistemas lineales .....	61
III.1.1 Sistemas lineales con un grado de libertad.....	61
III.1.2 Sistemas lineales con varios grados de libertad....	68
III.1.3 Sistemas lineales con parámetros distribuídos.....	70

	Pag.
III.2 Métodos de análisis de Presas de Tierra.....	81
III.2.1 Método del Análisis Vibratorio.....	83
III.2.2 Teoría de la viga de cortante .....	85
III.2.3 Método de Elementos finitos .....	90
III.2.4 Método de Ensayos de Modelo .....	96
CAPITULO IV : "COMPORTAMIENTO DINAMICO DE PRESAS DURANTE SISMOS".	
IV.1 Observaciones sísmicas .....	102
IV.2 Vibración libre .....	115
IV.2.1 Generalidades.....	115
IV.2.2 Período natural.....	117
IV.2.3 Modo de vibración .....	123
IV.2.4 Amortiguación .....	128
IV.2.5 Esfuerzos durante un sismo .....	142
CAPITULO V : "CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO DE PRESAS DE TIERRA".	
V.1 Criterios de diseño sísmico...	148-A
V.1.1 Generalidades.....	148-A
V.1.2 Diseño contra los diversos modos de falla.....	148-A
V.1.3 Falla de conductos subterráneos.....	149
V.1.4 Estabilidad de la cortina - ante esfuerzos cortantes...	153
V.1.5 Pérdida de borde libre.....	154
V.1.6 Influencia de los diversos modos de falla en el diseño.	157
V.1.7 Elección convencional de los temblores de diseño.....	168

	Pag.
V.1.8 El concepto de utilidad.....	172
V.1.9 Función Objetivo.....	175
V.1.10 Costos y beneficios.....	176
V.1.11 Otros detalles del diseño <u>an</u> <u>tisísmico</u> .....	183
V.2 Método del coeficiente sísmico..	186
V.2.1 Generalidades.....	186
V.2.2 Análisis de estabilidad de terraplenes por el método de la superficie circular de <u>des</u> lizamiento.....	191
V.2.3 Verificación de estabilidad de taludes por el método de desplazamiento.....	199
V.2.4 Verificación de la estabili- dad de una presa por medio de cálculos de esfuerzos....	204
CAPITULO VI : "EFECTOS SISMICOS A ESTRUCTU- RAS DE PRESAS DE TIERRA".	
VI.1 Introducción.....	208
VI.2 Casos de daños sísmicos a <u>Pre</u> <u>sas</u> de Tierra.....	210
VI.3 Detalles sobre daños sísmicos	229
VI.3.1 Grietas longitudinales....	229
VI.3.2 Deslizamiento de taludes..	230
VI.3.3 Grietas transversales.....	231
VI.3.4 Asentamientos.....	232
VI.3.5 Accesorios.....	233
VI.4 Relaciones entre los materia- les del terraplén y las fallas en estructuras de presas de tierra.....	234
VI.4.1 Gravedad específica.....	234
VI.4.2 Características del tamaño de los granos.....	234
VI.4.3 Cohesión y resistencia a - la fricción.....	235

	Pag.
VI.4.4 Forma de la Presa.....	237
VI.5 Fallas en presas de enroca- do.....	238
<b>CAPITULO VII "CONCLUSIONES Y OBSERVACIONES"</b>	
VII.1 Sobre el comportamiento di- námico de materiales.....	249
VII.2 Sobre sismicidad.....	250
VII.3 Sobre análisis dinámico de Presas.....	252
VII.4 Sobre los métodos de análi- sis sísmico de presas de tie <u>r</u> <u>r</u> ra.....	254
VII.5 Sobre criterios de diseño - sísmico.....	257
VII.6 Sobre condiciones de seguri <u>d</u> ad contra flujo incontrola <u>d</u> do .....	258
VII.7 Otras observaciones.....	260
<b>APENDICE "A" NORMAS SISMICAS DE VARIOS PAISES.</b>	
<b>BIBLIOGRAFIA.</b>	

A MI **MADRE** Y A MI  
**HERMANO**, POR QUIENES  
LOGRÉ ALCANZAR ESTA  
PROFESION GRACIAS  
AL CONTINUO APOYO  
QUE ME BRINDARON,

A MI **ESPOSA** POR  
SU CONSTANCIA Y  
DEDICACION EN  
APOYO DE ES  
TE TRABAJO.

## AGRADECIMIENTO

MI SINCERO Y RECONOCIDO AGRADECIMIENTO AL ING. **ROBERTO MORALES MORALES**, CATEDRÁTICO DEL DEPARTAMENTO DE ESTRUCTURAS Y CONSTRUCCION DE LA UNI, POR SU ASESORAMIENTO Y AYUDA PRESTADA EN EL DESARROLLO Y CULMINACION DE ESTA TESIS.



# CAPITULO I

## INTRODUCCION

Si hacemos historia acerca de la vida de las presas de tierra, encontramos que éstas ya eran conocidas en los albores de nuestra civilización, utilizadas con fines de almacenamiento de aguas para irrigación. Una muestra palpable de lo mencionado es la presa de tierra de Ceylán que tiene 18 Km. de longitud, 21 m. de alto, habiéndose empleado para el terraplén un volumen de 13 millones de metros cúbicos de material suelo, conociéndose su fecha de construcción en el año 504 A.C. Hoy en día, al igual que antes, las presas de tierra son consideradas como el tipo de presas más comunes en su construcción, ya que intervienen materiales empleados en su estado natural con muy ligero procesamiento.

Hasta época reciente aún eran utilizados métodos empíricos para el diseño de presas de tierra, época en la cual la Ingeniería conoció el amargo sabor de los fracasos, los mismos que reportaron el afán de reemplazar el empirismo por procedimientos ingenieriles racionales aplicados tanto al diseño como a la fase constructiva. Así, Bassell en 1907, surgió como una de las primeras figuras sugiriendo el cálculo de taludes en las presas de tierra. El progreso en este campo recién se hizo patente en 1930, cuando el avance de la nueva ciencia de la MECANICA DE SUELOS colaboró al desarrollo y mejoramiento de nuevos procedimientos de diseño racionales, pues ya se contemplaban e investigaban nuevos elementos participatorios en los diseños de las presas

de tierra como por ejemplo: la cimentación, la filtración, la tubificación, etc.

Considerando que la presa de tierra es una de las estructuras ingenieriles más importantes debida a su complejidad técnica, a la inversión que requiere y a los servicios que presta, muchas naciones del mundo han iniciado desde la década del 60, estudios de investigaciones relativas que permiten interpretar en forma cuantitativa los efectos sísmicos en presas. En razón de ello, se inicia la práctica de instrumentar presas a fin de registrar los sismos y sus efectos sobre las cortinas de tierra y enrocamientos, aunque esto último resulta ser una experiencia muy limitada por su alto costo económico. Posterior a 1960, comienza la época de las grandes presas de tierra, construyéndose con alturas mayores a los 150 m.

Dado que en el diseño de una presa se trata de lograr de la mejor manera posible el llegar a conseguir la meta deseada, el ingeniero que trabaja en ello y casi siempre representa a un organismo estatal que genéricamente vela por los intereses de la comunidad, busca que el diseño sea optimizado desde el punto de vista de la nación; y que aunque el ingeniero trabaje para una compañía particular, sus decisiones siempre afectarán muy directamente a un amplio sector de los habitantes de su nación.

De esta manera se llegan a especificar los primeros diseños sísmicos de presa asimilando los temblores a una aceleración horizontal uniforme aplicada estáticamente a la cortina (Seed y Martín, 1966). Luego, resultados de análisis aproximados y mediciones en ensayos de modelos comparados con los prototipos, se extendió la práctica de suponer que esta aceleración es cre

ciente con la elevación medida desde el nivel de desplante de la cortina (normas soviéticas).

Hay que considerar que en buena parte el análisis dinámico se ha usado sólo en la cuantificación de presiones hidrodinámicas, y en este aspecto se han llegado a obtener métodos más refinados de análisis que han tenido influencia mínima y generalmente indirecta en el diseño, originando métodos analíticos suponiendo comportamiento lineal o rígido - plástico, donde la primera permite conocer las respuestas de la cortina en condiciones que poco se relacionan con las de falla, mientras que la segunda es poco realista para cortinas de altura moderada o grande.

También los resultados de pruebas dinámicas en modelos a escala se han empleado casi exclusivamente para verificar la bondad de diseños hechos de acuerdo con análisis estáticos, pero éstos dejan grandes márgenes de dudas por la dificultad que representa obtener una simulación adecuada de ciertos fenómenos y ciertas variables, como rotura y cambio de volumen de enrocamientos, presiones de poro e interacción con cimentación y laderas. Dificultades experimentales que han ido superándose gradualmente, donde los abanderados en estos aspectos son los países de Japón, EE. UU., México, Rusia.

El Perú, estando ubicado dentro de la faja sísmica o Cinturón de Fuego del Circum-Pacífico, se vé afectado muy frecuentemente por violentos sismos que dañan las estructuras y dejan marcadas huellas de su paso. Esto viene a ser indudablemente un abierto desafío a la ingeniería peruana para ponerse al nivel de las modernas técnicas de diseños antisísmicos y procesos constructivos debidamente planificados y controlados. Y ahora que el Perú lanza su despegue en el campo energéti

co y agrícola, se vislumbra la próxima construcción de diversas presas muchas de las cuales serán de materiales térreos.

La presente Tesis abarca los siguientes puntos:

En el Capítulo II se tratan aspectos sobre el comportamiento dinámico de los suelos, especificándolos como medios continuos cuidando que el estado inicial, las condiciones de frontera y el programa de cargas estén de acuerdo a las posibles sollicitaciones. En este mismo capítulo también se observa lo referente a la presión hidrodinámica durante sismos, es decir que el agua embalsada oscila al producirse un sismo originando mayor presión sobre la cortina de una presa.

El Capítulo III presenta los modos de analizar dinámicamente a una presa de tierra, a la vez que plantea diferentes métodos para efectuar estos análisis.

El Capítulo IV trata sobre ejemplos de comportamiento dinámico de presas durante sismos mediante el auxilio de instrumentación adecuadamente instalada en las presas, y de sus resultados obtener información sobre su período natural, modo de vibración, amortiguación y tipos de esfuerzos.

El Capítulo V muestra los criterios de diseño sísmico de presas de tierra, dando algunas pautas para cuantificar valores y proceder a conseguir una optimización adecuada. También presenta los métodos de análisis de estabilidad de terraplanes de presas.

El Capítulo VI trata sobre casos de presas dañadas por sismos intensos y de los diferentes tipos de daños sísmicos más frecuentes en presas de tierra, como también en las de enrocado.

El Capítulo VII presenta las observaciones más saltantes sobre todo lo expuesto y las debidas conclusiones del caso.

Finalmente se presenta un anexo donde se detallan las Normas Sísmicas de varios países, sobre presas de tierra.

## CAPITULO II

### COMPORTAMIENTO DINAMICO DE LOS SUELOS Y DEL AGUA.

#### 2.1 RESPUESTA DINAMICA DE LOS SUELOS BAJO CARGAS REPETIDAS.

**2.1.1 Introducción.-** La respuesta dinámica de los suelos a cargas repetidas es extremadamente compleja. Esto se debe, principalmente, a la constitución trifásica de esos materiales y a la relativa debilidad de las ligas, tanto de una fase a otra como de las partículas sólidas entre sí, que permite cambios significativos de arreglo geométrico ante la acción de cargas pequeñas o moderadas.

De los posibles enfoques para el estudio de la respuesta dinámica de los suelos, el único de utilidad inmediata es el que los trata como medios continuos caracterizados por propiedades mecánicas macroscópicas, dejando al lado los fenómenos que ocurren en el interior de cada elemento de suelo al nivel de sus partículas constitutivas.

A causa de la sensibilidad del arreglo geométrico interno de los suelos a las acciones externas, las propiedades dinámicas de un espécimen no son independientes de las condiciones de frontera y de excitación, de la misma manera que su resistencia a esfuerzos estáticos no tiene un valor único independiente de las condiciones de ensayo. En consecuencia, las propiedades dinámicas de los suelos deben determinarse, en ca-

da caso, cuidando que el estado inicial, las condiciones de frontera y el programa de carga sean similares a los del prototipo. Dependiendo de tales factores, la respuesta puede variar cuantitativa y cualitativamente dentro de márgenes muy amplios.

El comportamiento dinámico de los suelos no es, por tanto, expresable en términos de relaciones constitutivas generales.

Para fijar las condiciones de un ensayo encaminado a obtener propiedades dinámicas de un suelo es necesario, en primer término, atender a las condiciones de drenaje en que trabajaría un elemento del mismo material en el prototipo durante la excitación de interés. Esas condiciones dependen de la rapidez de variación de los esfuerzos, de la permeabilidad del suelo y de la geometría y condiciones de frontera del prototipo. En los problemas que aquí interesan, la rapidez de las variaciones de carga es tal que todos los suelos de baja permeabilidad ( $k < 10^{-4}$  cm/seg.) trabajan en condiciones de contenido de agua constante, y los de permeabilidad muy alta (por ejemplo,  $k > 1$  cm/seg.) seguramente trabajan en condiciones de drenaje casi libre, lo mismo que aquellos en estado seco cuya permeabilidad se halla entre  $10^{-2}$  y cm/seg. En suelos de los últimos dos tipos es posible y aconsejable considerar la presión de poro como una variable independiente y hacer la determinación de las propiedades dinámicas en seco o con drenaje libre. En los suelos de la primera categoría, que trabajan dinámicamente en el prototipo a contenido de agua constante, es preferible considerar que la presión de poro es una variable dependiente de las condiciones de carga y deformación y de la naturaleza del propio suelo, y que sus efectos están implícitos en los resultados de un ensayo con drenaje

nulo.

A este respecto es deseable información cuantitativa a escala del campo obtenida, por ejemplo, mediante el registro, durante un sismo, de la presión hidrodinámica en las fronteras y en el interior de los suelos granulares del talud de aguas arriba de algunas presas.

En los suelos de permeabilidad intermedia, las condiciones de drenaje serán también intermedias y dependerán, sobretodo, de las dimensiones lineales y de las condiciones de frontera de la masa de suelo en cuestión. En estos casos, la evaluación correcta de las propiedades a usarse en el análisis es mucho más difícil y tiene que optarse, simplemente, por acotarlas. Esto puede hacerse estudiando la respuesta de muestras sujetas a las dos condiciones extremas de drenaje para obtener cotas, superior e inferior, de las propiedades mecánicas de interés.

Enseguida se discutirán por separado, la determinación y los factores que influyen en: el módulo de rigidez para amplitudes de deformación pequeñas, el amortiguamiento interno, las relaciones esfuerzo deformación para amplitudes grandes de deformación, el comportamiento volumétrico, la susceptibilidad a licuación y la resistencia bajo cargas repetidas. Esas son las seis características de la respuesta dinámica de los suelos de mayor interés en el diseño sísmico de presas.

Si bien la relación de Poisson es otro de los parámetros necesarios para la caracterización dinámica de un suelo, las incertidumbres de su valor tienen poca trascendencia en el análisis de la respuesta de



una estructura térrea, por lo que generalmente no se justifica intentar una determinación muy precisa, la cual, por lo demás, es muy compleja. Se ha observado que, bajo carga dinámica, dicha relación varía entre 0.25 y 0.35 para suelos granulares y entre 0.4 y 0.5 para los cohesivos. También se ha encontrado que la relación de Poisson es independiente de la frecuencia de excitación en un amplio intervalo de frecuencias y que, contrariamente a lo que ocurre con el módulo de rigidez, la relación de Poisson no es sensible a fenómenos tixotrópicos. (Crandall et al, 1970).

### **2.1.2 Módulo de rigidez para amplitudes pequeñas.**

Cuando un espécimen de suelo se somete por primera vez a esfuerzos desviadores, sufre de formaciones parcialmente irreversibles y, por tanto, la curva esfuerzo-deformación en carga es diferente de la de descarga y de la de recarga. Si la amplitud del esfuerzo desviador no es muy grande, la diferencia entre curvas sucesivas de recarga y aquella entre las de descarga tienden a desaparecer después de un número pequeño de ciclos de amplitud semejante, de modo que la curva esfuerzo-deformación se transforma en una curva cerrada alargada, que puede definirse mediante dos parámetros: su pendiente media y la magnitud del área encerrada; la primera determina el módulo de rigidez equivalente, y la segunda la capacidad de amortiguamiento interno.

En los problemas de vibración de cimentaciones en que intervienen excitaciones estacionarias de pequeña amplitud y donde el amortiguamiento interno no es factor importante, el suelo puede idealizarse como elástico lineal pero en los problemas que aquí interesan la hipótesis más sencilla posible es la de viscoelásticidad

lineal. Esta puede ser una aproximación suficiente para un gran número de casos de diseño sísmico, siempre que se tenga en cuenta que tanto el módulo de rigidez como el amortiguamiento interno son funciones de los factores que se discutirán adelante.

Los métodos más usuales para determinar en el laboratorio el módulo de rigidez ante cargas de amplitud pequeña en comparación con la resistencia son, para suelos no cohesivos, la excitación forzada en resonancia de especímenes cilíndricos y, para suelos cohesivos, la excitación axial en resonancia y la vibración torsional libre. La primera técnica se describe en Wilson y Dietrich (1960) y Drnevich, Hall y Richart (1967), y la segunda en Reséndiz, Nieto y Figueroa (1967). En cualquiera de tales pruebas, el módulo de rigidez obtenido representa la pendiente media del ciclo de histéresis, y a él se referirá la discusión siguiente. Dicho módulo puede también determinarse mediante pruebas de velocidad de transmisión de ondas en el campo (Reséndiz, Nieto y Figueroa, 1967), aunque en este caso la amplitud de la deformación es menos controlable.

El módulo de rigidez de un suelo cualquiera es función de muchas variables, cada una de las cuales debe definirse en el prototipo y reproducirse en el laboratorio tan fielmente como sea factible, a fin de obtener resultados representativos. Entre dichos factores los más importantes son: esfuerzo normal octaédrico efectivo, relación de vacíos, historia de deformación, grado de saturación, nivel de esfuerzo desviador, amplitud de vibración, frecuencia de vibración, temperatura, y otros factores secundarios que son funciones del tiempo (tixotropía, etc.) (Hardin, y Black, 1966 y 1968).

2.1.2.1 Suelos granulares.- Para materiales granulares se ha demostrado que, de los factores mencionados, los más importantes son el esfuerzo normal octaédrico actuante, la relación de vacíos y la amplitud de vibración (Hardin y Black, 1968 y Hardin y Richart, 1963).

Para amplitudes de deformación angular inferiores a  $10^{-4}$ , las obras mencionadas en el párrafo anterior dan la siguiente expresión para el módulo de rigidez de arenas y gravas con granos redondeados:

$$G = \frac{2630 (2.17 - e)^2}{1 + e} \sigma_0^{0.5} \dots\dots\dots (2.1)$$

y, para arenas con granos angulosos

$$G = \frac{1230 (2.97 - e)^2}{1 + e} \sigma_0^{0.5} \dots\dots\dots (2.2)$$

en que e es la relación de vacíos, G el módulo de rigidez, en lb/pulg<sup>2</sup>, y  $\sigma_0 = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ , el esfuerzo octaédrico normal efectivo, en las mismas unidades. (lb/pulg<sup>2</sup>).

No es imposible que ciertas combinaciones de los factores mencionados, en adición a  $\sigma_0$ , e y la amplitud de vibración, puedan dar lugar a valores de G muy diferentes de los expresados en las ecuaciones 2.1 y 2.2. Sin embargo, según, Richart, Hall y Woods (1970), los resultados de numerosas investigaciones independientes concuerdan con las ecuaciones 2.1 y 2.2 dentro de  $\pm 10$  por ciento de error.

Tanto el nivel de esfuerzos constantes (Hardin y Black, 1966) como la saturación (Richart,

Hall y Woods, 1970) han sido descartados como factores significativos en la determinación de G en suelos granulares. En particular, el decremento de la velocidad de propagación de ondas S con la saturación de los suelos granulares puede explicarse como resultado del incremento de peso volumétrico de la masa suelo-agua (Richart, Hall y Woods, 1970).

Para amplitudes de la deformación de corte superiores aproximadamente a  $10^{-4}$ , el módulo de rigidez ya no puede considerarse independiente de la amplitud de vibración, sino que decrece apreciablemente con ésta (Hardin y Black, 1966, y Hardin y Richart, 1963) y su magnitud debe determinarse directamente en cada caso. También se ha observado en los suelos granulares cierto efecto menor de la historia previa de deformación en el valor de G (Drnevich, Hall y Richart, 1967).

2.1.2.2 Suelos Cohesivos.- Los factores que más influyen en el valor del módulo de rigidez de un suelo cohesivo dado son: relación de vacíos, esfuerzo normal octaédrico efectivo, historia de deformación y amplitud de vibración (Hardin y Black, 1966, y Humphries y Wohls, 1968).

Como para los suelos granulares, el módulo de rigidez es función creciente del esfuerzo normal octaédrico efectivo y decreciente de la relación de vacíos. Para arcillas de baja plasticidad (típicamente las caoliníticas) sometidas a vibraciones de amplitud inferior a  $10^{-4}$ , el módulo de rigidez es proporcional a la potencia 0.5 de  $\sigma_0$ , (Hardin y Black, 1966) mientras que para arcillas de alta plasticidad parece variar proporcionalmente a la potencia 0.75 de  $\sigma_0$ , (Humphries y Wohls, 1968). La variación de G con la relación de vacíos en ar

cillas de baja plasticidad, en las mismas condiciones anteriores, es aproximadamente proporcional a la función.

$$F(e) = \frac{(2,973 - e)^2}{1 + e} \dots\dots\dots(2.3)$$

(Hardin y Black, 1966), aunque es posible que la constante del numerador dependa del suelo particular de que se trate.

El efecto de la historia previa de deformación en el módulo de rigidez de suelos cohesivos remoldeados ha sido estudiada por Crandall et al (1970) y Humphries y Wohls (1968). De los resultados de Humphries y Wohls se concluye que no se requiere un parámetro adicional a la relación de vacíos para tomar en cuenta la historia de deformación. En la obra de Crandall (1970) se indica que el módulo de rigidez para amplitudes de vibración pequeñas depende de la historia de grandes deformaciones de cortante del espécimen. En el suelo estudiado se encontró que, después de toda deformación angular superior a aproximadamente  $10^{-4}$  ocurre un fenómeno tixotrópico de reducción brusca del módulo de deformación, seguido de una recuperación lenta hasta llegar prácticamente al valor anterior a la perturbación. Dichas variaciones tixotrópicas alcanzan valores hasta de 20 por ciento.

En suelos cohesivos también se ha visto que el comportamiento para amplitudes de deformación inferiores a cierto nivel es casi perfectamente lineal, en cuanto a que el módulo de deformación es independiente de la amplitud de la deformación. Para amplitudes superiores, el módulo decrece con la amplitud de la excitación (Crandall et al, 1970, Hardin y Black, 1968), al igual que en suelos granulares, las figs. 2.1 y 2.2 ilus

tran dicho comportamiento. En este sentido, el comporta\_miento es tal que las curvas esfuerzo-deformación de los suelos coinciden, al menos cualitativamente, con las del tipo Ramberg-Osgood que se discuten en 2.1.4.

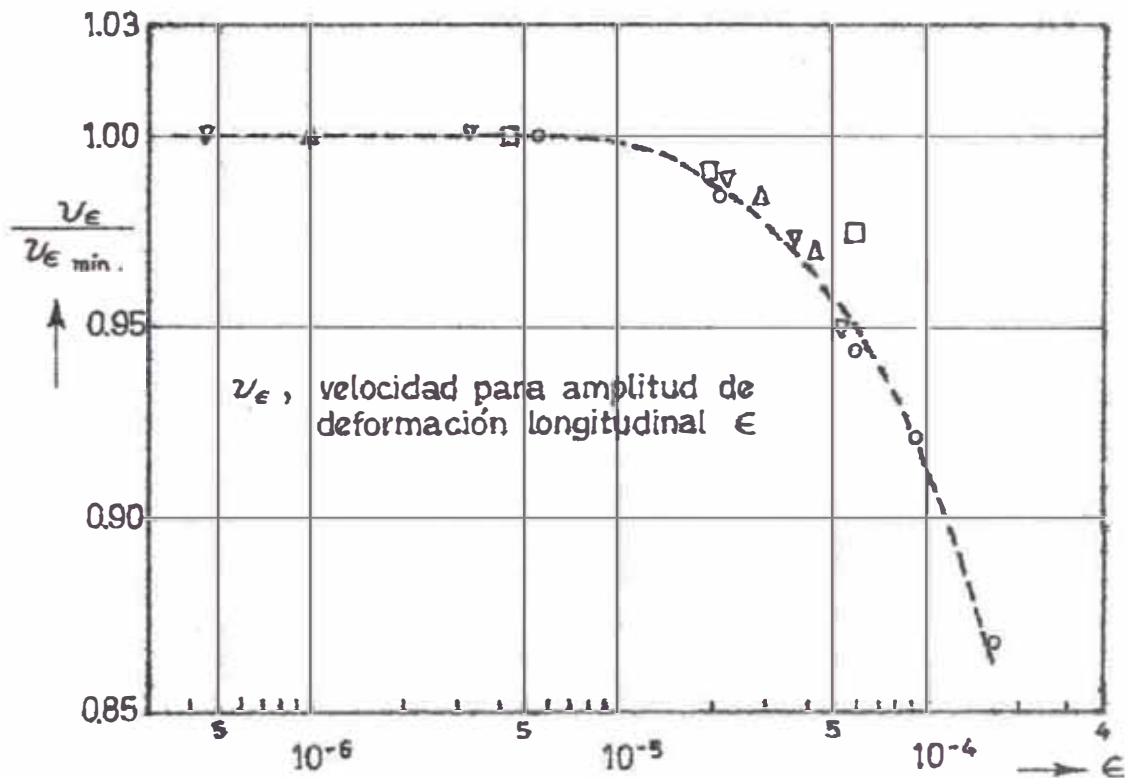


Fig. 2.1.: Velocidad de ondas longitudinales en especímenes cilíndricos (Crandall et al, 1970).

Aunque hay poca información al respecto, debe esperarse que los suelos cohesivos haya, además de las variables anteriores, otras que dependen de efectos secundarios del tiempo, como la consolidación secundaria y los cambios lentos de estructura por envejecimiento. Por ejemplo, en los estudios hechos por Hardin y Black (1968), Hardin y Richart (1963), y Humphries y Wohls (1968), se dan evidencias de incremento de la velocidad de propagación de ondas de corte durante la consolidación secundaria. El efecto de cambios estructurales internos por envejecimiento debe ser en el mismo sentido.

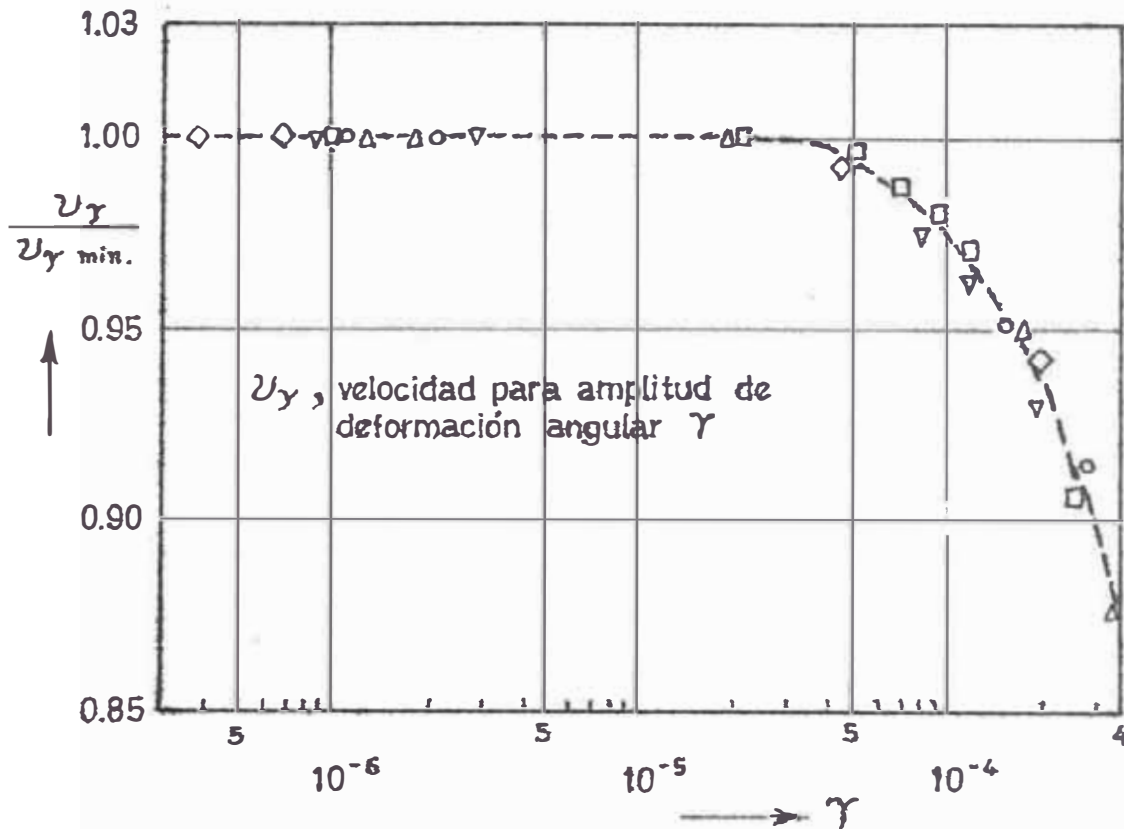


Fig. 2.2.: Velocidad de ondas de cortante en especímenes en forma de placa (Crandall et al, 1970).

### 2.1.3 Amortiguamiento interno.

2.1.3.1 Definiciones - La disipación de energía durante cada ciclo de carga y descarga de un elemento de suelo se manifiesta de muy diversas maneras, por ejemplo: en la aparición de un ciclo de histéresis en el diagrama esfuerzo-deformación, en la alimentación de energía necesaria para mantener constante la amplitud de vibración forzada, en la amplitud finita de vibración en resonancia, o en el decremento progresivo de la amplitud de vibración libre. Cualquiera de esas manifestaciones del amortiguamiento interno proporciona, a su vez, una medida de éste y un método para su cuantificación.

El amortiguamiento específico,  $\psi$  se define como la relación

$$\psi = \frac{\Delta W}{W} \dots\dots\dots(2.4)$$

en que  $\Delta W$  es la energía disipada en cierto volumen de suelo durante un ciclo completo y  $W$  es la energía potencial máxima almacenada en el mismo volumen durante dicho ciclo.

El amortiguamiento específico también puede determinarse a partir del diagrama amplitud de vibración (vs) frecuencia, que se presenta en la fig 2.3. El ancho de esta curva,  $\Delta \lambda$  correspondiente a la mitad de la amplitud máxima está relacionada directamente con el amortiguamiento específico como sigue:

$$\psi = \frac{2\pi}{\sqrt{3}} \Delta \lambda \dots\dots\dots(2.5)$$

Otra medida del amortiguamiento interno es el decremento logarítmico,  $\delta$ , que se define como la reducción, por ciclo de vibración libre, del logaritmo natural de la amplitud de vibración.

El amortiguamiento interno también puede medirse mediante el ángulo de fase,  $\alpha$ , entre la fuerza y la deformación en vibración forzada. En efecto, durante vibración forzada de un elemento perfectamente elástico la fuerza actuante y la deformación de res puesta están en fase, es decir, ambas alcanzan sus valores máximos simultáneamente, pues son proporcionales; esto implica que el trabajo realizado es nulo, ya que el vector de velocidad resulta normal al vector de fuerza. Por otra parte, en un sistema viscoso ideal la velocidad de deformación en la que está en fase con la fuerza y, puesto que en vibración periódica la deformación y la velocidad de deformación están desfasadas  $\pi/2$ , hay un re-



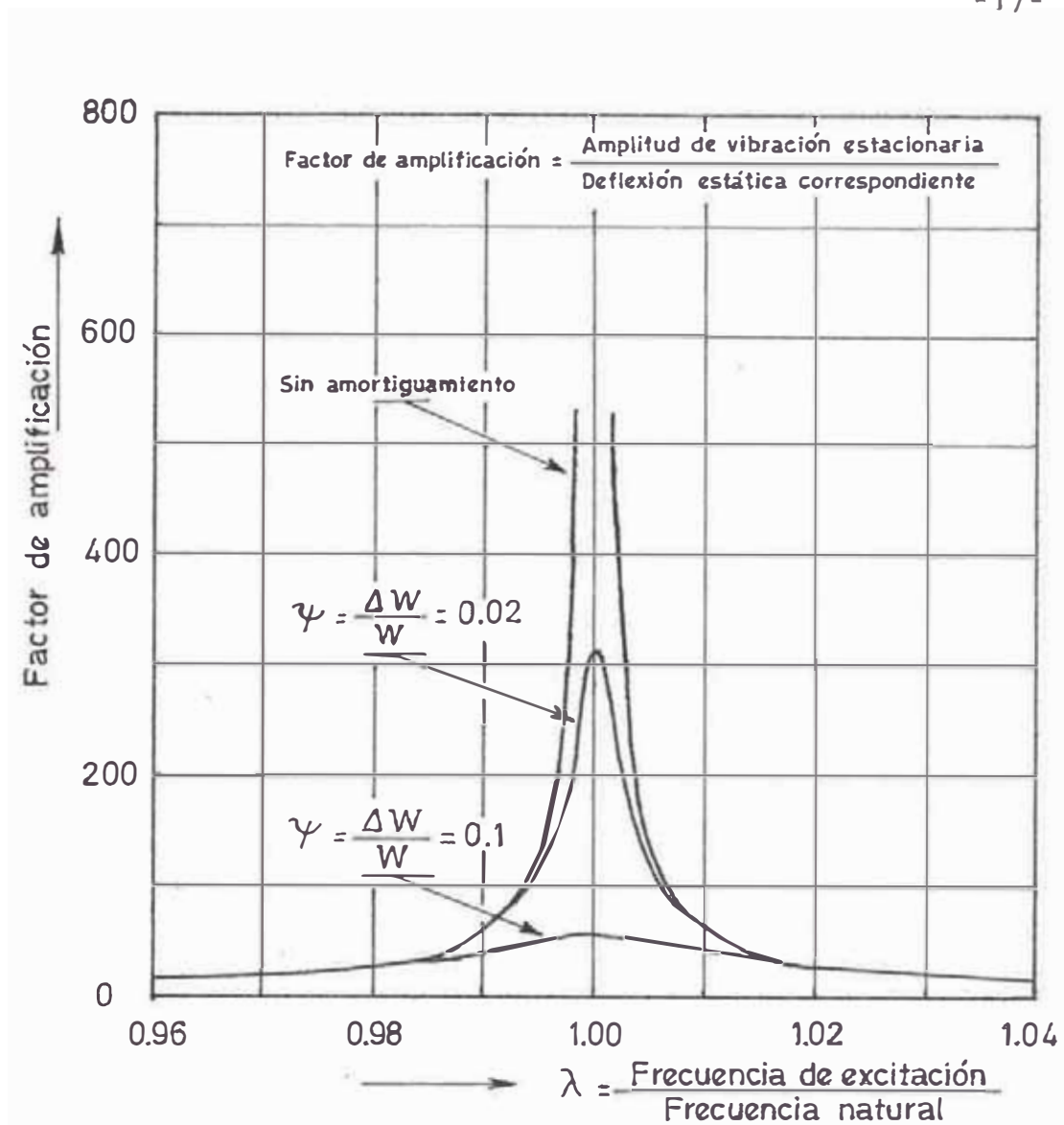


Fig. 2.3.: Curvas de resonancia para diversos valores de  $\psi$ .

traso de  $\pi/2$  de la deformación con respecto a la fuerza, por lo que la energía disipada es máxima. En general, si hay tanto disipación como almacenamiento de energía, como en un material viscoelástico, la deformación sufre un retraso entre 0 y  $\pi/2$  con respecto a la fuerza, y una componente de la velocidad de deformación tiene la misma dirección que la fuerza.

Suponiendo que el suelo fuese un

sólido viscoelástico lineal, el módulo de rigidez puede considerarse como un número complejo,  $M^*$ , cuya componente real define la amplitud de la deformación en fase con la fuerza (componente elástica) y cuya componente imaginaria de la amplitud de la deformación desfasada  $\pi/2$  con respecto a la fuerza (componente viscosa), y puede escribirse:

$$M^*(\omega) = M_1(\omega) + i M_2(\omega)$$

en que  $M_1(\omega)$  es la componente elástica y  $M_2(\omega)$  es la componente viscosa. El ángulo de fase,  $\alpha$ , tiene la siguiente relación con dichas componentes:

$$\tan \alpha = \frac{M_2}{M_1} \dots\dots\dots(2.6)$$

y su relación con el decremento logarítmico,  $\delta$ , es

$$\delta = \pi \tan \alpha \dots\dots\dots(2.7)$$

o bien, para amortiguamientos pequeños,

$$\delta \cong \pi \alpha$$

Todavía hay otra medida muy usual del amortiguamiento interno: la relación de amortiguamiento,  $\zeta$ , definida, por analogía con el comportamiento de un sistema de un grado de libertad con amortiguamiento viscoso, como el cociente:

$$\zeta = \frac{C}{C_c} \dots\dots\dots(2.8)$$

en que, para el amortiguamiento viscoso equivalente,  $C$ , es la fuerza que se opone a la velocidad unitaria de deformación y  $C_c$  su valor crítico.

Las relaciones, algunas de ellas sólo aproximadamente válidas, entre las diversas medidas del amortiguamiento interno definidas antes son:

$$\Psi = 2\delta = \frac{2\pi}{\sqrt{3}} \Delta\lambda = 2\pi\alpha = \frac{4\pi\zeta}{\sqrt{1-\zeta^2}}, \dots\dots\dots(2.9)$$

En particular, la relación de  $\zeta$  con las otras medidas del amortiguamiento dadas en la ecuación 2.9 sólo es válida en condiciones de resonancia o de vibración libre.

2.1.3.1 Mecanismo y variables del amortiguamiento interno.

Se ha encontrado experimentalmente que el amortiguamiento específico de los suelos,  $\Psi$ , es aproximadamente independiente de la frecuencia de excitación. Esto ha sido demostrado por Hardin (1965) para arenas secas, por White (1965) para multitud de rocas, y por Crandall et al (1970) para plastilina.

Los resultados de Crandall quizá son cualitativamente aplicables a arcillas.

El mismo resultado se ha obtenido para muchos otros sólidos (kolsky, 1963).

Lo anterior indica que el mecanismo primordial de disipación interna de energía de los suelos no es del tipo viscoso, sino histerético friccionante. En un elemento de suelo sujeto a incremento de esfuerzo cortante ocurren deslizamientos entre partículas y se disipa energía en los contactos entre granos. Por tanto, en un proceso de carga-descarga-recarga, la curva esfuerzo-deformación describe un ciclo cerrado de histéresis si el esfuerzo máximo aplicado es menor que la resistencia del suelo y si antes se ha aplicado un cierto número de ciclos con esfuerzos iguales o mayores. Si esas

dos condiciones se cumplen, la curva esfuerzo-deformación recorre, en adelante, sensiblemente el mismo ciclo cerrado, con un gasto de energía constante en cada ciclo. Esa es la situación que aproximadamente se presenta durante un sismo en elementos de suelo que no fallan dentro de una estructura térrea, y la que ocurre durante la propagación de ondas longitudinales en suelos y bajo cimentaciones sujetas a vibración.

Si bien la forma y el área del ciclo de histéresis no dependen de la velocidad de carga, y por tanto son independientes de la frecuencia, en cambio ambas características de la curva esfuerzo-deformación son muy sensibles a la amplitud de la deformación, para un estado inicial de esfuerzos especificado.

La comprobación, a escala de campo, de que el amortiguamiento interno de los suelos efectivamente depende de la amplitud de la deformación se encuentra en la respuesta de la presa Sannokai a sismos de diversa intensidad, que se discute en el Cap. VI.

Además, en un suelo dado influyen el estado de esfuerzos, el contenido de agua, y para arcillas, la historia de esfuerzos previa (Crandall, 1970).

Los efectos de la amplitud de deformación, la presión confinante y el contenido de agua en el amortiguamiento interno de una arena se ilustran en la fig. 2.4 tomada de Hall y Richart (1963). En la figura se ve que el decremento logarítmico aumenta con la amplitud y con la saturación y disminuye al incrementar la presión confinante. Esta última tendencia parece depender del nivel de presión confinante de que se trate, pues para valores de ésta muy pequeñas hay, al contrario, tendencia del amortiguamiento a aumentar con la presión

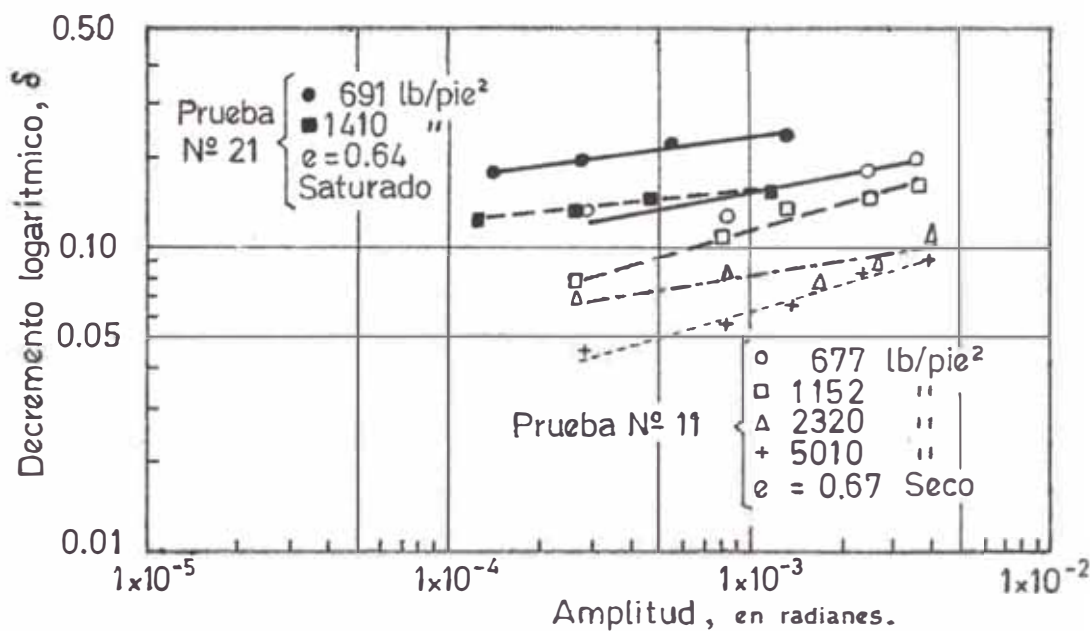
confinante (M. A. Biot, citado por Dobry, 1970). Dicha diferencia de comportamiento a diferentes niveles de presión confinante parece resultar de dos fenómenos opuestos a saber (Dobry, 1970):

- a) A mayores fuerzas de contacto, mayor disipación de energía para la misma deformación.
- b) A mayores fuerzas de contacto, mayor rigidez, y por tanto menor deformación para el mismo incremento de esfuerzos.

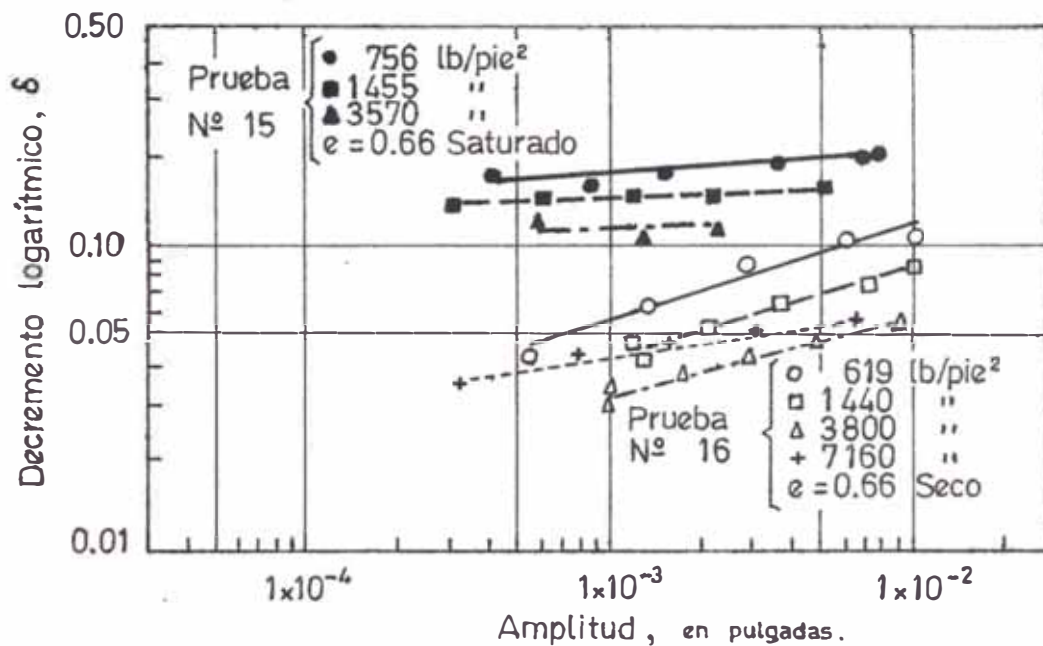
#### **2.1.4 Relaciones esfuerzo-deformación para amplitudes de deformación grandes.**

En el estudio de la respuesta de presas a excitaciones sísmicas intensas el nivel de deformaciones frecuentemente es tal que se excede el límite de comportamiento lineal de los suelos. En la mayor parte de los casos, incluso, es inconcebible una falla sin que antes haya habido una pronunciada excursión inelástica. En esas condiciones interesa definir ciertas reglas generales para idealizar en forma real las relaciones esfuerzo-deformación. Esto puede hacerse en forma simple a partir de la curva esfuerzo-deformación bajo carga monotónica y de ciertas reglas para definir la forma de los ciclos de histéresis de manera congruente con los hechos empíricos discutidos en el subcapítulo 2.1.3.

Cualquiera de las formas matemáticas simples que suelen usarse para carga monotónica (Ver, por ejemplo, Reséndiz, 1970) sirve, en principio, para los fines que aquí se pretenden. El principal criterio para la selección entre ellas es la simplicidad y el grado de



a) Vibración Torsional.



b) Vibración Longitudinal.

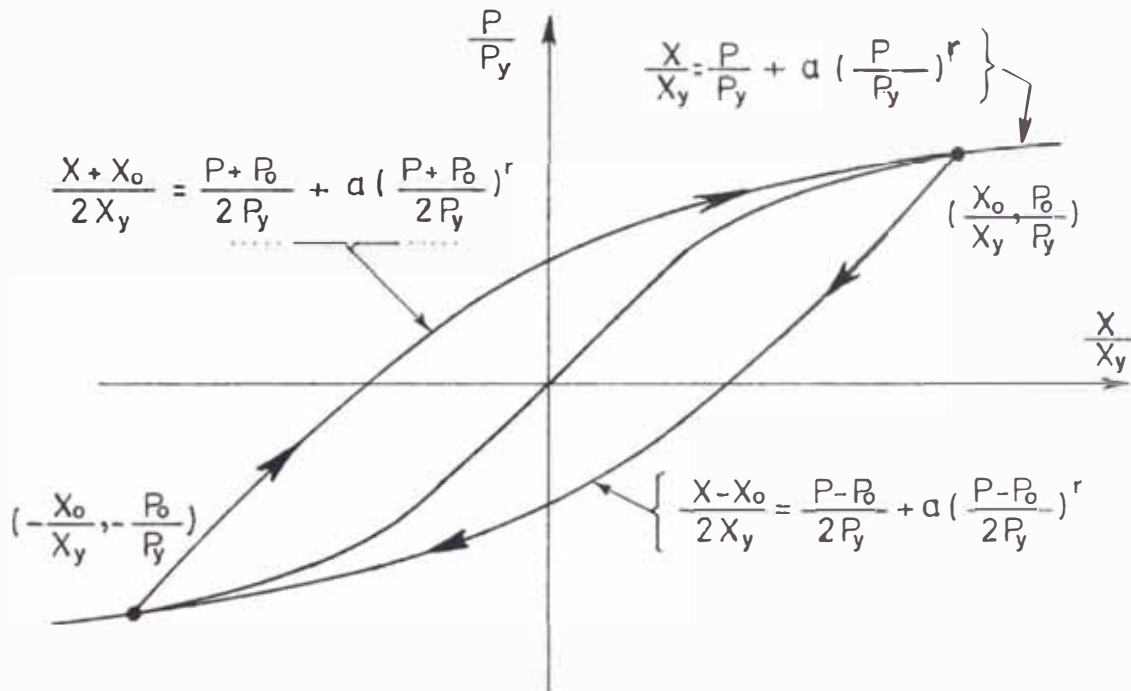
Fig. 2.4.: Vibración del decremento logarítmico con la amplitud para arena de Ottawa saturada y seca (Hall y Richart, 1963).

concordancia con resultados experimentales. En particular, se ha demostrado que, si los parámetros se escogen apropiadamente, las ecuaciones del tipo Ramberg - Osgood que se discuten adelante, las hiperbólicas sugeridas por Kodner (1963) o las parabólicas propuestas por Marsal (1965) y discutidas por Rosenblueth y Herrera (1964), son generalmente satisfactorias.

Suponiendo elegida la curva básica esfuerzo-deformación y fijas ciertas reglas para la construcción de los ciclos de histéresis a partir de cualquier nivel de deformación, se puede hallar un modelo viscoelástico equivalente tal que la disipación de energía por ciclo sea igual en él y en el modelo histerético y que la constante de resorte del modelo viscoelástico sea igual al módulo secante del ciclo de histéresis en el modelo histerético. Además, para que el modelo viscoso tenga un comportamiento congruente con el hecho de que la capacidad de amortiguamiento interno de los suelos es sensiblemente independiente de la frecuencia de excitación, el coeficiente de amortiguamiento viscoso deberá ser inversamente proporcional a ésta, y tanto el módulo de rigidez del resorte como dicho coeficiente de amortiguamiento deberán variar con la amplitud de deformación del mismo modo que el módulo secante y el área del ciclo de histéresis en la curva esfuerzo-deformación del modelo histerético.

En la obra de Dobry (1970), se discuten varios posibles modelos histeréticos integrados por diversas curvas básicas esfuerzo-deformación y sus correspondientes reglas de construcción de los ciclos de histéresis. Se concluye que un modelo basado en una curva básica de Ramberg-Osgood, como el ilustrado en la fig. 2.5, tiene, además de ciertas ventajas analíticas, la de ajustarse satisfactoriamente a los resultados experimen-

tales. El modelo de Ramberg-Osgood está caracterizado por un punto de fluencia de coordenadas  $(p_y, X_y)$  que define el límite de linealidad aproximada de la curva esfuerzo-deformación  $(p \text{ (vs) } X)$ , un módulo inicial  $G_1$  y dos parámetros  $\alpha$  y  $r$ . Como casos límites, incluye el elástico lineal ( $\alpha=0$ ) y el elastoplástico perfecto ( $r \rightarrow \infty$ ).

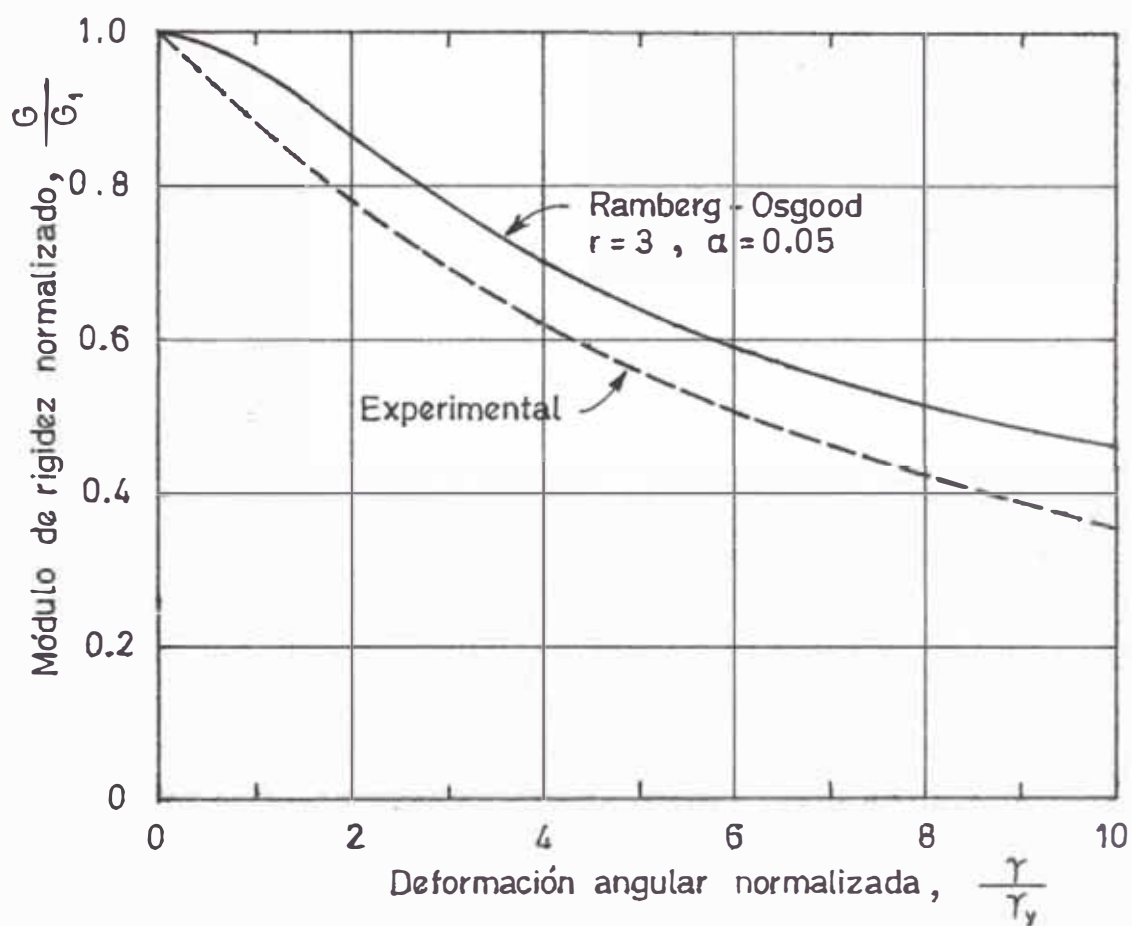


**Fig. 2.5.:** Modelo histerético de Masing en curva básica de Ramberg Osgood (según P.C. Jennings, citado por Dobry, 1970).

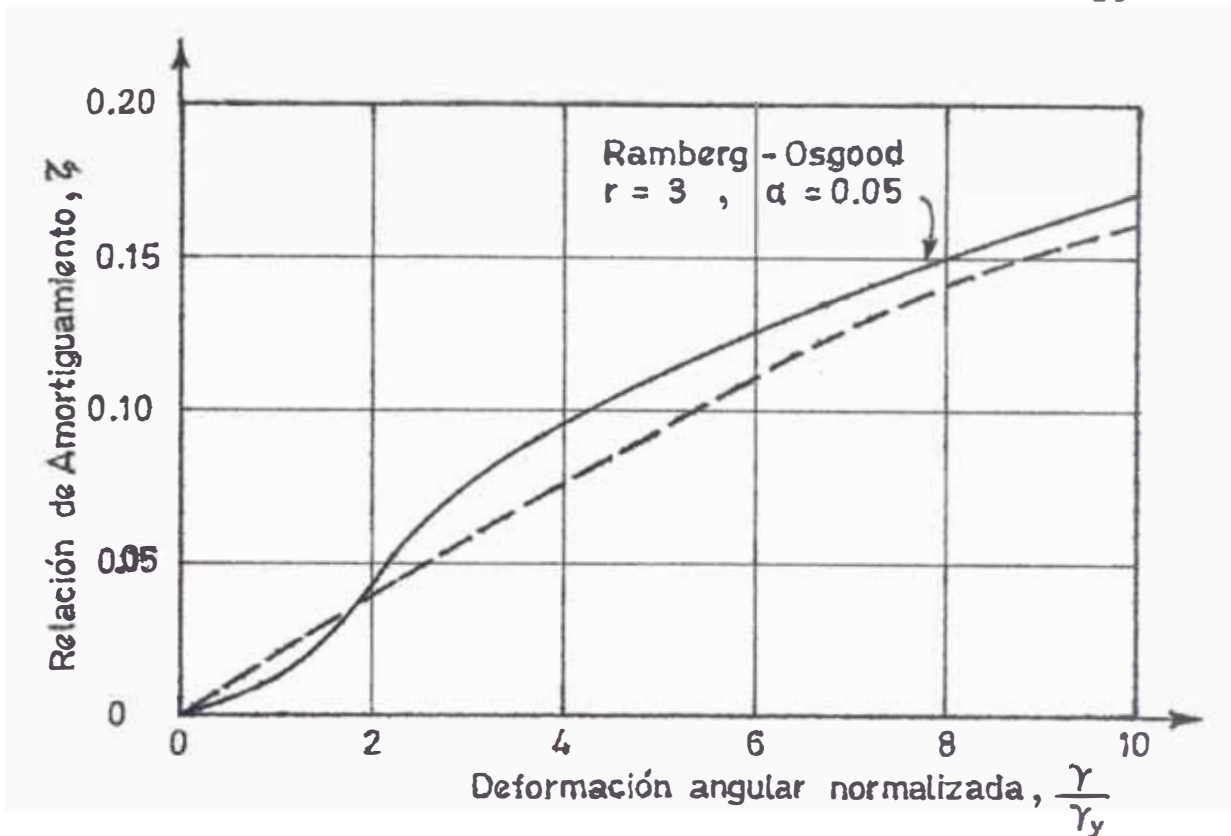
En dicho modelo, el módulo de rigidez equivalente decrece monótonicamente con la amplitud de deformación después del punto de fluencia y, si las curvas de descarga y recarga se construyen con las reglas de la Fig. 2.5, la capacidad de amortiguamiento interno aumenta con la amplitud y tiende asintóticamente a un máximo. El grado de aproximación del modelo a resultados experimentales para arenas secas puede apreciarse en las figs. 2.6 y 2.7. En dichas figuras el módulo de ri-



gidez equivalente y la deformación angular se han normalizado dividiéndolos, respectivamente, entre el módulo inicial y la deformación de fluencia.



**Fig. 2.6.:** Comparación de módulos de rigidez experimentales con los del modelo de la fig. 2.5 (Dobry, 1970).



**Fig. 2.7.:** Comparación de relaciones de amortiguamiento experimentales con las del modelo de la fig. 2.5 (Dobry, 1970).

**2.1.5 Cambios de volumen ante carga dinámica y susceptibilidad a licuación.**

Todo suelo granular seco o de alta permeabilidad sufre cambios inmediatos de volumen si se le somete a vibraciones de intensidad mayor que cierto valor crítico que depende del estado del suelo.

Barkan (1962) concluye que la relación de vacíos de equilibrio ( $e_{fin}$ ) de suelos granulares sujetos a un estado estacionario de vibración a partir de una relación de vacíos inicial mayor que  $e_{fin}$ , es

$$e_{fin} = e_{min} + (e_{max} - e_{min}) \exp(-B A/g) \dots\dots\dots(2.10)$$

y que, si  $e < e_{fin}$ , el suelo no es afectado por la vibración. En la ecuación, 2.10,  $e_{min}$  y  $e_{máx}$  son, respectivamente las relaciones de vacíos correspondientes a los estados más denso y más suelto, B es un parámetro que debe ser función de la presión confinante, A es la amplitud de la aceleración aplicada y g es la aceleración debida a la gravedad.

Si no hay generación de presiones de poro importantes, la relación de vacíos de equilibrio se alcanza, cuando más, en unas decenas de segundos.

Los resultados de D'Appolonia (1967) concuerdan con los anteriores en cuanto a que la aceleración es el único parámetro del estado de vibraciones que afecta la relación de vacíos final del suelo, si bien la ley de variación de e con A no siempre concuerda con la ecuación 2.10.

Sobre el efecto del nivel de esfuerzos sostenidos en la magnitud de los cambios de volumen inducidos por vibración en un suelo granular, los resultados de Whitman y Ortigosa (1968) indican que un incremento en los esfuerzos estáticos actuantes hace aumentar la aceleración requerida para lograr cierta densificación, como se aprecia en la fig. 2.8.

En la obra de D'Appolonia (1968) se presentan resultados de experimentos encaminados a estudiar los cambios de volumen en suelos granulares sujetos a carga repetida en condiciones de deformación unidimensional, eliminando los efectos dinámicos a fin de determinar sólo la contribución de la repetición de carga. La deformación volumétrica (en este caso igual a la deformación vertical) se muestra en la fig 2.9. en función del número de repeticiones de carga.

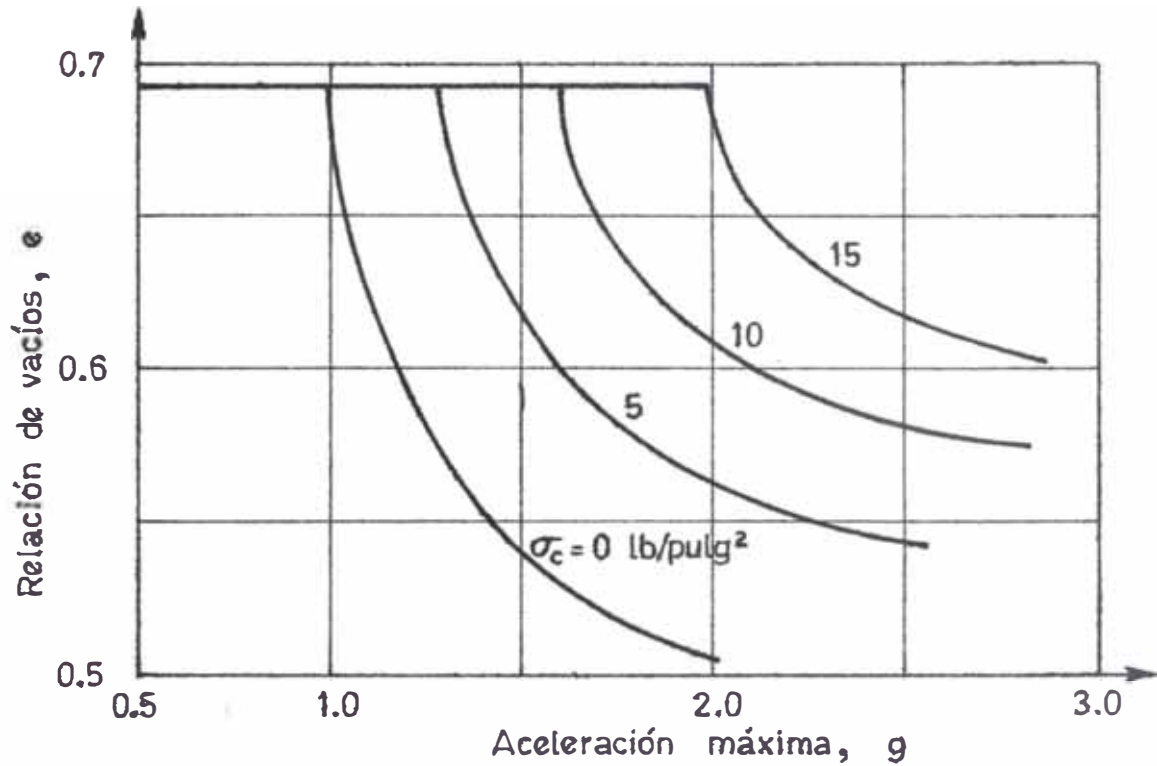


Fig. 2.8.: Efecto de la presión vertical en la relación de vacíos final producida por vibraciones en una prueba de compresión confinada (Whitman y Ortigosa, 1968).

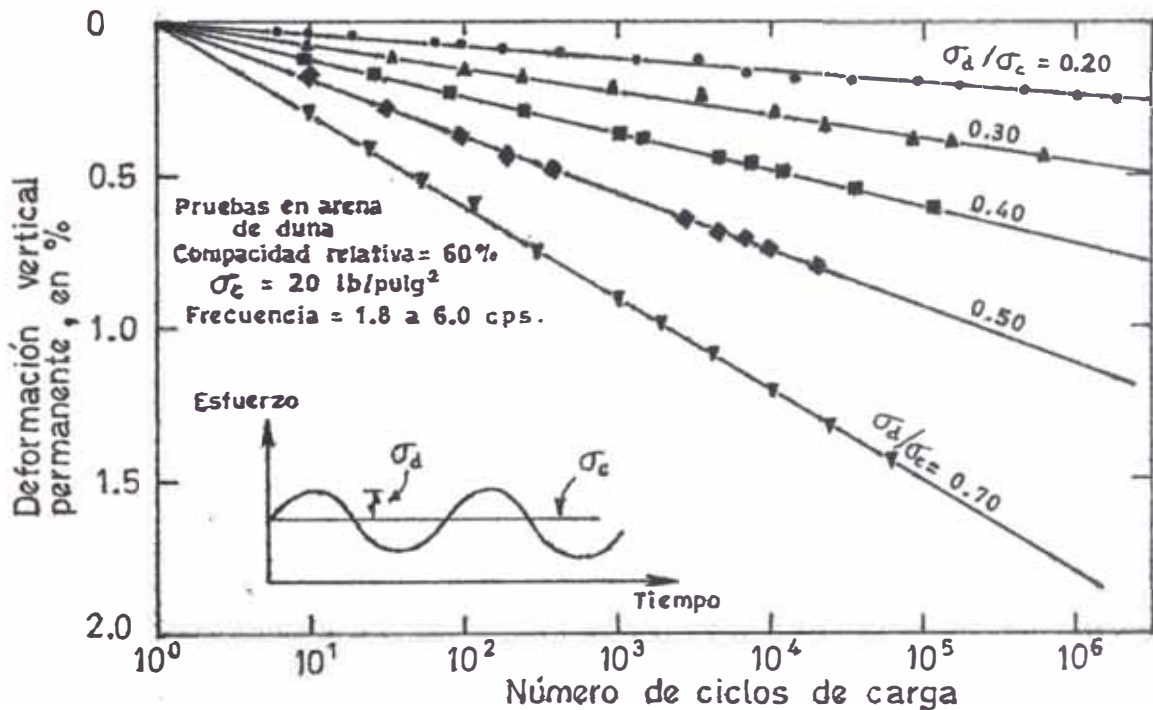


Fig. 2.9.: Efecto de la repetición de carga en pruebas de compresión confinada (D'Appolonia, 1968).

Cuando la tendencia a la reducción de volumen de un suelo granular saturado ocurre en condiciones tales que la expulsión rápida del agua de los poros está fuertemente restringida, se desarrollan presiones de poro positivas.

La magnitud del incremento de presión de poro depende de la del cambio de volumen que el suelo tiende a sufrir y del grado de restricción al flujo de agua que ocurre en la masa de suelo, y puede prácticamente igualar al esfuerzo normal octaédrico actuante en la masa. En cualquier caso, por el principio de los esfuerzos efectivos, la resistencia del suelo se reduce proporcionalmente al incremento de presión de poro y, en el caso extremo, se anula dando lugar al fenómeno de licuación.

Una fuerte restricción al flujo de agua puede deberse a la baja permeabilidad del suelo mismo, a las grandes dimensiones de la masa de suelo involucrada o a su confinamiento parcial o total por otros materiales menos permeables. Estas últimas dos condiciones, determinadas exclusivamente por las restricciones de frontera, son las que hacen tan difícil dilucidar si, en el campo, una masa de suelo dada es susceptible de licuarse en ciertas condiciones de excitación.

De lo anotado en relación con los cambios de volumen de un suelo granular sujeto a vibraciones, se desprende que, en condiciones no drenadas, prácticamente cualquier suelo en estado diferente del más denso es susceptible de sufrir pérdida transitoria parcial o total de resistencia, si la excitación es de intensidad suficiente. Las aceleraciones de tipo sísmico, sin embargo, generalmente son tales que los suelos con capacidad relativa superior a cierto valor son práctica-

mente inmunes a la licuación (nótese, por ejemplo, que las aceleraciones necesarias para densificar un suelo en estado no muy suelto o con presiones confinantes no muy pequeñas son, según la fig. 2.8, muy altas en comparación con las usuales en los sismos más intensos).

La pérdida total o parcial de resistencia de un suelo granular también puede ocurrir sin la intervención de vibraciones, cuando la tendencia a reducción volumétrica bajo incrementos de esfuerzo cortante se combina con restricciones a la rápida redistribución del agua en el interior de una masa de suelo.

Enseguida se discutirá la susceptibilidad de los suelos granulares a sufrir licuación en el laboratorio ante la acción de deformaciones de cortante monotónicas o pulsantes. Nótese que, en vista de lo dicho acerca de las condiciones de frontera, el desarrollo de licuación en el laboratorio en condiciones no drenadas es condición necesaria pero no suficiente para la ocurrencia de licuación en el campo en el mismo suelo.

La siguiente discusión está basada principalmente en los resultados experimentales de Castro (1969) y hace uso del concepto de relación de vacíos crítica,  $e_{cr}$  introducido por A. Casagrande. Según dicho concepto, un suelo granular puede sufrir deformaciones angulares de cualquier magnitud sin cambio de volumen si su relación de vacíos tiene cierto valor crítico, en tanto que, si su relación de vacíos es menor o mayor que la crítica, las deformaciones angulares inducen, respectivamente, aumento o reducción de volumen de tal manera que la relación de vacíos del suelo deformado tiende en todo caso a  $e_{cr}$  al aumentar la deformación. El propio Casagrande (citado por Castro, 1969) demostró que la relación de vacíos crítica disminuye con la presión confi-

nante.

Los resultados de pruebas realizadas en tres arenas limpias, de finas a medias y congruos desde subredondeados hasta muy angulosos (Castro, 1969) parecen demostrar que:

- a) el concepto de relación de vacíos crítica es aproximamente válido;
- b)  $e_{cr}$  es función decreciente de la presión confinante, de modo que la relación de vacíos crítica puede definirse como una curva en el plano  $e - \bar{\sigma}_c$ , siendo  $\bar{\sigma}_c$  la presión confinante efectiva de consolidación;
- c) la curva  $e_{cr}$  (vs)  $\bar{\sigma}_c$  es independiente de las condiciones de carga (estáticas o dinámicas) y de consolidación (isotrópica o anisotrópica);
- d) que hay cierta diferencia entre la curva  $e_{cr}$  (vs)  $\bar{\sigma}_c$  definida en prueba drenada y en prueba consolidada-no drenada con medición de presión de poro, y que este último tipo de prueba es más confiable.

En la Fig. 2.10 se muestran los resultados de un conjunto de pruebas de carga monotónica y cíclica, consolidadas-no drenadas con medición de pre-

sión de poro, que permiten determinar, en forma aproximada, la relación de vacíos crítica en función de la presión confinante efectiva de consolidación.

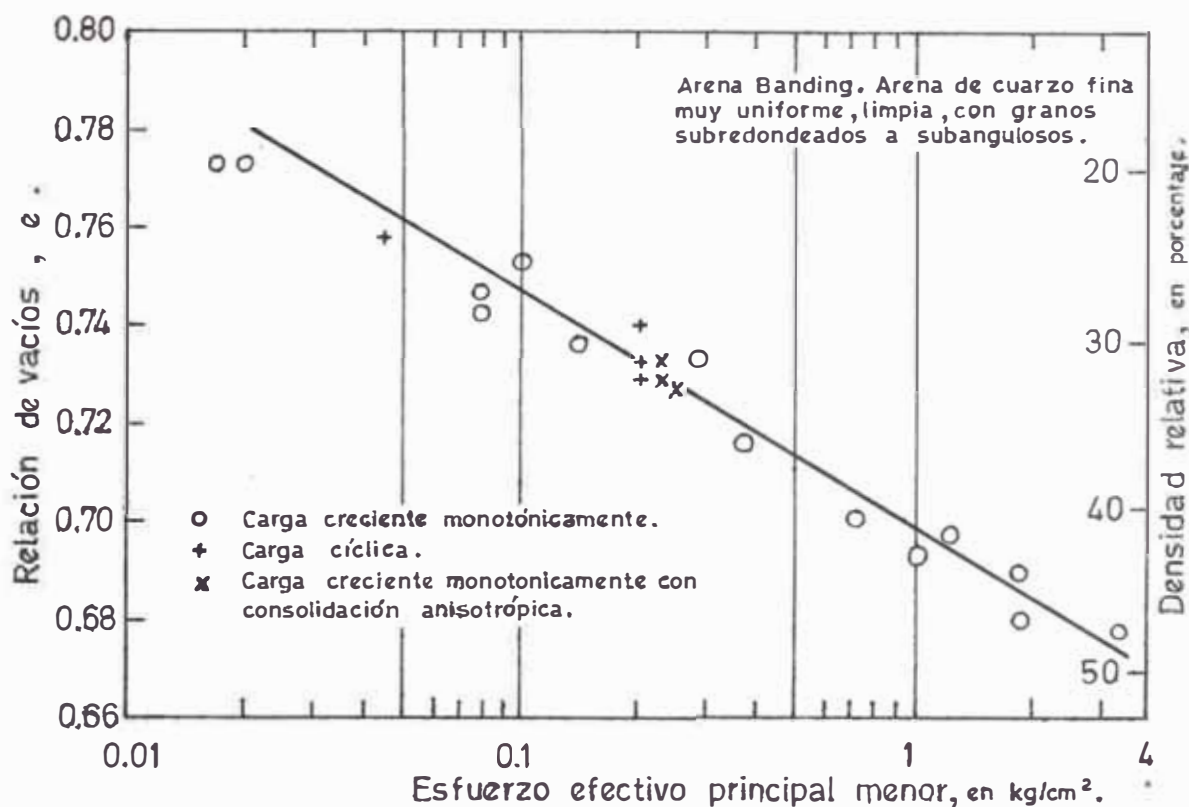


Fig. 2.10.: Relación de vacíos crítica obtenida de pruebas R en las que se desarrolló Licuación (Castro, 1969).

Un espécimen representado en el plano  $e - \bar{\sigma}_c$  por un punto bajo la línea de relación de vacíos crítica tiende a aumentar de volumen al ser deformado, y por lo tanto genera presiones de poro negativas y su resistencia al corte en condiciones no drenadas aumenta con la deformación. Si, por el contrario, en estado del suelo está representado por un punto arriba de aquella línea, su tendencia a disminuir de volumen al ser deformado genera, en condiciones no drenadas, presiones de poro positivas y la resistencia al corte a volumen constante disminuye, tanto más cuanto mayor sea la distancia



entre el punto de que se trate y la línea de relación de vacíos crítica. La resistencia final del suelo estará dada por el ángulo de fricción interna (que depende de la compacidad relativa) y de la presión confinante efectiva en la falla, dada por la curva de relación de vacíos crítica. La comparación de esta resistencia con los esfuerzos de corte actuante determinará en cada caso si ocurre licuación.

Covarrubias (1970) sugiere un criterio para determinar la susceptibilidad a la licuación de los suelos en el campo a partir de resultados experimentales como los descritos y correlaciones empíricas entre compacidad relativa y resistencia a la penetración estándar. Su mayor limitación, resulta de la poca confianza que, en general, merecen los resultados de pruebas de penetración estándar y de la inaplicabilidad de esas pruebas a depósitos que contienen boleos o gravas gruesas.

#### **2.1.6 Resistencia bajo carga repetida.**

Diversos investigadores han estudiado los efectos de carga rápida de un solo pulso en la resistencia de los suelos. Se encuentra que, al disminuir el tiempo a la falla de algunos minutos a varios milisegundos, la resistencia de suelos granulares aumenta entre 10 y 20 por ciento (Casagrande y Shannon, 1948, y Seed y Lundgren, 1954) y la de suelos cohesivos entre 140 y 260 por ciento (Casagrande y Shannon, 1948).

Los resultados de ensayos de ese tipo, sin embargo, tiene utilidad limitadísima en diseño sísmico, pues no simulan las condiciones de carga que se presentan en la práctica. Investigaciones más recientes (Seed, 1960, y Seed y Chan, 1966) indican que la repetición de los esfuerzos o la rotación de las direcciones

principales suelen tener en la resistencia de los suelos efectos mayores (y de sentido contrario) que los de un incremento en la velocidad de aplicación de carga.

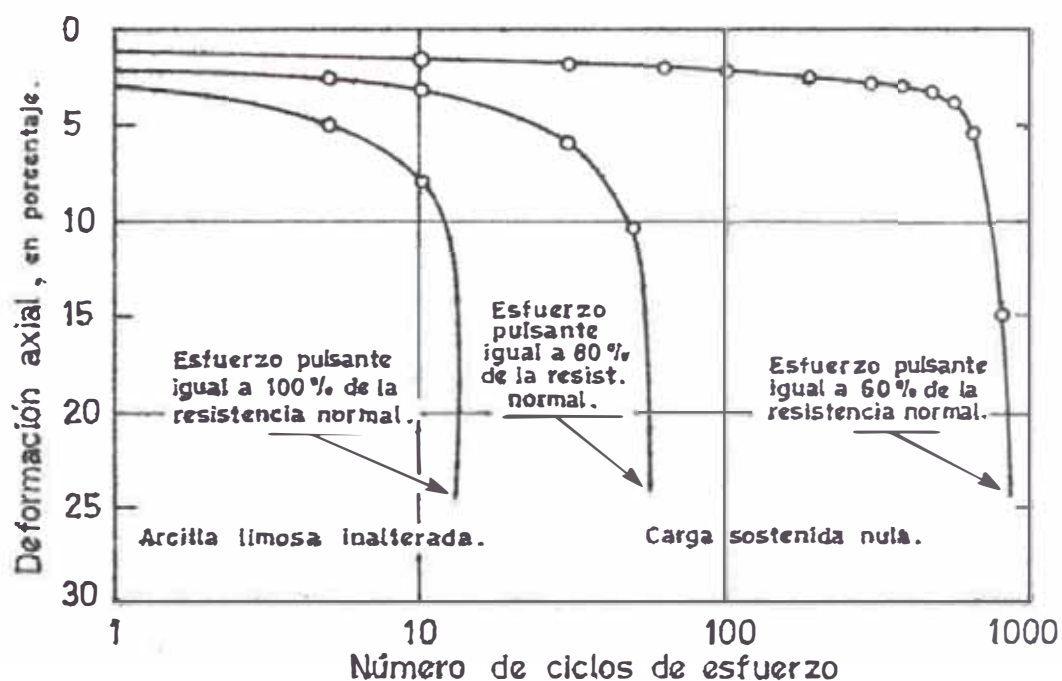
Por tanto, es necesario que la determinación de la resistencia bajo cargas dinámicas se haga reproduciendo con cierta fidelidad las condiciones de trabajo del suelo en el prototipo durante un sismo. Seed y sus colaboradores han demostrado que al menos las siguientes variables deben reproducirse aproximadamente: el nivel y la relación de esfuerzos principales sostenidos, la amplitud del esfuerzo desviador cíclico y su frecuencia.

El siguiente procedimiento para la investigación de la resistencia de suelos a carga cíclica está basado en el estudio de Seed y Chan (1966). El equipo necesario puede ser como el descrito en la obra de Seed y Fead (1959) o Santoyo (1970).

Para cada conjunto de valores de interés de la relación de esfuerzos principales de consolidación, de la presión de confinamiento y de la frecuencia de carga, se ensayan especímenes con esfuerzos desviadores cíclicos de diversa magnitud  $\Delta \sigma_d$ , registrando el progreso de la deformación axial al aumentar el número de ciclos de carga. La fig. 2.11 es un ejemplo de dicho registro.

De los datos de un diagrama como el de la fig. 2.11 se puede obtener la relación entre  $\Delta \sigma_d$  y el número de ciclos necesario para causar falla, de finida ésta como un cierto nivel de distorsión (o de deformación axial) del espécimen.

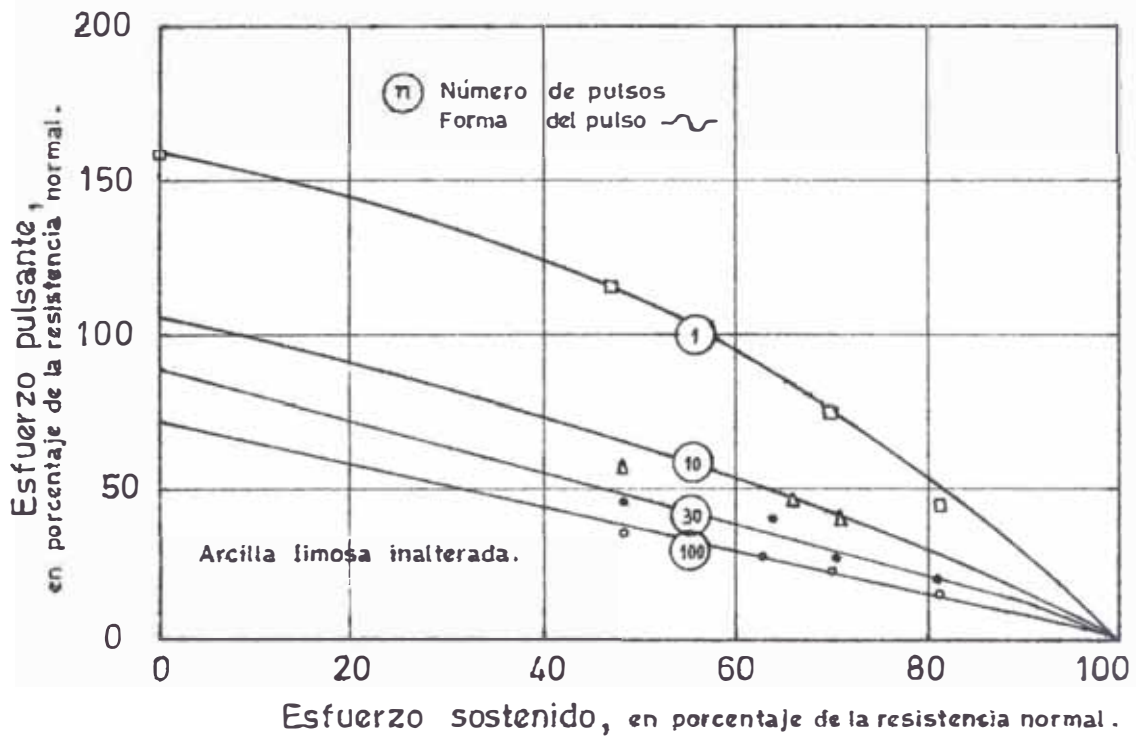
Finalmente, de un conjunto de ta



**Fig. 2.11.:** Deformación bajo carga pulsante (Seed y Chan, 1966).

Los datos, correspondientes a diversos niveles de esfuerzo desviador sostenido y diversas amplitudes de esfuerzos pulsantes, se puede obtener un diagrama como el de la fig. 2.12 que muestra las diversas combinaciones de esfuerzo desviador sostenido y esfuerzo desviador pulsante capaces de producir la falla en cierto número de ciclos.

Los efectos de la alta velocidad de deformación y el de la repetición de los esfuerzos, por ser contrarios, pueden dar lugar a una resistencia (bajo la acción combinada de carga sostenida y cíclica) mayor o menor que la resistencia en prueba de carga monotónica convencional, dependiendo de la sensibilidad del suelo particular a cada uno de aquellos dos factores. Sin embargo, se ha encontrado que en muchos casos prácticos la resistencia en prueba consolidada-no drenada convencional puede ser razonablemente aplicable a condicio-



**Fig. 2.12.:** Combinaciones de esfuerzos sostenidos y pulsantes que inducen falla (Seed y Chan, 1966).

nes de excitación sísmica (Seed y Chan, 1966). Las figs. 2.13 y 2.14, ilustran este punto.

También se ha observado que, cuando los esfuerzos sostenidos y pulsantes se expresan como fracciones de la resistencia consolidada-no drenada convencional, las combinaciones de dichos esfuerzos en la falla dependen poco del estado de esfuerzos de consolidación (Seed y Chan, 1966).

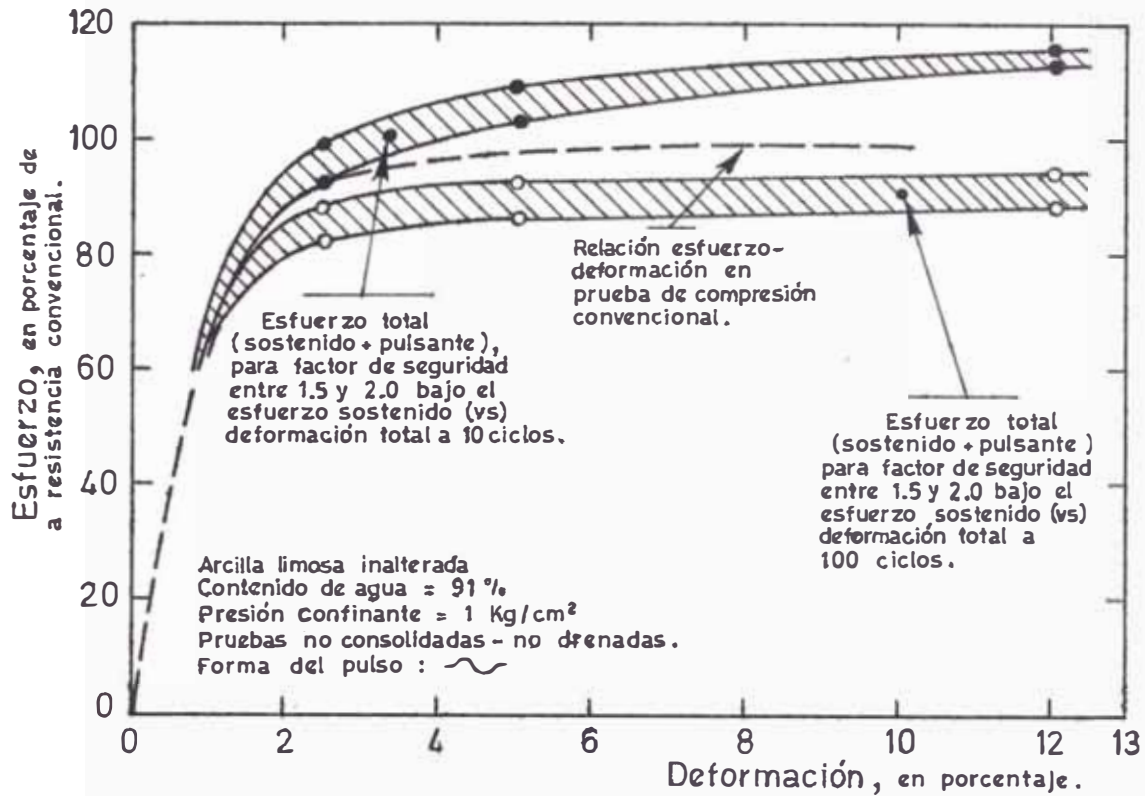


Fig. 2.13.: Comparación de pruebas de carga pulsante y prueba de compresión convencional en una arcilla inalterada (Seed y Chan, 1966).

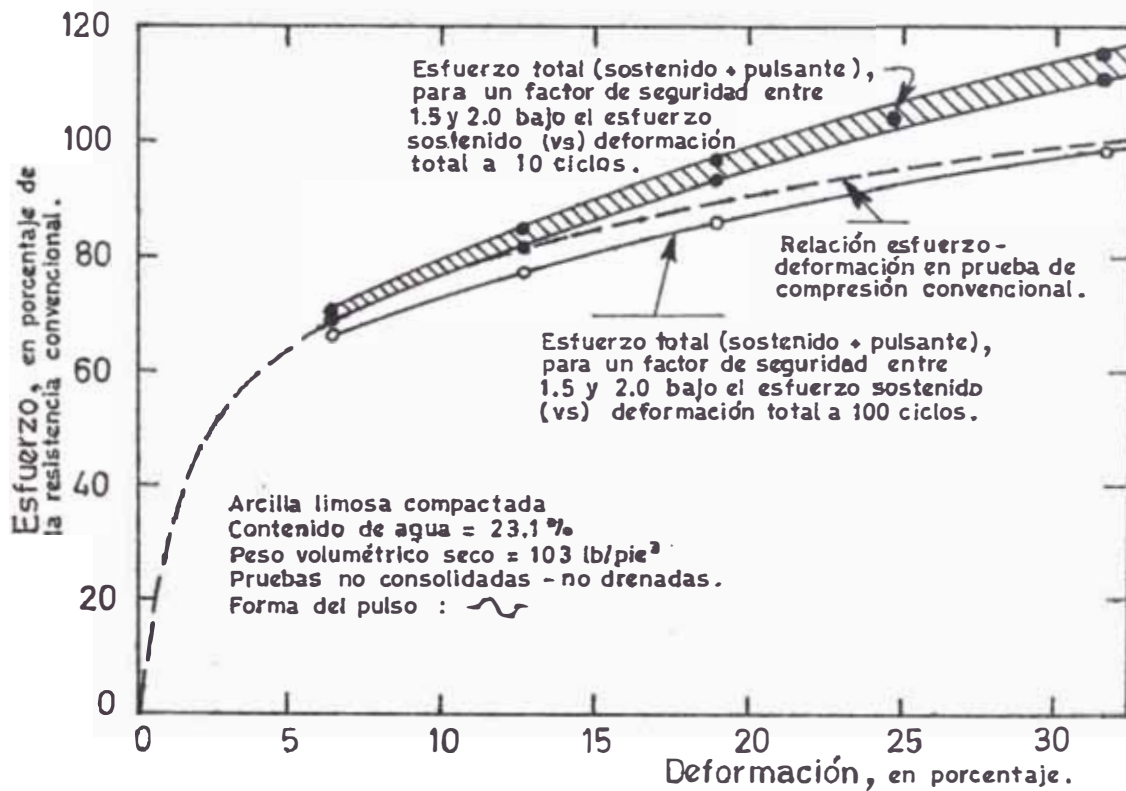


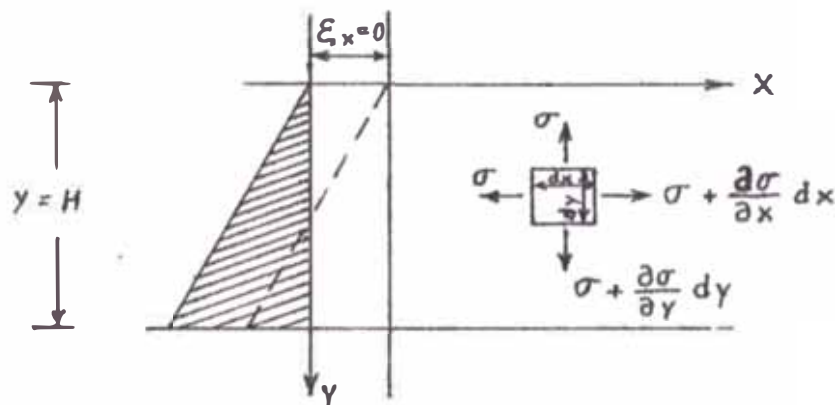
Fig. 2.14.: Comparación de pruebas de carga pulsante y prueba de compresión convencional para una arcilla compactada (Seed y Chan, 1966).

## 2.2 PRESION HIDRODINAMICA DURANTE SISMOS.

H. M. Westergaad calculó la presión hidrodinámica durante un sismo de la siguiente manera:

Se tomaron las coordenadas  $x$  e  $y$  del reservorio, siendo  $x$  la coordenada en la dirección horizontal e  $y$  la coordenada en la dirección del tirante de agua. También tomó  $x = 0$  en el nivel superficial aguas arriba de la presa,  $y = 0$  en la superficie del embalse,  $y = H$  en el fondo del embalse. Durante un sismo el agua almacenada en el reservorio vibrará. Las componentes de los desplazamientos en las direcciones  $x$  e  $y$  son expresadas por  $\xi$  y  $\eta$  respectivamente. La presión de agua varía debido a la vibración. Esta variación en la presión de agua es denominada PRESION HIDRODINAMICA y está expresada por  $\sigma$ , símbolo que indica la presión, en este caso como tensión.

Tomando elementos infinitesimales  $dx$  y  $dy$  en el agua (ver Fig. 2.15) y considerando el equilibrio dinámico de la presión hidrodinámica actuante sobre la superficie, se deducen las siguientes ecuaciones:



$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} = \frac{\omega}{g} \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2}$$

$$\frac{\partial \sigma}{\partial y} = \frac{\omega}{g} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2}$$

Fig. 2.15.: Diagrama de Equilibrio Dinámico de la Presión Hidrodinámica.

donde  $\omega$  = densidad del agua. Si el agua es considerada a ser compresible, la presión hidrodinámica es proporcional a la deformación volumétrica.

$$\sigma = k \varepsilon$$

siendo:  $k$  = módulo de elasticidad volumétrica del agua,  $\varepsilon$  = deformación, que es expresado por la siguiente ecuación:

$$\varepsilon = \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \eta}{\partial y}$$

y relacionado con  $\sigma$  en la ecuación

$$\sigma = k \left( \frac{\partial \xi}{\partial x} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \right) \dots \dots \dots (2.12)$$

Sustituyendo la ecuación 2.12 en la ecuación 2.11:

$$\left. \begin{aligned} - \frac{\omega}{gk} \frac{\partial^2 \xi}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 \xi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \eta}{\partial x \partial y} &= 0 \\ - \frac{\omega}{gk} \frac{\partial^2 \eta}{\partial t^2} + \frac{\partial^2 \eta}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \xi}{\partial x \partial y} &= 0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (2.13)$$

Si el movimiento del suelo es considerado como una vibración horizontal sinusoidal con amplitud  $a$  y período  $T$ , cuando  $y = H$ :

$$\xi_{y=H} = a \cos \frac{2\pi t}{T}, \quad \eta_{y=H} = 0 \dots \dots \dots (2.14)$$

Si la aceleración del suelo es  $kg$

$$\xi_{y=H} = \frac{kgT^2}{4\pi^2} \cos \frac{2\pi t}{T}$$

La presión hidrodinámica en la superficie del reservorio es igual a cero. Por lo tanto, cuando  $y = 0$ :

$$\sigma_{y=0} = 0$$

También si es asumida la presión hidrodinámica no ocurrirá en un punto extremadamente distante de la presa, o sea cuando  $x = \infty$

$$\sigma_{x=\infty} = 0$$

Asumiendo que una presa es altamente rígida y el desplazamiento relativo de la presa con respecto al suelo provocado por un sismo es infinitamente pequeño, entonces el desplazamiento horizontal de la cara aguas arriba de la presa es igual al desplazamiento horizontal del movimiento del suelo. Por lo tanto:

$$\xi_{x=0} = a \cos \frac{2\pi t}{T} = \frac{kg T^2}{4\pi^2} \cos \frac{2\pi t}{T} \dots\dots\dots (2.15)$$

$\xi$  y  $\eta$  son propuestos considerando  $A, B, \alpha$  y  $\beta$  como constantes. Luego sustituyéndolos

$$\left. \begin{aligned} \xi &= Ae^{-\alpha x} \sin \beta y \cos \frac{2\pi t}{T} \\ \eta &= Be^{-\alpha x} \cos \beta y \cos \frac{2\pi t}{T} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.16)$$

en la ecuación 2.13:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\omega}{kg} \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2 A + \alpha^2 A + \alpha \beta B &= 0 \\ \frac{\omega}{kg} \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2 B - \beta^2 B - \alpha \beta A &= 0 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.17)$$

Estas son las ecuaciones homogéneas que relacionan a A y B. En razón de tener soluciones en las cuales A y B sean diferentes de cero, el determinante compuesto por los coeficientes debe tener un valor de cero, luego:

$$\alpha^2 - \beta^2 + \frac{\omega}{kg} \left( \frac{2\pi}{T} \right)^2 = 0 \dots\dots\dots (2.18)$$



Tomando en cuenta las condiciones en el límite, para satisfacer la ecuación. 2.14 será suficiente considerar:

$$\beta = \frac{n \pi}{2H} \quad , \quad \text{siendo} \quad n = 1, 3, 5, \dots$$

Entonces de la ecuación. 2.18:

$$\alpha = \beta C_n = \frac{n \pi C_n}{2H}$$

Puesto que:

$$C_n = \sqrt{1 - \frac{16 \omega H^2}{n^2 k g T^2}} \quad \dots \dots \dots (2.19)$$

También, de la ecuación. 1.17 se tiene

$$B = - \frac{A}{C_n}$$

Por lo cual

$$\left. \begin{aligned} \xi &= A \exp\left(-\frac{n \pi C_n}{2H} x\right) \operatorname{sen} \frac{n \pi y}{2H} \cos \frac{2 \pi t}{T} \\ \eta &= -\frac{A}{C_n} \exp\left(-\frac{n \pi C_n}{2H} x\right) \cos \frac{n \pi y}{2H} \cos \frac{2 \pi t}{T} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (2.20)$$

Si A (n) es considerado como un coeficiente, indefinido, la solución de la ecuación 2.12 puede ser propuesta como sigue:

$$\xi = \cos \frac{2 \pi t}{T} \sum_n A(n) \exp\left(-\frac{n \pi C_n}{2H} x\right) \operatorname{sen} \frac{n \pi y}{2H}$$

$$\eta = -\cos \frac{2 \pi t}{T} \sum_n \frac{A(n)}{C_n} \exp\left(-\frac{n \pi C_n}{2H} x\right) \cos \frac{n \pi y}{2H}$$

$$\xi_{x=0} = \cos \frac{2\pi t}{T} \sum_n A(n) \operatorname{sen} \frac{n\pi y}{2H}$$

Haciendo esta ecuación igual a la ecuación 2.15 se tiene

$$\frac{kgT^2}{4\pi^2} = \sum_n A(n) \operatorname{sen} \frac{n\pi y}{2H}$$

Sin embargo, en concordancia con la teoría de la Serie de Fourier como:

$$1 = \frac{4}{\pi} \sum_n \frac{1}{n} \operatorname{sen} \frac{n\pi y}{2H}, \text{ usando } n=1,3,5,\dots$$

para  $|y| < 2H$ , será

$$A(n) = \frac{kgT^2}{4\pi^2} \cdot \frac{4}{n\pi} = \frac{kgT^2}{n\pi^3} \dots\dots\dots (2.21)$$

Por lo tanto:

$$\left. \begin{aligned} \xi &= \frac{kgT^2}{\pi^3} \cos \frac{2\pi t}{T} \sum_n \frac{1}{n} \exp\left(-\frac{n\pi C_n}{2H} x\right) \operatorname{sen} \frac{n\pi y}{2H} \\ \eta &= -\frac{kgT^2}{\pi^3} \cos \frac{2\pi t}{T} \sum_n \frac{1}{n C_n} \exp\left(-\frac{n\pi C_n}{2H} x\right) \cos \frac{n\pi y}{2H} \end{aligned} \right\} \dots (2.22)$$

Entonces, de la ecuación 2.12 se llega a

$$\sigma = \frac{8k\omega H}{\pi^2} \cos \frac{2\pi t}{T} \sum_n \frac{1}{n^2 C_n} \exp\left(-\frac{n\pi C_n}{2H} x\right) \operatorname{sen} \frac{n\pi y}{2H} \dots\dots\dots (2.23)$$

En esta última ecuación, si  $x = 0$ , la presión hidrodinámica actuante sobre la superficie de la presa llega a ser conocida. Denominándola como  $p_h$ :

$$p_h = mkg \cos \frac{2\pi t}{T} \dots\dots\dots (2.24)$$

entonces

$$m = \frac{8 \omega H}{\pi^2 g} \sum_n \frac{1}{n^2 C_n} \operatorname{sen} \frac{n \pi y}{2H}$$

donde el valor positivo de  $p_h$  indica que la presión hidrodinámica es una fuerza tensora.

De los cálculos anteriores, la presión hidrodinámica actuante sobre una presa se conoce, será proporcional a la aceleración horizontal de la presa en esa ubicación mientras la fase sea opuesta. Por otra parte, la fuerza de inercia actuante sobre la presa es también proporcional a la aceleración horizontal de la presa mientras que la fase es opuesta. Sin embargo la presencia de la presión hidrodinámica significa que la fuerza de inercia es incrementada en una cantidad, y en este sentido  $m$  es denominada como la masa equivalente del agua almacenada.

Según la ecuación 2.19, cuando el período del movimiento sísmico tiene un valor específico  $P_h$  viene a ser infinito. Esto es debido al fenómeno de multi-reflexión originado por el paso de las ondas elásticas a través del agua desde la superficie y el fondo del reservorio. Este período especial es llamado "período natural del reservorio".

Basados en la ecuación 2.24 se consigue una fórmula aproximada que indica realmente cuando el período predominante del movimiento sísmico es alrededor de 1 seg. De acuerdo con esto

$$p_h = k g m \dots\dots\dots(2.25)$$

teniendo en cuenta que

$$m = \frac{7}{8} \frac{\gamma_0}{g} \sqrt{Hy} \dots\dots\dots(2.26)$$

donde

- $P_H$ : presión hidrodinámica durante el sismo (Kg/m)
- $m$ : masa equivalente del agua almacenada
- $k$ : relación entre la aceleración sísmica y la aceleración de la gravedad
- $\gamma_0$ : densidad del agua (Kg/m)
- $H$ : tirante ó profundidad del agua almacenada (m)
- $y$ : distancia de la sección de corte donde la cresta de la presa (M).

La presión hidrodinámica presenta una distribución parabólica y se considera como  $7/8 k$  veces la presión hidrostática en el fondo. Aunque algunas de estas fórmulas muestran ciertas inadecuaciones al caso, puesto que todavía no ha sido obtenida una solución completa relacionada a la presión hidrodinámica, estas fórmulas vienen siendo extensamente empleadas debidas más que nada a su similitud y conveniencia.

Según la Teoría de Westergaad, la deformación de la presa por esta presión resulta insignificante y despreciable. Pero últimamente con el avance de las computadoras es posible tratar de obtener la presión hidrodinámica numéricamente tomando en consideración la deformación de la presa. Así por ejemplo se llegó a calcular numéricamente la presión hidrodinámica producida en una presa mediante el registro de las ondas sísmicas del terremoto de El Centro, cálculos que fueron ejecutados por A. K. Chopra quién especificó que la influencia de la deformación de una presa no puede ser des-

preciada ya que su efecto es especialmente mayor cuando el período natural del reservorio se une o coincide con el de la presa. En otras palabras la presión hidrodinámica es considerada que consta de dos tipos de presión:

- a) Una es la presión hidrodinámica cuando la presa es considerada como un cuerpo rígido.
- b) La otra es la presión hidrodinámica que se aplicaría debida a la deformación de la presa.

La suma de ambos viene a conformar la "Presión Hidrodinámica", y sus valores serán como los que se muestran en la siguiente tabla.

	Condición de Resonancia	Condición de No Resonancia
Período natural del reservorio: $T_s$	$T_s = 0.1735$ seg.	$T_s = 0.1735$ seg.
Período natural de primer orden de la presa : $T_1$	$T_1 = 0.19$ seg.	$T_1 = 0.245$ seg.
Valor máximo de la presión hidrodinámica sobre estructura rígida *	0.6	0.5
Valor máximo de la presión hidrodinámica por deformación de la presa	0.5	0.3
Valor máximo de la presión hidrodinámica *	1.0	0.8

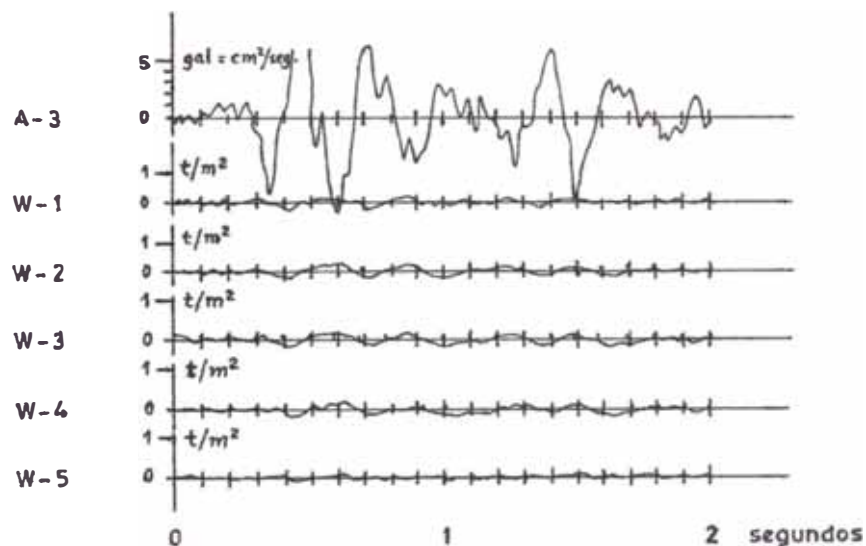
\* La presión de agua es expresada mediante la relación con la presión hidrostática, :

$$\frac{\omega H^2}{2}$$

Tanto en la teoría de Westergaad como en los cálculos de Chopra, el agua del reservorio es considerada como un líquido compresible, y en lo referente a resultados hay dos tipos de presiones hidrodinámicas concebibles, uno es causado por el peso del agua y el otro por la compresibilidad del agua. De ellos dos, la presión hidrodinámica debida a la compresibilidad del agua llegará a ser extremadamente mayor bajo un determinado período del movimiento sísmico. A todo esto, T. Hatano observó que ello originaría sedimentación de lodo o fango en el fondo del embalse en el caso de un reservorio real tal que no permitiría la reflexión de las ondas elásticas como las que son asumidas en los cálculos. Hatano verificó teórica y experimentalmente los estudios sobre esta materia é indicó que la resonancia del reservorio no ocurriría realmente. Esto significa que en el cálculo de la presión hidrodinámica de un reservorio, el agua debe ser considerada como un líquido incompresible.

Se tienen algunos casos de presiones hidrodinámicas que han sido observadas en presas reales. Así por ejemplo, en la presa Tagokura se ubican manómetros para registrar las presiones hidrodinámicas en cinco elevaciones de la porción central de la presa permitiendo llevar a efecto las anotaciones de conformidad con las observaciones realizadas. La Fig. 2.16 muestra un ejemplo de los resultados obtenidos. Viendo los registros, el movimiento de la onda con un período de 0.26 es prominente, tal que entra en concordancia con el período predominante en la vibración de la presa. Tratando de obtener la distribución de la presión hidrodinámica

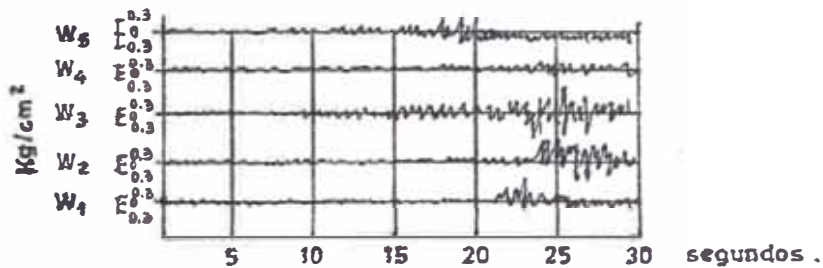
mica a partir de los registros y comparándolos con la distribución dada por la ecuación 2.25 se puede ver que hay escasa concordancia entre los valores observados y los calculados con respecto a una resultante de presión de agua. Ya que presenta una distribución parabólica con el máximo valor en el fondo del reservorio, los valores notados muestran un máximo valor en una elevación suavecamente sobre dicho fondo.



**Fig. 2.16.:** Registros de la Presión Hidrodinámica en la Presa Tagokura.

La siguiente Fig. 2.17 es el registro de la presión hidrodinámica obtenida en esta misma presa de Tagokura durante el terremoto de Niigata. En aquella vez la graficación del sismo en el papel de registro se extendió más allá del ancho estándar utilizado como límites, por lo cual no se pudo calcular el valor máximo de la presión hidrodinámica. En realidad, la distribución de la presión hidrodinámica es sumamente compleja. Como se enfatizó, anteriormente, al ocurrir la mayor vibración la presión hidrodinámica se hace mucho más grande en una elevación ligeramente más alta que la existente en el fondo del reservorio, pero en la etapa inicial

del terremoto, la presión hidrodinámica es alta en la porción superficial y baja en el fondo.



**Fig. 2.17.:** Presiones Hidrodinámicas observadas en la Presa Tagokura, tipo gravedad (Terremoto de Niigata del 16 de Junio de 1964).

Conforme a la teoría de Westergaard se dedujo que la presión hidrodinámica en esta presa sería extremadamente alta ante un sismo con período de 0.38 seg., pero que semejante caso no se había observado todavía. Esto es de conformidad con los resultados de T. Hatano.

En general podemos afirmar que el cálculo de las presiones hidrodinámicas generadas por sismos que obran contra las cortinas de presas, implica complicaciones tales de análisis que las soluciones disponibles se apoyan invariablemente en hipótesis excesivamente burdas. Admitiendo ciertas hipótesis que se antojan razonablemente aproximadas, unos análisis concluyen que las magnitudes de estas presiones alcanzan valores tan elevados que evidentemente resultan inadmisibles. Aparentemente no menos razonables, se concluye que las presiones son tan pequeñas que los resultados son sospechosos. Así, para un caso particular que se trate de un temblor real relativamente intenso, un criterio predice empujes hidrodinámicos superiores al triple de los hidrostáticos, mientras que otro criterio arroja valores inferiores al treinta por ciento de los empujes hidrostáticos.



Ante las circunstancias sólo puede concluirse que el fenómeno es probablemente importante para el diseño de la mayoría de las presas y que sin duda exige mayor estudio.

Actualmente es innecesario ignorar la compresibilidad del líquido. En efecto, tratándose de presas de dimensiones moderadas o grandes, considerando las mayores de 20 ó 30m. de alto, resulta indispensable tener en cuenta la compresibilidad del líquido, no así la turbulencia ni la viscosidad del mismo mientras que el paramento de aguas arriba de la cortina sea relativamente impermeable, pues se sabe que la importancia de la viscosidad es función decreciente de las dimensiones de la estructura, y aún para modelos a escala reducida de estructuras sumergidas, el efecto de la viscosidad es despreciable. No obstante, en presas de enrocamiento con corazón impermeable es probable que aún estas propiedades del agua hayan de tenerse en cuenta, sobre todo al atender al comportamiento con rotura de las partículas que integran la cortina aguas arriba del corazón.

La hipótesis más usual respecto a la condición de frontera en la superficie libre del líquido consiste en suponer que la presión se mantiene igual a la atmosférica en el plano horizontal que marca la superficie libre original. Se obtienen resultados mucho más apegados a la realidad si se sustituye ésta con la llamada "Hipótesis de Poisson", que idealiza el fenómeno del oleaje como lineal.

El estudio de Westergaad que constituyó la piedra angular en cuanto a presión hidrodinámica por sismo, suponía que el vaso era semi-infinito, adolecía de limitaciones como la de que la perturbación era un movimiento armónico estacionario con frecuencia nece-

sariamente menor que la frecuencia fundamental del vaso; en cambio tomaba en cuenta correctamente la compresibilidad del líquido. Estudios posteriores han indicado que en el problema bidimensional se comete poco error al suponer que el vaso es semi-infinito si el fondo del mismo puede idealizarse como plano y la relación de largo a fondo del vaso es superior a 5. Si se tienen en cuenta la forma no plana y la deformabilidad de la pared opuesta a la cortina, el error es aún menor. Sin embargo, el hecho de que en la realidad los vasos de almacenamiento disten de ser prismáticos e incluso tengan formas curvas en planta o que puedan tender a enfocar las oscilaciones del líquido hacia la cortina, hace que la hipótesis de que el problema es bidimensional sea en exceso debatible.

Kotsubo ha estudiado las distribuciones de presión que corresponden a vasos de forma prismática, con eje horizontal, sección del valle en ángulo agudo o en abanico y cortina vertical. Encuentra que las distribuciones para estos casos se pueden obtener fácilmente de manera aproximada, a partir de la solución para vaso de sección rectangular. Actualmente se trabaja en un análisis tendiente a conocer la influencia de la forma del vaso, para lo que se compara el caso de fondo plano con el de un vaso de sección semicilíndrica circular.

La condición de frontera en el fondo del vaso, hace suponer que el fondo del vaso es infinitamente rígido, y por lo tanto, que el movimiento que ha de describirse en el fondo es precisamente el que la roca tendría con vaso vacío, que la presencia del agua no la modifica, y que las ondas de sonido en el agua que llegan a esta interfase experimentan reflexión total hacia el agua.

Con el objeto de estudiar la influencia que la deformabilidad de la roca que forma el fondo del vaso tiene en disminuir la amplitud de las reflexiones e, indirectamente, en las presiones hidrodinámicas, se ha estudiado un modelo unidimensional que presenta un vaso prismático, de fondo plano, con paredes indeformables, que descansa en una roca homogénea i semi-infinita, sujeto a la componente vertical de una familia de temblores. Se encuentra que la pérdida de energía por refracción del líquido a la roca hace que se reduzcan las presiones, ordinariamente, de 20 a 80 %, dependiendo de la duración del movimiento y de las propiedades mecánicas de la roca. No parece haber ningún estudio analítico sobre la influencia que pueda tener la rugosidad del fondo. Esta característica de la interfase disminuye sin duda las presiones hidrodinámicas, pues introduce una fuente adicional de dispersión, pero se desconoce la magnitud de tal influencia. En el análisis numérico por el método de elementos finitos es necesario calcular los modos naturales de vibración y combinar las respuestas que en ellos se obtengan o especificar la perturbación como determinística en función del tiempo.

En cuanto a las condiciones en la interfase agua cortina y comportamiento de la cortina según estudios realizados, hacen suponer que la superficie mojada de la cortina es lisa e impermeable y que la estructura es rígida. El empleo de elementos finitos han permitido obtener soluciones numéricas a diversidad de problemas relativos al efecto de temblores en cortinas de gravedad idealizadas como bidimensionales y de comportamiento lineal.

El efecto sísmico en la presión de poro en presas de tierra y de enrocamiento, de acuer-

do a la hipótesis de Skempton, especifica que el incremento dinámico en presión de poro es igual a :

$$\Delta = \frac{(1 + \gamma)(\sigma_1 + \sigma_2)}{3} \dots\dots\dots(2.27)$$

donde

$\gamma$  : coeficiente dinámico de Poisson  
 $\sigma_1, \sigma_2$  : esfuerzos principales dinámicos

Pero tal tratamiento no puede aplicarse para describir las condiciones en que se halla una cortina en proceso de deslizamiento a lo largo de una o más superficies, ni cuando está ocurriendo rotura de la roca que la constituye.

Bustamante y Flores Victoria proponen un método simplista, muy adecuado para fines prácticos, para estimar la distribución de la presión hidrodinámica a lo alto de la presa durante un sismo mediante el concepto de espectro hidrodinámico. Las hipótesis del método son que el agua es compresible con movimiento irrotacional de pequeña amplitud, que no hay disipación de energía, que no hay cambio en el nivel de la superficie libre del agua, que el paramento mojado de la presa es vertical, que la excitación dinámica es un movimiento de la cortina como cuerpo rígido normal al paramento mojado, que al iniciarse el movimiento el agua está en reposo, que la longitud del depósito en la dirección normal a la cortina es infinita y que el máximo desplazamiento de la cortina es pequeño en comparación con su altura,

En la Fig. 2.18 se muestra el modelo correspondiente. Con las hipótesis anteriores, se

determinan las presiones hidrodinámicas mediante un análisis modal.

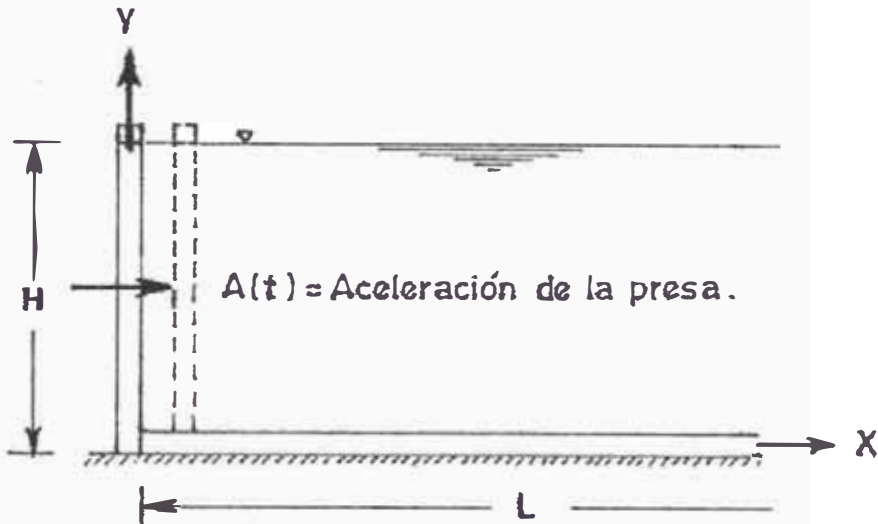


Fig. 2.18.: Idealización del embalse y movimiento de la cortina (Bustamante y Flores Victoria, 1966).

Si se utiliza el criterio usual en el análisis dinámico de edificios de que la respuesta es la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados de las respuestas modales máximas se tiene:

$$\frac{P_h}{\gamma_0 H} = S_h \sqrt{\frac{2}{3} \left[ 1 - 3 \left( \frac{y}{H} \right)^2 + 2 \left( \frac{y}{H} \right)^3 \right]} \dots \dots \dots (2.28)$$

donde

- $P_h$ : presión hidrodinámica en el nivel " y "
- H: altura del nivel del agua.
- $\gamma_0$ : peso volumétrico del agua.
- $S_h$ : espectro hidrodinámico.

En esta ecuación se supone que  $S_h$  es constante para todos los modos de vibración. Esta simplificación se justificará adelante.

En la siguiente Fig. 2.19 se presenta la distribución de la presión hidrodinámica, "p", a todo lo alto de la presa, dada por la ecuación anterior. Bustamante y Flores Victoria, 1966, presentan las distribuciones de presión hidrodinámica para varios criterios de combinación de respuestas modales.

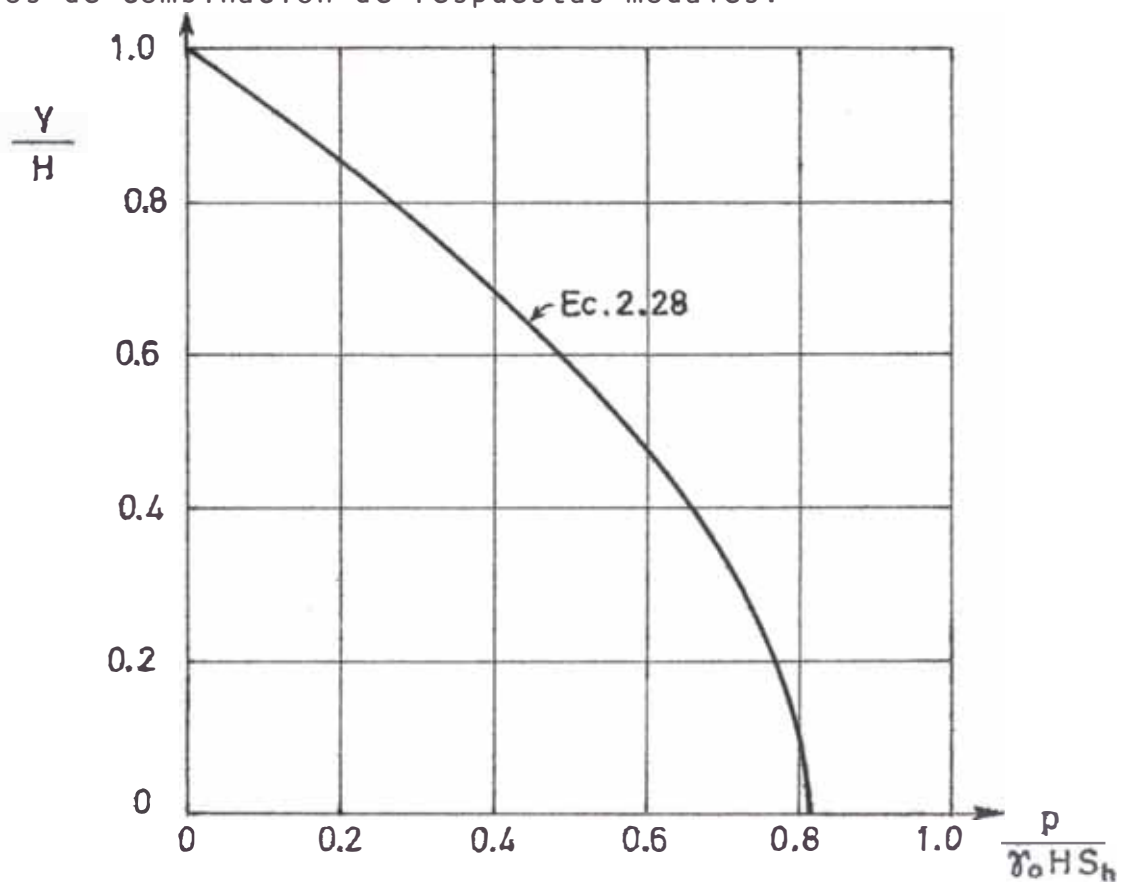


Fig. 2.19.: Distribución de la presión hidrodinámica (Bustamante y Flores Victoria, 1966).

El espectro hidrodinámico  $S_h^n$  para cada modo de vibración queda definido por la expresión:

$$S_h^n = \left| \frac{\omega_n}{g} \int_0^t A(t-\tau) J_0(\omega_n \tau) d\tau \right|_{\max.}$$

donde

$$\omega_n = \frac{2\pi}{T_n} = \frac{2\pi a(2n-1)}{4H} : \text{frecuencia circular natural de vibración del agua embalsada.}$$

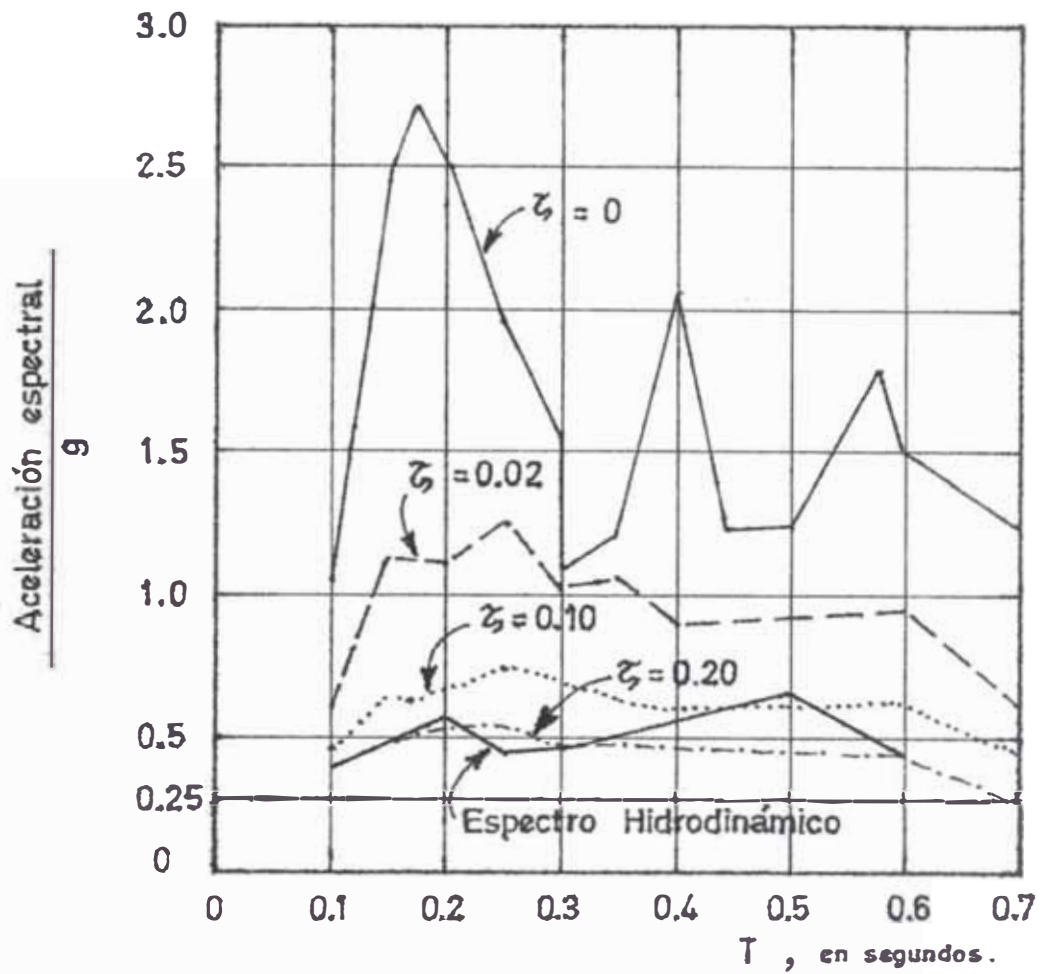
a : velocidad del sonido en el agua ( 1440 m/seg. )

A (t): aceleración debida a la excitación sísmica (Fig. anterior).

$J_0$  : función de Bessel de primera clase y orden cero.

Los autores calcularon el espectro hidrodinámico para el temblor de El Centro, 1940. En la Fig. 2.20 se presenta dicho espectro junto con los de aceleración para un sistema lineal de un grado de libertad y varios porcentajes de amortiguamiento ( Blume, Newmark, y Corning, 1961). De esta figura se concluye que se puede aceptar la hipótesis de  $S_h^n$  constante, es decir  $S_h^n = S_h$  (hipótesis de la ecuación 2.28). Como para los sismos estudiados los espectros hidrodinámicos son muy semejantes a los espectros de aceleración de sistemas lineales de un grado de libertad con 10 a 20 por ciento de amortiguamiento, los autores proponen que para fines de diseño se use uno de estos últimos como espectro hidrodinámico.

Los autores proponen una presión



**Fig. 2.20.:** Espectro hidrodinámico y espectros de aceleración para la componente N - S del sismo de El Centro, 1940. (Bustamante y Flores Victoria, 1966).

hidrodinámica parabólica con valor en la base (vértice):

$$p_h = 0.816 \gamma_w H \frac{A}{g}$$

donde

$\gamma_w$ : peso volumétrico del agua

H: altura del nivel del agua

g: aceleración debida a la gravedad

A: aceleración espectral (para el sismo con



siderado) de un sistema elástico lineal de un grado de libertad con amortiguamiento del 10 al 20 por ciento y con período natural de  $0.00278 H$  (siendo  $H$  en m.).

Este criterio se aplicó en el análisis de la confiabilidad de la presa Tepuxtepec ante la acción de sismos (Esteva, Elorduy y Sandoval, 1969).

Chopra (1967) usa las mismas hipótesis de Bustamante y Flores Victoria (1966), pero analiza la respuesta hidrodinámica para la componente horizontal y vertical de un sismo (Fig. 2.21), es decir, obtiene una presión hidrodinámica  $p^x(\gamma, t)$  debida a la componente horizontal del sismo y una presión hidrodinámica  $p^y(\gamma, t)$ , debida a la componente vertical.

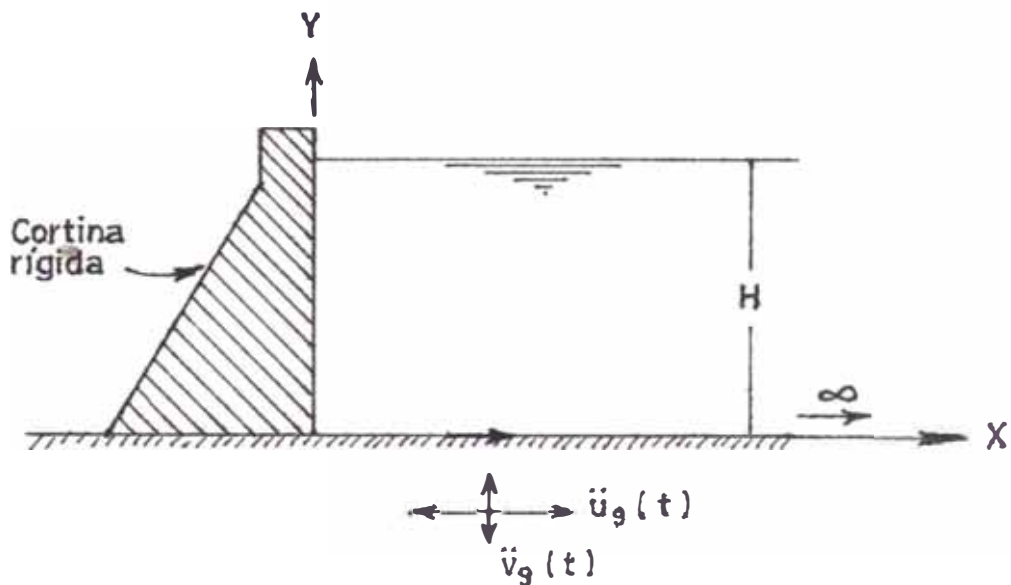


Fig. 2.21.: Idealización y movimiento del embalse (Chopra, 1967 c)

Con las expresiones de  $p^x(\gamma, t)$  y  $p^y(\gamma, t)$  se calcularon los valores absolutos máximos de la

fuerza lateral total normalizada y del momento de volteo normalizado en la base para tres alturas de los niveles del agua (100, 300 y 600 pies) y para la excitación sísmica del temblor de El Centro, 1940. Los resultados más importantes son:

Presa de 100 pies

Componente horizontal del sismo:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fuerza lateral total normalizada} \\ \text{Momento de volteo en la base normalizado} \end{array} \right\}_{\text{máx}} = 0.44$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fuerza lateral total normalizada} \\ \text{Momento de volteo en la base normalizado} \end{array} \right\}_{\text{máx}} = 0.50$$

Componente vertical del sismo:

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fuerza lateral total normalizada} \\ \text{Momento de volteo en la base normalizado} \end{array} \right\}_{\text{máx}} = 3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Fuerza lateral total normalizada} \\ \text{Momento de volteo en la base normalizado} \end{array} \right\}_{\text{máx}} = 3$$

Presa de 300 pies

Los valores absolutos máximos de la fuerza lateral y el momento de volteo normalizados debido al movimiento horizontal fueron, respectivamente, 0.57 y 0.64. Para el movimiento vertical los valores fueron casi iguales a los anteriores.

Presa de 600 pies

Para el movimiento horizontal los valores de la fuerza y el momento normalizados fueron 0.71 y 0.80 respectivamente. Para el movimiento vertical los valores fueron menores.

---

\* (fuerza lateral total dinámica)/(fuerza lateral total hidrostática) y (momento de volteo dinámico en la base)/(momento de volteo hidrostático en la base respectivamente).

Los altos valores resultantes de la componente vertical del sismo son dudosos, pues el modelo matemático propuesto no considera disipación de energía.

En la siguiente tabla se ilustra la influencia de la compresibilidad del agua en los valores de la fuerza lateral normalizada máxima para el movimiento horizontal.

H (piés)	Agua compresible	Agua incompresible	Error (%)
100	0.44	0.35	20
300	0.57	0.35	39
600	0.71	0.35	51

El autor concluye que para presas pequeñas ( $H < 100$  piés), la compresibilidad del agua puede no ser importante, pero que para presas altas ( $H > 100$  piés) si debe tomarse en cuenta la compresibilidad del agua.

Chopra hace los siguientes comentarios respecto a las prácticas de diseño:

- a) Los diseños basados en el trabajo de Zangar (1952) que considera el agua incompresible son diseños inseguros.
- b) El trabajo de Westergaad (1933), basado en la hipótesis de movimiento armónico del suelo con período mayor que el fundamental del embalse, no es aplicable, pues los sismos son movimientos con amplia gama de frecuencias.

Como conclusión, declara que un método riguroso de diseño debería considerar la historia completa de las fuerzas hidrodinámicas y estimar la respuesta dinámica resultante en la cortina considerando la flexibilidad de ésta.

En el trabajo de Flores Victoria, Herrera y Lozano (1968) se hace un análisis más completo del mismo problema y los resultados de este estudio dan valores menores que los obtenidos previamente por Chopra, de donde resulta evidente la necesidad de un tratamiento más riguroso del problema. El trabajo de Rosenblueth (1971) presenta una revisión crítica de las recientes contribuciones más significativas a la solución de este problema, examina las implicaciones de las hipótesis usuales y propone investigaciones.

## CAPITULO III

### ANALISIS DINAMICO DE PRESAS DE TIERRRA

#### 3.1 ANALISIS MEDIANTE SISTEMAS LINEALES.

##### 3.1.1 Sistemas lineales con un grado de libertad.

Considérese inicialmente el sistema que se representa con forma esquemática en la fig. 3.1. En ella

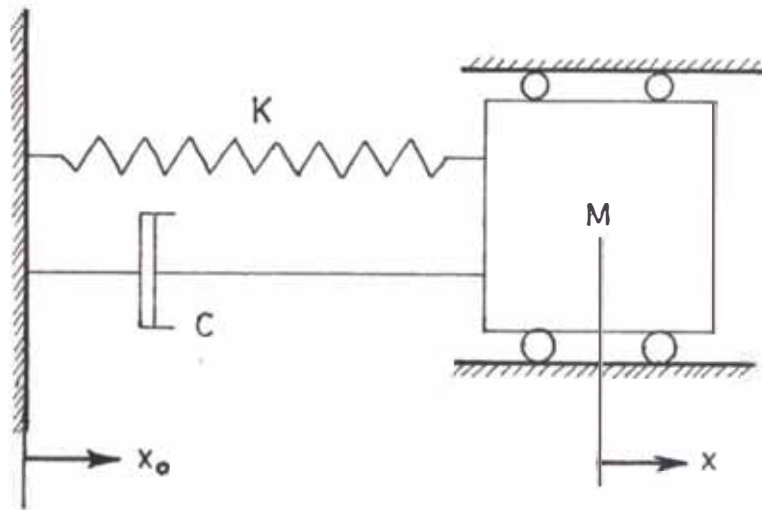


Fig. 3.1.: Sistema típico de un grado de libertad.

$x_0$  = desplazamiento de la base.

$x$  = desplazamiento de la masa.

$y$  = desplazamiento de la masa respecto a la base =  $x - x_0$

$c$  = constante del amortiguador (fuerza que, a velocidad unitaria se opone a la deformación).

$K$  = rigidez (fuerza por unidad de deformación que se o-

pone a ésta).

M = masa

El principio de D'Alembert (condición de equilibrio dinámico) permite expresar

$$M\ddot{x} + C\dot{y} + Ky = 0$$

donde los puntos sobre las literales indican diferenciación con respecto al tiempo. Sustituyendo  $x = x_0 + y$ , obtenemos

$$M\ddot{y} + C\dot{y} + Ky = -M\ddot{x}_0$$

y dividiendo ambos miembros entre M

$$\ddot{y} + 2\zeta\omega\dot{y} + \omega^2y = -\ddot{x}_0 \dots\dots\dots(3.1)$$

donde  $\zeta = \frac{C}{C_c}$  ,  $C_c = 2\sqrt{KM}$  ,  $\omega = \sqrt{\frac{K}{M}}$  .

El caso especial en que  $\ddot{x}_0 = 0$ , es decir, en que la base tiene movimiento uniforme, corresponde a vibraciones libres, la solución de la ecuación 3.1 es entonces

$$y = y_0 e^{-\zeta\omega t} \text{ sen } \omega'(t - t_0) \dots\dots\dots(3.2)$$

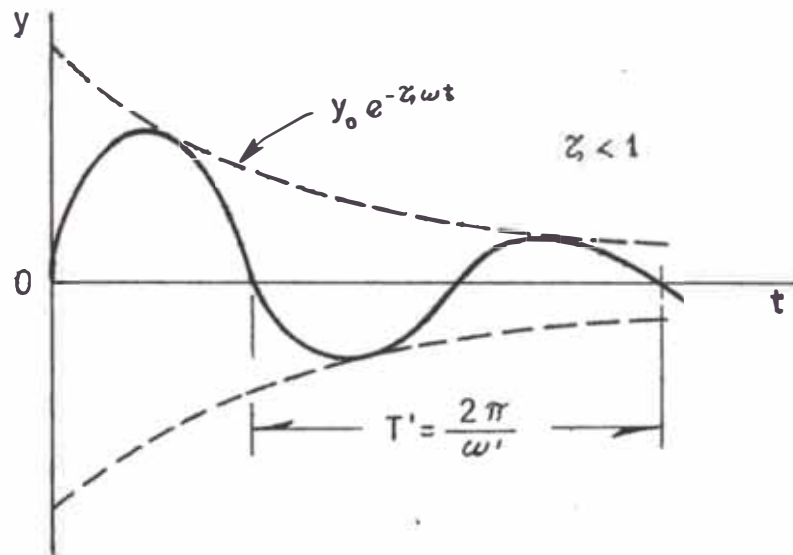
donde  $\omega' = \omega\sqrt{1-\zeta^2}$ ;  $y_0$  y  $t_0$  son constantes tales que satisfacen las condiciones iniciales.

La ecuación 3.2 se ilustra en la fig. 3.2 El intervalo entre ceros alternados de  $y$

$$T' = \frac{2\pi}{\omega'} \dots\dots\dots(3.3)$$

Se denomina período natural del sistema; su recíproco

$$f' = \frac{\omega'}{2\pi}$$



**Fig. 3.2.:** Gráfica de la ecuación de movimiento, ec. 3.2.

es la frecuencia natural del mismo, y  $\omega'$  es la frecuencia circular natural. Las cantidades  $T = \frac{2\pi}{\omega}$ ,  $f = \frac{1}{T}$ ,  $\omega$ , son las características no amortiguadas correspondientes. Para diferenciar,  $T'$ ,  $f'$  y  $\omega'$  suelen calificarse de amortiguadas.

Si  $T$  se mide en segundos,  $f$  estará en ciclos por segundo, o hertz, y  $\omega$  en rad/seg, y lo mismo puede decirse de  $T'$ ,  $f'$  y  $\omega'$ . La ecuación 3.2 da origen a una función oscilante del tiempo cuando  $C < C_c$  a una función que tiende asintóticamente a cero cuando  $C \geq C_c$ , De aquí que  $C_c$  se denomine el amortiguamiento crítico del sistema y  $\zeta$  el coeficiente o grado de amor-

tiguamiento mientras  $100 \zeta$  es el porcentaje de amortiguamiento.

Es común que interesen valores de  $\zeta \ll 1$ . En tales casos se obtiene  $\omega' \cong \omega$ ,  $f' \cong f$ , y  $T' \cong T$ . Por ejemplo, si  $\zeta = 0.1$ ,  $T' = 1.005 T$ .

Cuando  $\ddot{x}_0$  no es idénticamente nula y el sistema se halla en reposo en el instante  $t = 0$  (es decir,  $y(0) = 0$ ,  $\dot{y}(0) = 0$ ), la solución de la ecuación 3.1 se puede expresar en forma de la llamada integral de Duhamel:

$$y(t) = -\frac{1}{\omega'} \int_0^t \ddot{x}_0(\tau) e^{-\zeta \omega'(t-\tau)} \text{sen } \omega'(t-\tau) d\tau \dots \dots \dots (3.4)$$

Derivando esta ecuación con respecto a  $t$ , podemos expresar también  $\dot{y}(t)$  y  $\ddot{y}(t)$  correspondientes a una perturbación arbitraria  $\ddot{x}_0(t)$ . De allí podemos encontrar los valores absolutos máximos correspondientes, que designaremos en la forma,

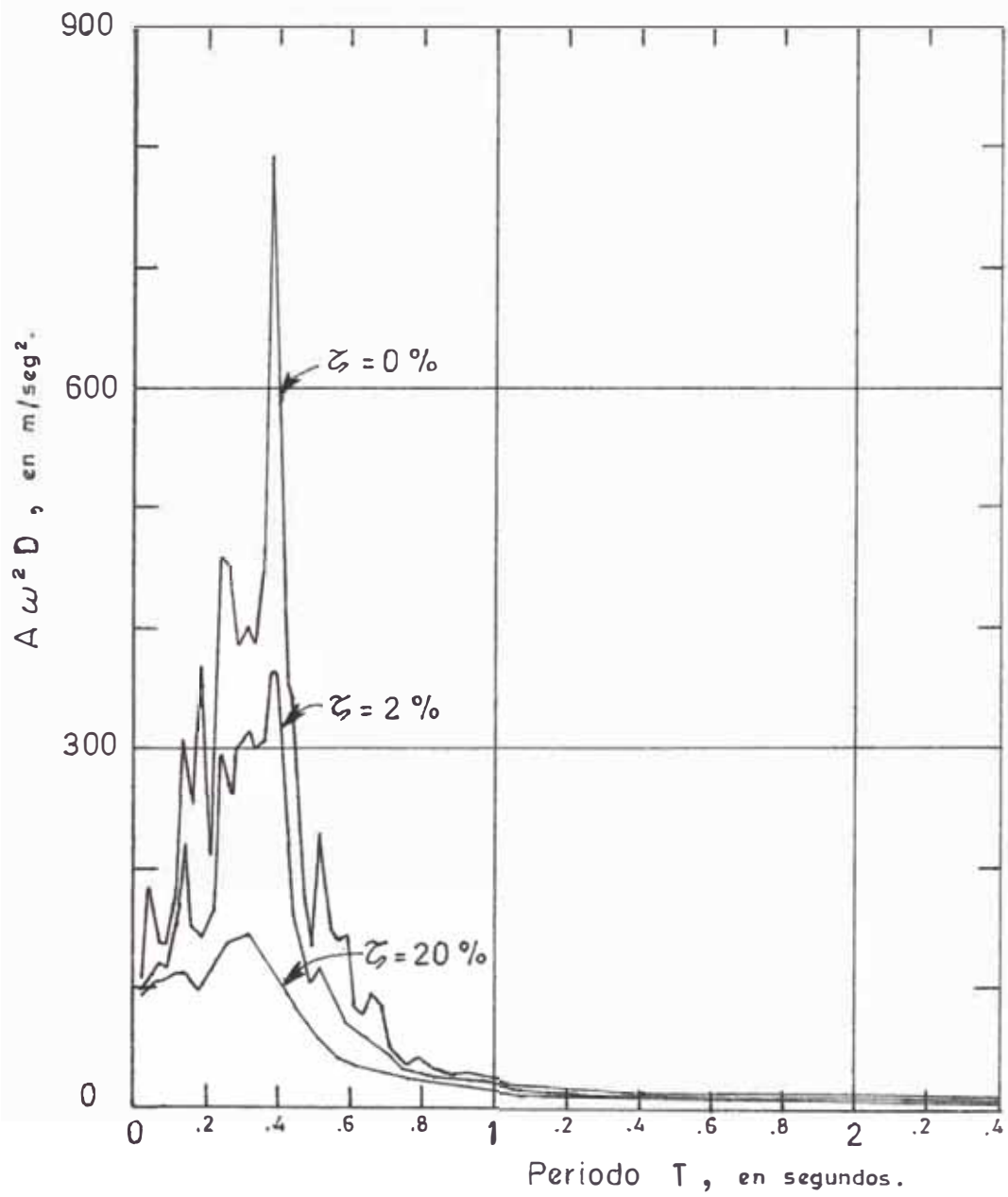
$$D = \text{máx}_t |y(t)| \dots \dots \dots (3.5)$$

$$V = \text{máx}_t |\dot{y}(t)| \dots \dots \dots (3.6)$$

$$A = \text{máx}_t |\ddot{y}(t)| \dots \dots \dots (3.7)$$

Estas cantidades son funciones de la frecuencia circular natural y del grado de amortiguamiento; es decir, a un sistema definido por un par de valores,  $\omega'$  y  $\zeta$ , corresponde un grupo de valores,  $D$ ,  $V$  y  $A$ . Se denominan espectro de desplazamientos, de velocidades y aceleraciones, respectivamente, a las gráficas que representan  $D$ ,  $V$  y  $A$  en función de  $\omega'$  para un valor fijo cualquiera de  $\zeta$ . Estos tres tipos de gráficas se conocen como espectros de respuestas. Alternativamente suelen representarse estas funciones empleando  $\omega$ ,  $f$ ,  $T$ ,  $f' T'$ , o los logaritmos de estos parámetros, como eje de las abscisas.





**Fig. 3.3.:** Espectros de aceleración del sismo del 11 de Abril de 1966. Presa El Infiernillo, Mich, componente N 21° 45' W.

En la fig 3.3 se muestran espectros de respuestas correspondientes a un temblor registrado en terreno duro. Se observa que las curvas son sumamente irregulares para amortiguamiento nulo y que el efecto del amortiguamiento consiste en reducir sistemáticamente las respuestas y la irregularidad de los espectros.

Por facilidad en el cálculo y en la representación conviene observar que

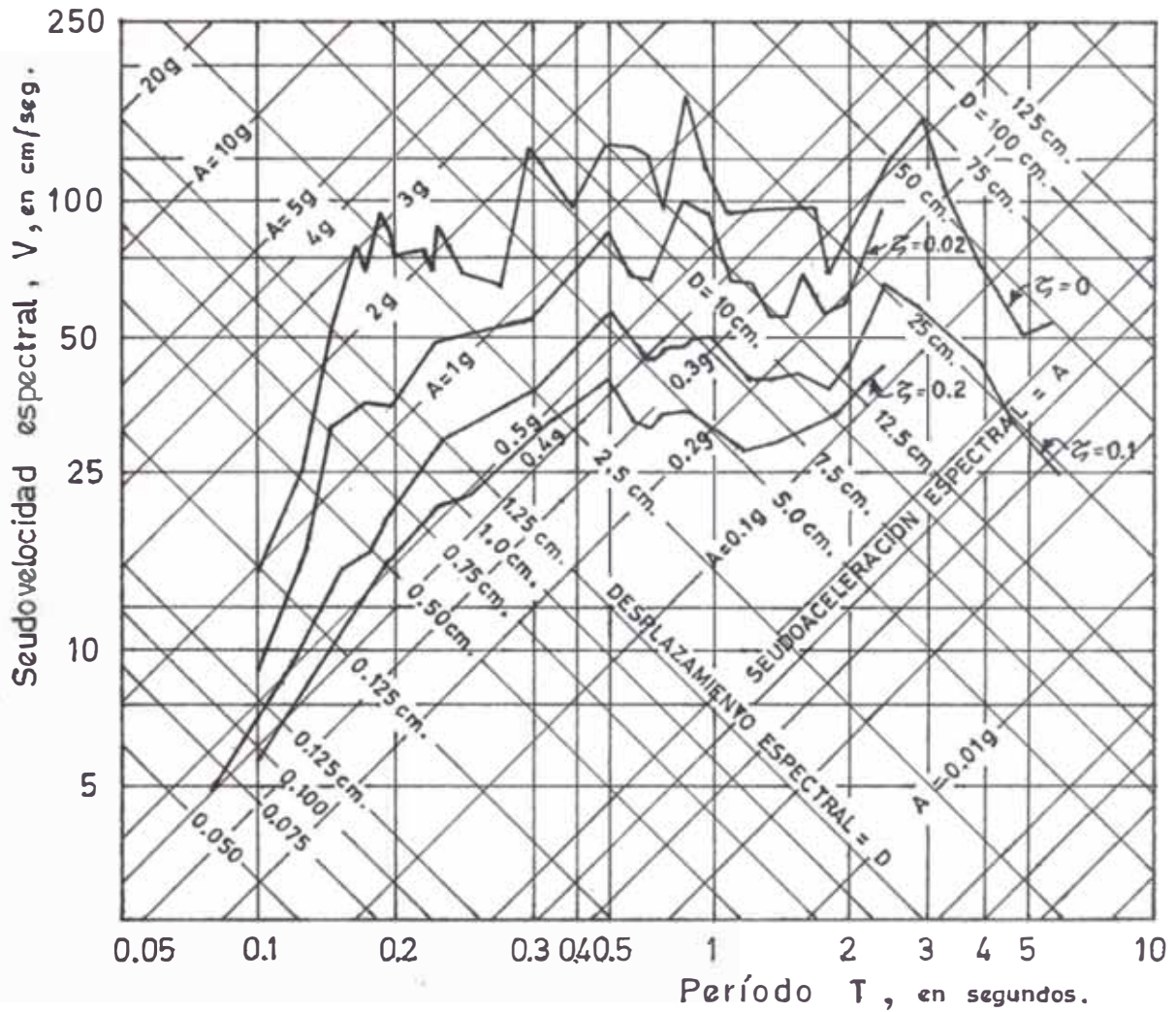
$$V \cong \omega D \dots\dots\dots(3.8)$$

$$A \cong \omega^2 D \dots\dots\dots(3.9)$$

Los segundos miembros de estas expresiones se conocen como espectros de seudovelocidad y pseudoaceleración, respectivamente. La ecuación 3.9 es exacta cuando  $\zeta = 0$ .

Aprovechando estas relaciones aproximadas se puede representar en una sola gráfica los tres tipos de espectros como se muestra en la fig. 3.4, en la cual, en escalas logarítmicas, las abscisas representan el período natural, las ordenadas la seudovelocidad, las rectas ascendentes a 45° de izquierda a derecha son líneas de igual pseudoaceleración, y las descendentes a 45° de izquierda a derecha son líneas de igual desplazamiento.

En la práctica resulta engorroso el uso de la ecuación 3.4 para el cálculo de los espectros de temblores. Conviene acudir, más bien, al empleo de computadoras analógicas o al de ciertos métodos numéricos especialmente adaptables a computadoras digital (véanse, por ejemplo, Blume, Newmark y Corning, 1961, y Bustamante, López y Gonzáles Marín, 1967).



**Fig. 3.4.:** Espectros del temblor de El Centro, Cal, 1940, componente N - S (Blume, Newmark y Corning, 1961).

Vale notar que el tratamiento que antecede está limitado a sistemas lineales gobernados por una ecuación diferencial de segundo grado con coeficientes constantes. Lo mismo es cierto respecto a los sistemas con varios grados de libertad que se presentarán a continuación.

### 3.1.2 Sistemas lineales con varios grados de libertad.

Todo sistema lineal con un número finito de grados de libertad puede representarse como un conjunto de cuerpos de dimensiones nulas provistos de masa, ligados entre sí y a la base mediante resortes y amortiguadores lineales carentes de masa.

El sistema admite tantas configuraciones linealmente independientes entre sí como grados de libertad posee (exceptuando los grados de libertad de sus apoyos). A cada una de las que constituyen un conjunto de esta naturaleza puede llamarse una coordenada generalizada del sistema. Toda configuración del sistema puede considerarse como asociada a una deformación generalizada del mismo, definida como una combinación lineal de coordenada generalizada.

Todo sistema de fuerzas internas o externas que obren en el sistema, se puede expresar como la suma vectorial de sus componentes según las coordenadas generalizadas que se hayan elegido. Ahora bien, si se impone estáticamente una deformación generalizada cuyas componentes sean nulas, excepto en la  $i$ -ésima coordenada generalizada en que ésta sea unitaria, aparecerán fuerzas con componentes en todas las coordenadas. Sea  $-K_{ij}$  la componente de estas fuerzas según la coordenada  $j$ . La matriz  $[K]$  de los términos  $K_{ij}$  se denomina matriz de rigideces. Si se impone una velocidad de deformación cuya  $i$ -ésima componente sea unitaria y las demás nulas, aparecerán fuerzas cuya componente según la coordenada generalizada  $j$  se designará  $-C_{ij}$ . La matriz  $[C]$  de los términos  $C_{ij}$  se denomina matriz de amortiguamiento.

Y, si se impone una aceleración unitaria según la  $i$ -ésima coordenada generalizada y nula

según las demás, aparecerá en la coordenada  $j$  una componente de fuerza generalizada  $-M_{ij}$ . A la matriz  $[M]$  de los términos  $M_{ij}$  se le llama matriz de inercia,

Estas tres matrices son cuadradas y simétricas, es decir,  $K_{ij} = K_{ji}$ . Si el sistema tiene  $N$  grados de libertad el orden de cada matriz será también  $N$ .

En general, la base tendrá varios grados de libertad. Por ejemplo la base de un puente, incluyendo pilas y estribos, cada uno de los cuales descansa en una base rígida, tendrá seis grados de libertad por apoyo. Un movimiento arbitrario de la base puede tener tantas componentes como grados de libertad tenga la base. Tal movimiento, si se aplicara estáticamente, produciría una configuración del sistema en función del tiempo, la cual designaremos mediante el vector  $\{x_0\}$ .

La aplicación del principio de D'Alembert da por resultado

$$[M] \{\ddot{x}\} + [C] \{\dot{y}\} + [K] \{y\} = 0$$

donde  $\{y\} = \{x\} - \{x_0\}$  Con esta sustitución obtenemos

$$[M] \{\ddot{y}\} + [C] \{\dot{y}\} + [K] \{y\} = - [M] \{\ddot{x}_0\} \dots \dots \dots (3.10)$$

En el caso particular en que la base está fija o se mueve a velocidad uniforme, la ecuación 3.10 se convierte en

$$[M] \{\ddot{y}\} + [C] \{\dot{y}\} + [K] \{y\} = 0 \dots \dots \dots (3.11)$$

expresión que gobierna las oscilaciones libres del sistema. Cada componente del vector  $\{y\}$  en la ecuación 3.11 es función del tiempo. En ciertas condiciones esta ecuación admite solución por separación de variables, en la forma

$$\{y\} = \{z_n\} \theta_n(t) \dots \dots \dots (3.12)$$

donde  $\{Z_n\}$  no depende de  $t$ , y  $\theta_n$  es una función escalar del tiempo.

Cuando así sucede existen, en general, tantas soluciones del tipo de la ecuación 3.12 como grados de libertad tiene el sistema, y a  $\{Z_n\}$  se le conoce como el  $n$ -ésimo modo natural de vibración. Cuando un sistema oscila en uno de sus modos naturales no cambia la forma, sino sólo la escala de su configuración de deformación en función del tiempo.

La condición necesaria y suficiente para que un sistema tenga modos naturales clásicos, es decir, para que los vectores  $\{Z_n\}$  sean reales, es que exista una transformación lineal tal que haga de las tres matrices  $[M]$ ,  $[C]$ , y  $[K]$ . Matrices diagonales (Caughey, 1960) (siempre se puede encontrar una transformación lineal que convierta a dos cualesquiera de estas matrices en diagonales; el requisito es que la tercera matriz se vuelva también diagonal). Esta condición se cumple, por ejemplo, cuando una de las matrices es una combinación lineal de las otras dos. Tal condición es, por tanto, suficiente, más no necesaria para que el sistema posea modos clásicos de vibración.

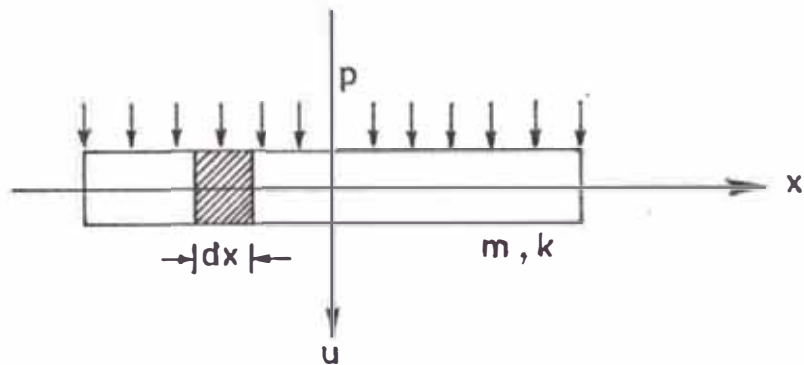
### 3.1.3 Sistemas lineales con parámetros distribuidos.

El sistema con parámetros distribuidos más simple es un sistema unidimensional, lineal, no amortiguado con masa y rigidez uniformes por unidad de longitud.

El movimiento está gobernado por la ecuación diferencial parcial

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - k \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = p \dots\dots\dots (3.13)$$

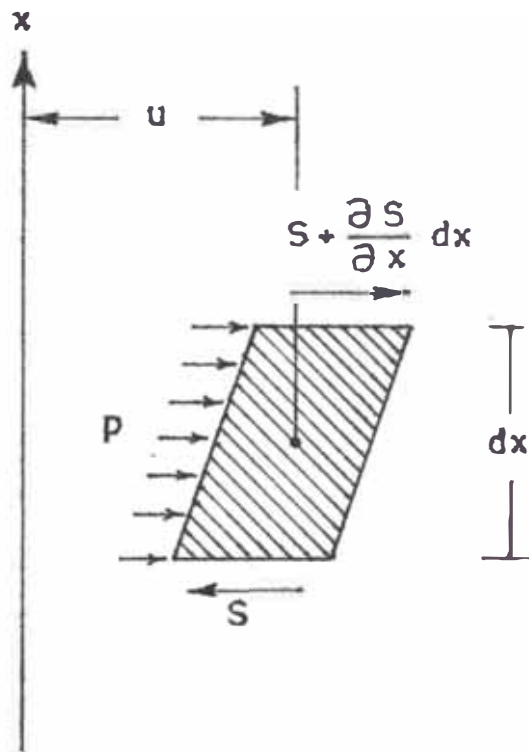
donde  $\rho$  es la densidad de masa por unidad de longitud o por unidad de volumen,  $u$  el desplazamiento en un punto de abscisa  $x$  en el tiempo  $t$ ,  $k$  la rigidez y  $p$  la carga distribuída (carga por unidad de longitud o unidad de volumen) aplicada en la dirección de  $u$ . Lo anterior se ilustra en la fig 3.5.



**Fig. 3.5.:** Sistema unidimensional, lineal, no amortiguado con masa y rigidez uniformes.

El ejemplo más común de este sistema en la llamada viga de cortante, que es una estructura cuyo cambio en la pendiente de cada sección es proporcional al cortante que actúa en esa sección. En este caso  $\rho$  y  $p$  se miden por unidad de longitud,  $k$  es la rigidez al cortante,  $x$  se mide a lo largo del eje de la viga y  $u$  es perpendicular a  $x$ \*. El comportamiento de un edificio alto a menudo puede ser aproximado al de una viga de cortante.

La ecuación 3.13 se puede derivar



**Fig. 3.6.:** Segmento infinitesimal de una viga de cortante

fácilmente del concepto de viga de cortante como sigue: de acuerdo con la fig 3.6, sea  $dx$  la longitud de un segmento infinitesimal de la viga de cortante; supóngase que la pendiente  $\frac{\partial u}{\partial x}$  es proporcional al esfuerzo cortante promedio de la sección transversal, esto es

$$\frac{\partial u}{\partial x} = \frac{S}{k}$$

donde  $S$  es el cortante en la sección considerada. La diferencia entre el cortante  $S$  en la parte superior e inferior del segmento infinitesimal es  $(\frac{\partial S}{\partial x}) dx$ . De acuerdo con el principio de D' Alembert:

$$\frac{\partial S}{\partial x} dx + p dx - \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} dx = 0$$



pero

$$S = k \frac{\partial u}{\partial x}$$

por lo que, sustituyendo y dividiendo entre dx, obtenemos la ecuación 3.13.

Para otros ejemplos de sistemas cuyo movimiento está gobernado por la ecuación 3.13 ver el capítulo 3 de Newmark, 1971.

La solución general de la ecuación 3.13 puede expresarse en dos formas; como una serie en términos de los modos naturales de vibración de la viga de cortante o en la forma de la ecuación de onda.

El primer tipo de solución puede obtenerse por separación de variables como sigue. Si en la ecuación 3.13 se hace p=0, se obtiene la ecuación homogénea.

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - v^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = 0 \dots\dots\dots(3.14)$$

donde  $v^2 = k/m$ .

Si se supone que  $u(x,t)$  puede escribirse como el producto de una función solo de x,y una función sólo de t.

$$u = z_n(x) \theta_n(t) \dots\dots\dots(3.15)$$

La ecuación 3.14 se puede escribir como

$$z_n \ddot{\theta}_n - v^2 z_n'' \theta_n = 0$$

donde los puntos denotan diferenciación respecto a t y las primas diferenciación respecto a x. De la ecuación

anterior tenemos

$$\frac{\ddot{\theta}_n}{\theta_n} = \frac{z_n''}{z_n} v^2 = -\omega_n^2$$

donde  $\omega_n$  es arbitrario. La última expresión puede escribirse

$$\frac{\ddot{\theta}_n}{\theta_n} = -\omega_n^2 \dots \dots \dots (3.16)$$

$$\frac{z_n''}{z_n} = -\frac{\omega_n^2}{v^2} \dots \dots \dots (3.17)$$

La ecuación 3.16 establece que  $\omega_n$  no depende de  $x$ , y la ecuación 3.17 que  $\omega_n$  no depende de  $t$ ; por tanto  $\omega_n$  es una constante.

La solución general de la ecuación 3.16 es

$$\theta_n(t) = \text{sen } \omega_n(t - t_n)$$

excepto un factor arbitrario que se incluye en  $z_n$ , y la solución de la ecuación 3.17 es

$$z_n(x) = A_n \text{sen} \left[ \left( \frac{\omega_n}{v} \right) (x - a_n) \right]$$

donde  $t_n$ ,  $A_n$  y  $a_n$  son arbitrarias. Pero de acuerdo con la ecuación 3.15

$$u = A_n \text{sen} \left[ \frac{\omega_n}{v} (x - a_n) \right] \text{sen } \omega_n(t - t_n) \dots \dots \dots (3.18)$$

La solución anterior describe el n-ésimo modo natural de vibración del sistema. La correspondiente frecuencia circular natural  $\omega_n$  y la constante  $a_n$  se determinan en cada caso satisfaciendo las condiciones de frontera. La constante arbitraria  $A_n$  define la amplitud de vibración y  $t_n$  es un desfase arbitrario.

rio en el tiempo.

Por una combinación lineal de tantas soluciones de la forma de la ecuación 3.18 como se requieran, se obtiene la solución general de la ecuación 3.14. Las amplitudes  $A_n$  y los desfases  $t_n$  pueden encontrarse satisfaciendo cualquier configuración inicial de desplazamientos y velocidades que cumpla con las condiciones de frontera, ya que cualquier configuración puede ser expresada como una combinación lineal de los modos naturales.

La solución general de la ecuación 3.13 se obtiene sumando una solución particular de esta ecuación a la solución general de la ecuación 3.14. Como un ejemplo considérese una viga de cortante de longitud  $L$ , fija en la base y libre en el extremo opuesto. Las condiciones de frontera son

$$u(0, t) = 0$$

$$u'(L, t) = 0$$

La segunda condición de frontera se debe a que el cortante  $S = 0$  en el extremo libre ( $x = L$ ). De la ecuación 3.18 se obtiene que

$$a_n = 0$$

$$\omega_n = \frac{(2n-1)\pi v}{2L} \quad \text{para } n = 1, 2, 3, \dots$$

y, por lo tanto, los períodos naturales  $T_n = 2\pi/\omega_n$ , serán

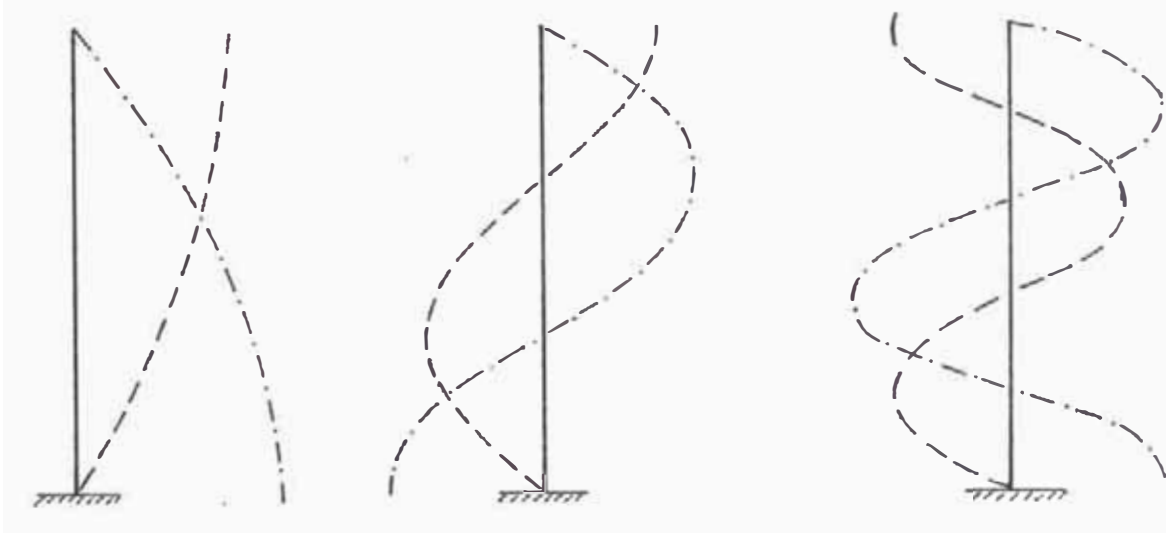
$$T_1 = \frac{4L}{v}, \quad T_2 = \frac{1}{3} T_1, \quad T_3 = \frac{1}{5} T_1, \quad \text{etc.}$$

La distribución del cortante  $S$  a lo largo de la viga para cada modo natural de vibración se obtiene por derivación del desplazamiento  $u$  con respecto a  $x$  y multiplicándolo por  $k$ .

Las amplitudes del cortante resultan de hacer  $\text{sen } \omega_n(t - t_n) = 1$

$$S_n = \frac{(2n-1)\pi A_n k}{2L} \cos \frac{(2n-1)\pi x}{2L}$$

Las configuraciones y distribuciones de cortante para los primeros tres modos de vibración de la viga de cortante del ejemplo se muestran en la fig. 3.7.



1er. Modo

2do. Modo

3er. Modo

**Fig. 3.7.:** Configuraciones y distribuciones de cortante en una viga de cortante.

La segunda forma de la solución general de una viga de cortante no sujeta a cargas externas es

$$u = F_1\left(\frac{x}{v} - t\right) + F_2\left(\frac{x}{v} + t\right) \dots\dots\dots(3.19)$$

donde  $F_1$  y  $F_2$  son funciones cualesquiera que admiten segundas derivadas. La validez de esta solución se verifica fácilmente al sustituirla en la ecuación 3.14. La solución general de la ecuación 3.13 se obtiene sumándole a la ecuación 3.19 una solución particular de la ecuación 3.13. La ecuación 3.19 es conocida como ecuación de onda.

En la ecuación 3.19,  $F_1$  representa una onda de cortante viajando en la dirección de  $x$ , y  $F_2$  es una onda de cortante viajando en la dirección opuesta. Las ondas no cambian de forma cuando viajan a lo largo de la viga de cortante y su velocidad,  $v$ , es independiente de la forma de la onda. Esas cualidades son peculiares en sistemas gobernados por la ecuación 3.14.

En todos los sistemas gobernados por las ecuaciones 3.13 y 3.14,  $v$  representa la velocidad de propagación de las ondas. Así, por ejemplo, las oscilaciones a lo largo del eje  $x$  en un medio homogéneo o en un medio estratificado en capas perpendiculares a  $x$  se propagan en la dirección de ese eje con velocidad.

$$v = v_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-\nu-2\nu^2)}} = \sqrt{\frac{M_c}{\rho}}$$

en que  $M_c$  es el módulo de deformación confinada (con deformación lateral nula), y la velocidad de las ondas trans

versales es

$$v = v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

donde

E= módulo de elasticidad o de Young

G= módulo de rigidez = E/2 (1 + ν).

ρ= masa por unidad de volumen

ν= relación de Poisson

Considérese un medio elástico lineal, isotrópico, homogéneo y con densidad de masa ρ. Mediante el principio de D' Alembert es posible llegar a la ecuación de movimiento del medio continuo en términos de desplazamientos. En efecto, si se supone ausencia de fuerzas externas.

$$(\lambda + G) \frac{\partial e}{\partial x} + G \nabla^2 u_i = \rho \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} \dots\dots\dots (3.20)$$

donde

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1+\nu)(1-2\nu)} , \dots\dots\dots \text{parámetro de Lamé}$$

$$e = \frac{\partial u_1}{\partial x_1} + \frac{\partial u_2}{\partial x_2} + \frac{\partial u_3}{\partial x_3} = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$$

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2}{\partial x_2^2} + \frac{\partial^2}{\partial x_3^2} , \text{ operador de Laplace}$$

x<sub>1</sub>, x<sub>2</sub> , x<sub>3</sub> son las coordenadas del sistema cartesiano y

$u_1, u_2, u_3$  son los desplazamientos correspondientes. Si se supone que no hay rotación, las ecuaciones 3.20 se convierten en

$$(\lambda + 2G) \nabla^2 u_i = \rho \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} \dots\dots\dots(3.21)$$

y si se supone que no hay cambio de volumen, las ecuaciones 3.20 son

$$G \nabla^2 u_i = \rho \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} \dots\dots\dots(3.22)$$

Una perturbación que actúa en un punto de un medio continuo se propaga en todas direcciones de acuerdo con las ecuaciones 3.20.

Pero en un punto alejado del de perturbación se puede considerar el movimiento constituido por ondas planas ( $u_2 = u_3 = 0$ ) de manera que la ecuación 3.21, queda

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\lambda + 2G}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}$$

que es la ecuación de onda para ondas longitudinales. Las partículas se mueven en este caso en la dirección de la perturbación con velocidad

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}}$$

La ecuación 3.22 queda

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}$$

que es la ecuación de onda para ondas de cortante o transversales. Las partículas se mueven normalmente a la dirección de la perturbación con velocidad

$$v_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$$

A las ondas longitudinales se les llama ondas primarias u ondas P, y a las transversales se les llama ondas secundarias u ondas S. Nótese que  $v_p > v_s$ ; sin embargo, las ondas S trasmiten más energía que las ondas P.

Además de las anteriores ondas de cuerpo existen otras que se propagan a lo largo de la superficie del medio continuo, entre ellas están las ondas de Rayleigh y las ondas de Love. Las ondas Rayleigh son una combinación de las ondas P y S, y las de Love son ondas que se propagan bajo ciertas condiciones transversalmente a la dirección de vibración y no tienen componente vertical.

P = ondas primarias.  
S = ondas secundarias.  
L = ondas superficiales.



**Fig. 3.8.:** Acelerograma típico de un temblor.



La Fig. 3.8 muestra un acelerograma típico de un temblor que contiene los tres principales grupos de ondas: P ó primarias, S ó secundarias y L ó de superficie; estas últimas incluyen ondas de Love y de Rayleigh.

### 3.2 METODOS DE ANALISIS DE PRESAS DE TIERRA.

A continuación se verán los diversos métodos que se han propuesto para analizar la estabilidad de los taludes de una presa ante la sollicitación de un sismo.

Dichos métodos se pueden clasificar en dos grupos, según el criterio de falla adoptado:

Grupo I. Se valúan las fuerzas de inercia máximas que actúan sobre la presa durante un sismo mediante alguno de los procedimientos que se verán posteriormente y, suponiendo que ellas actúan permanentemente como fuerzas estáticas, se agregan a las fuerzas consideradas en el análisis convencional de estabilidad de taludes y se determina el factor de seguridad contra falla. La estabilidad se considera aceptable si el factor de seguridad es mayor de 1.

Grupo II. Se permite que el factor de seguridad sea menor que 1 durante la corta duración de algunos pulsos sísmicos del temblor de diseño. Se calcula el desplazamiento acumulado producido por deslizamiento a lo largo

de la superficie potencial de falla. Si para el sismo de diseño el desplazamiento total no excede cierto valor, el talud se considera adecuado. A este grupo pertenecen los métodos de análisis propuestos por Newmark (1965) y por Seed y Martin (1966).

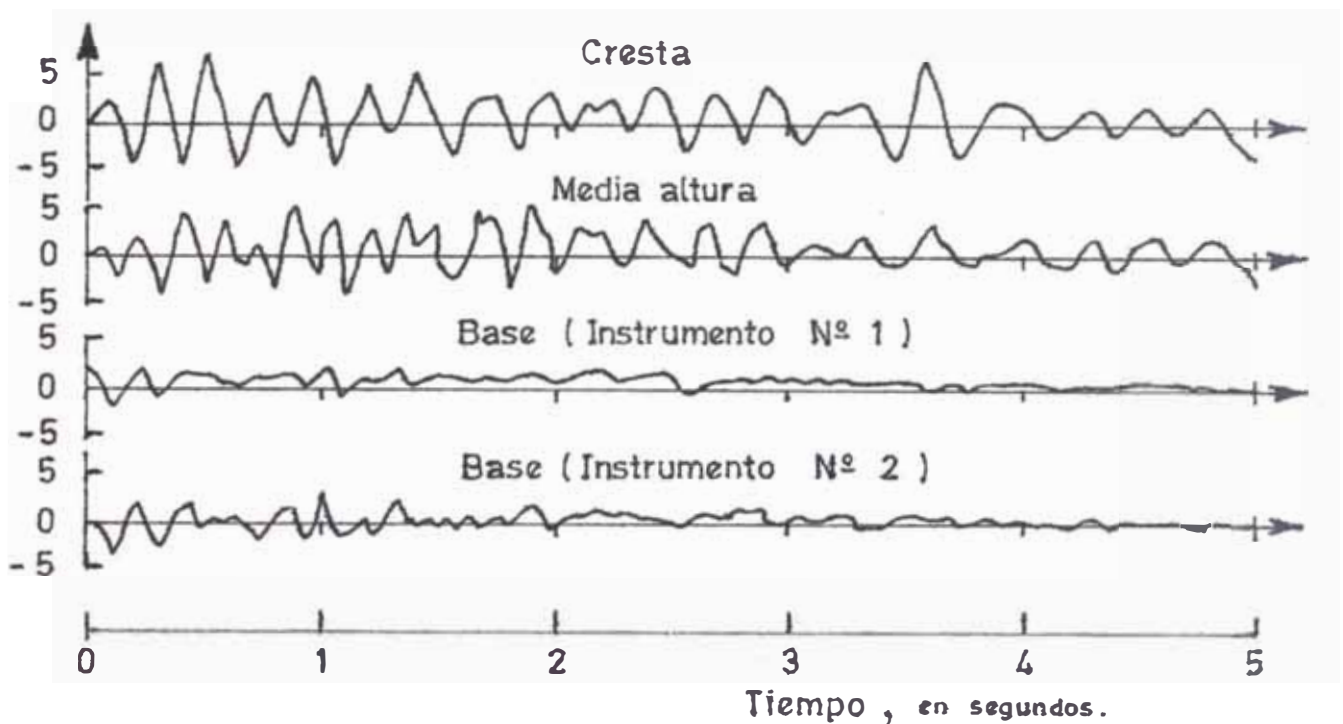
En ambos tipos de método las fuerzas de inercia suelen determinarse idealizando la cortina como cuerpo rígido o como viscoelástico lineal.

#### IDEALIZACION DE LA CORTINA COMO CUERPO RIGIDO

El método más simplista para el análisis sísmico de presas consiste en considerar la cortina como un cuerpo rígido. En este caso se induciría en toda la cortina una aceleración uniforme e igual a la del suelo en todo momento del sismo. Consecuentemente, la aceleración de diseño debería ser la aceleración máxima del suelo durante el temblor.

Considerar la presa como cuerpo rígido es una hipótesis poco realista. Esto se ha verificado registrando la respuesta de prototipos a vibraciones forzadas generadas por un excitador mecánico y mediante los registros de respuestas ante sismos, (Ver Fig. 3.9)

Aceleración /  $10^{-3}g$



**Fig. 3.9.:** Respuestas observadas de la presa Sannokai (Okamoto, 1965).

### 3.2.1 Método del Análisis Vibratorio.

#### Introducción

Los métodos para analizar los efectos vibracionales en terraplenes son análisis meramente teóricos como el método de la viga de cortante, o análisis numéricos tomados en sistemas bidimensional o tridimensional y ensayos de modelos.

El Análisis de una viga de cortante considera la presa como una losa obtenida por deslizamiento, con dos secciones transversales perpendiculares al eje de la presa y analiza la losa como una viga corta en forma de cuña. La influencia de ambos estribos

del vaso es descuidada, considerando la influencia de los estribos del vaso como pequeña cuando el ancho del vaso es cuatro o más veces la altura de la presa.

El segundo método es el que analiza las presas como una placa, es decir como cuerpo bidimensional. La influencia de ambos estribos es despreciada como en el primer método, pero instado de asumir una gruesa estructura de la presa como una viga, aquí el problema está en el tratamiento, el problema es dirigirlo de una manera más realística. Sin embargo, un preciso análisis en este caso es extremadamente dificultoso, siendo más usuales los análisis numéricos por el método de diferencias finitas o el de elementos finitos. Recientes avances en el análisis numérico han probado los recursos para el tratamiento de la presa como un cuerpo tridimensional. Con este método la influencia de ambos estribos del valle si pueden ser tomados en consideración.

En el tercer método se coloca un modelo de la presa sobre una mesa vibratoria para luego ser vibrada. El ensayo consiste de una prueba de vibración elástica para investigar las características de vibración de la presa y una prueba de falla dinámica para estudiar las condiciones de falla debidas a la vibración. El asunto más importante en un ensayo de modelo es tener similitud existente entre la estructura real y el modelo, pero con una estructura compleja, tal como la de terraplenes, es imposible obtener semejanzas para todas las características. Por lo tanto, el modelo es generalmente hecho como para que las propiedades ensayadas sean similares a los del verdadero terraplén.

El objeto de un ensayo de vibración elástica es para determinar el período y modos de

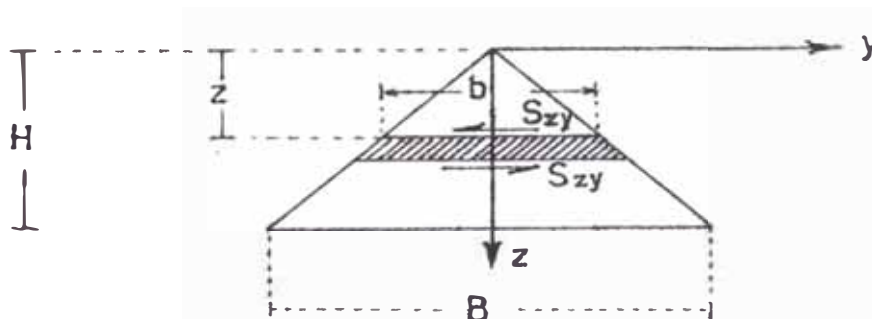
vibraciones naturales así como los desplazamientos y deformaciones de la superficie de la presa durante los terremotos, tomando la configuración detallada del valle en consideración. En los modelos para ensayos por lo general se emplean materiales plásticos como emplastos de yeso o geles espesos para la forma del valle y diversos geles y plásticos para la presa en sí, ya que éstos son los más convenientes para la reproducción de las formas del valle y de la presa.

### 3.2.2 Teoría de la Viga de Cortante.

Las siguientes hipótesis son empleadas en la teoría de la viga de cortante:

1. La presa es una viga con secciones variables en forma de cuña. Los desplazamientos de puntos sobre la misma sección transversal horizontal serán horizontales y uniformes.
2. La deformación producida en la presa es solamente deformación por esfuerzos cortante.

Considerando el equilibrio de fuerzas trabajando sobre la porción sombreada de la fig. 3.10.



$$\rho b dz \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = \frac{\partial S_{zy}}{\partial z} dz = \frac{\partial (b\tau)}{\partial z} dz$$

Fig. 3.10.

donde:

$v$  = desplazamiento en la dirección del eje  $y$

$\rho$  = densidad del material

$G$  = módulo de elasticidad por cortante

$H$  = altura de la presa

$S$  = fuerza cortante

Asumiendo la relación entre el esfuerzo cortante y la deformación por cortante será:

$$\tau = G \frac{\partial v}{\partial z}$$

sustituyéndola en la anterior ecuación

$$\rho b \frac{\partial v}{\partial t^2} = \frac{\partial}{\partial z} (bG \frac{\partial v}{\partial z})$$

Puesto que el ancho de la presa  $b$  es directamente proporcional a  $z$ :

$$\frac{\rho}{G} \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} + \frac{1}{z} \frac{\partial v}{\partial z} \dots\dots\dots (3.23)$$

Esta es la ecuación diferencial para determinar la vibración de la presa.

Tomando la frecuencia circular y el modo de vibración natural como los valores  $p$  y  $\phi(z)$ , respectivamente. Entonces  $v$  será como sigue:

$$v = \phi e^{ipt}$$

Substituyendo en la ecuación 3.23:

$$\frac{d^2\phi}{dz^2} + \frac{1}{z} \frac{d\phi}{dz} + \frac{p^2}{c_s^2} \phi = 0 \dots\dots\dots(3.24)$$

donde  $C_s$  representa la velocidad de las ondas de corte y es igual a:

$$C_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \dots\dots\dots(3.25)$$

La solución general de la ecuación 3.24 con  $C_1$  y  $C_2$  como constantes integrales será como sigue:

$$\phi = C_1 J_0\left(\frac{pz}{C_s}\right) + C_2 Y_0\left(\frac{pz}{C_s}\right)$$

Como condiciones límites, cuando los esfuerzos cortantes en la cresta y el desplazamiento en la base son ambos cero,

$$C_1 J_0\left(\frac{pH}{C_s}\right) = 0 \quad , \quad C_2 = 0$$

Por lo tanto la ecuación característica viene a ser

$$\frac{pH}{C_s} = z_i \dots\dots\dots(3.25)$$

donde  $Z_i$  es el valor de  $Z$ , para  $J_0(z)$  será 0, como es indicado en la tabla.

ORDEN	$z_i$	$\mu_i$
Primero	2.4048	1.60
Segundo	5.5201	- 1.06
Tercero	8.6537	0.85
Cuarto	11.7915	- 0.73

De esto el período natural es

$$T_i = \frac{2 \pi H}{z_i C_s}$$

El modo de vibración para este caso es:

$$\phi_i(z) = J_0\left(\frac{z_i z}{H}\right)$$

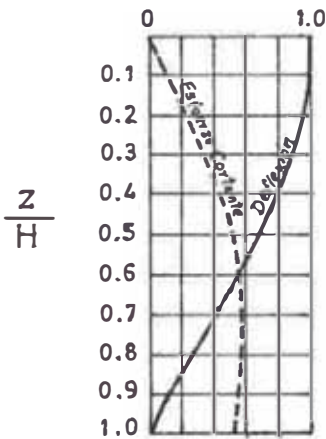
También los esfuerzos cortantes serán:

$$\tau = - \frac{GH}{z_i} J_1\left(\frac{z_i z}{H}\right) e^{ipt}$$

Los modos y los esfuerzos cortantes del primer y del segundo orden de vibración natural están expresados gráficamente en la fig. 3.11.



1er. Orden  
Vibración natural.



2do. Orden  
Vibración natural

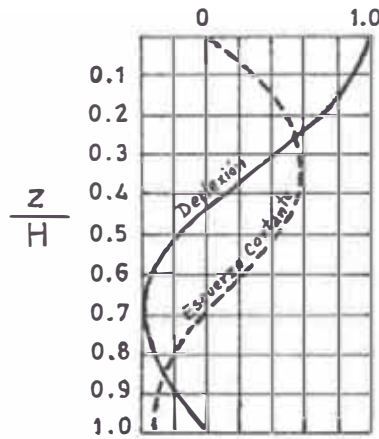
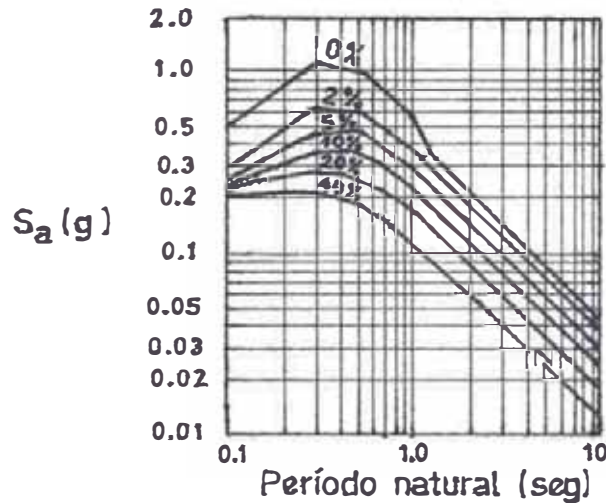


Fig. 3.11.: Primeras dos formas de modos de deflexión y esfuerzo cortante debido a la vibración de corte.

Cuando el período y modo de vibración natural son determinados para cada coordenada normal, la respuesta de la presa a un terremoto puede ser obtenido por el método modal. De acuerdo con este método modal, el movimiento sísmico producido en el suelo es distribuido a las variadas coordenadas normales, y la suma de esas réplicas vibratorias de todas las coordenadas normales en la respuesta vibracional buscada. La razón de distribución a cada coordenada normal en este caso es ta dada por la ecuación que se dá a posteriori, cuyos valores están mostrados en la tabla anterior.

$$\mu_i = \frac{\int_0^H bz \phi_i(z) dz}{\int_0^H bz \{\phi_i(z)\}^2 dz} = \frac{\int_0^H z J_0\left(\frac{z_i z}{H}\right) dz}{\int_0^H z \left\{J_1\left(\frac{z_i z}{H}\right)\right\}^2 dz} = \frac{2}{z_i J_1(z_i)} \dots \dots \dots (3.29)$$

La aceleración máxima de la réplica vibratoria de un sistema de "un solo grado de libertad" con un período natural T y factor de amortiguamiento de "h" es dado en la fig 3.12, donde la aceleración máxima de un movimiento sísmico en el terreno es de 200 gal Por otro lado, usando este gráfico obtenemos Sai y



**Fig. 3.12.:** Espectro de aceleración, ingresando con una aceleración máxima de 0.2 g. (T. Takada).

multiplicando por " $\mu_i$ ", es posible obtener la máxima aceleración de la réplica del "iésimo orden de coordenadas normales" para el movimiento sísmico. Esto viene a ser  $\mu_i \phi_i(z) S_{ai}$ . Por lo tanto, la máxima aceleración de la réplica en la sección transversal z está dada por:

$$\alpha_m = \sqrt{\sum \{ \mu_i \phi_i(z) S_{ai} \}^2} \dots\dots\dots (3.30)$$

donde la aceleración máxima de la réplica es asumida para encontrar la media geométrica de la aceleración máxima de la réplica de cada una de las coordenadas normales.

### 3.2.3 Método de Elementos Finitos.

El método de Elementos Finitos consiste en dividir un cuerpo contínuo en un número finito de pequeños elementos y manipularlos estática o dinámicamente en los problemas del cuerpo total como un ensamble de problemas estáticos de cada elemento, para luego determinar la relación entre la fuerza y deformación para cada elemento. El cuerpo de la presa es usualmente

dividido en numerosos elementos triangulares; los nudos de un elemento son llamados i,j,k (ver fig. 3.13.)

Las coordenadas nodales y los desplazamientos nodales son expresados como sigue:

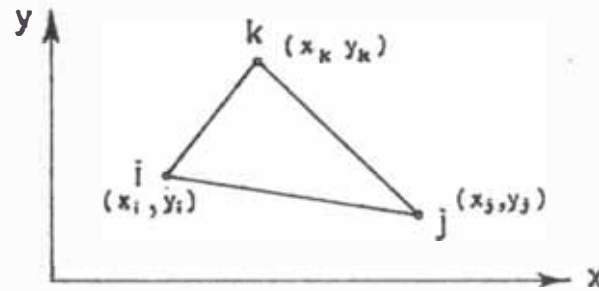


Fig. 3.13.

$$\left. \begin{aligned} \{r\} &= \{x_i, y_i, x_j, y_j, x_k, y_k\}^T \\ \{d\} &= \{u_i, v_i, u_j, v_j, u_k, v_k\}^T \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.31)$$

Los desplazamientos u y v dentro del elemento son asumidos para ser expresados por la ecuación lineal de x e y, esto es:

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x & y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x & y \end{bmatrix} \{\alpha\} \dots\dots\dots (3.32)$$

donde {α} significa un coeficiente constante teniendo seis componentes; éste puede ser determinado del hecho que el desplazamiento nodal tendrá que ser {d}.Entonces,

$$\{d\} = [A] \{\alpha\} \dots\dots\dots (3.33)$$

Sin embargo:

$$[A] = \begin{bmatrix} 1 & x_i & y_i & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_k & y_k & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_k & y_k \end{bmatrix}$$

luego entonces:

$$\{\alpha\} = [A]^{-1} \{\delta\} \dots \dots \dots (3.34)$$

Las deformaciones dentro del elemento pueden ser calculadas de los desplazamientos  $u$  y  $v$  esto es,

$$\{\epsilon\} = \{\epsilon_x \ \epsilon_y \ \gamma_{xy}\}^T = [B] \{\alpha\}$$

Dado que:

$$[B] = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix}$$

Reemplazando la ecuación 3.34 en esta ecuación anterior se tendrá

$$\{\epsilon\} = [B][A]^{-1} \{\delta\} \dots \dots \dots (3.35)$$

Suponiendo elasticidad entre esfuerzos y deformaciones, y tomando  $\{D\}$  como una constante elástica.

$$\{\sigma\} = [D] \{\epsilon\} \dots \dots \dots (3.36)$$

Cuando el esfuerzo está en un estado de deformación plana tomando "E" como el módulo de Young y "ν" como la relación de Poisson, entonces  $[D]$  viene a ser:

$$[D] = \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{1-\nu} & 0 \\ \frac{\nu}{1-\nu} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\nu}{2(1-\nu)} \end{bmatrix} \frac{(1-\nu) E}{(1+\nu)(1-2\nu)}$$

Reemplazando la ecuación 3.35 en la ecuación 3.36.

$$\{\alpha\} = [D][B][A]^{-1}\{\delta\} \dots\dots\dots(3.37)$$

Sobre la periferia del triángulo de fuerzas elementales están trabajando también cargas externas de los elementos limítrofes ó vecinos; dichas cargas externas están solicitadas para producir esfuerzos dentro de este elemento triangular.

Seguidamente consideramos el reemplazo de esas cargas externas con tres fuerzas concentradas actuando sobre los nudos i, j y k.

Estas fuerzas son llamadas "fuerzas equivalentes nodales" y están expresadas mediante:

$$\{F\} = \{F_{ix} \ F_{iy} \ F_{jx} \ F_{jy} \ F_{kx} \ F_{ky}\}^T$$

En razón de hacer  $\{F\}$  equivalente a las cargas trabajando sobre la periferia del elemento, se emplea el "principio del trabajo virtual". En otras palabras, el trabajo virtual realizado por la fuerza equivalente nodal debida al desplazamiento virtual, es igual al trabajo virtual realizado por las cargas actuando sobre la periferia del elemento.

Además, el último es igual al trabajo virtual realizado por los esfuerzos dentro del elemento debido a la deformación virtual. Ahora, el desplazamiento virtual nodal es asumido que sea:

$$\{\delta^*\} = \{u_i^* \ v_i^* \ u_j^* \ v_j^* \ u_k^* \ v_k^*\}^T$$

entonces la deformación virtual producida por éste dentro

del elemento viene a ser:

$$\{\epsilon^*\} = \{\epsilon_x^* \ \epsilon_y^* \ \gamma_{xy}^*\}^T = [B][A]^{-1}\{\delta^*\}$$

El trabajo virtual realizado por la fuerza nodal equivalente debido al desplazamiento virtual es  $\{\delta^*\}^T \{F\}$ .

El trabajo virtual realizado por los esfuerzos dentro del elemento debido a la deformación virtual es  $\int \{\epsilon^*\}^T \{\sigma\} da$ , donde "da" es un área infinitesimal y el rango de integración es el área del elemento. Como ambos,  $\{\epsilon^*\}$  y  $\{\sigma\}$  son constantes dentro del elemento, cuando  $\Delta$  es tomado para ser el área del elemento, la anterior integración viene a ser  $\{\epsilon^*\}^T \{\sigma\} \Delta$ .

De acuerdo con el principio del trabajo virtual

$$\{\delta^*\}^T \{F\} = \{\epsilon^*\}^T \{\sigma\} \Delta \dots\dots\dots (3.38)$$

Sin embargo:

$$\begin{aligned} \{\epsilon^*\}^T \{\sigma\} \Delta &= ([B][A]^{-1}\{\delta^*\})^T [D][B][A]^{-1}\{\delta\} \Delta \\ &= \{\delta^*\}^T ([A]^{-1})^T [B]^T [D][B][A]^{-1}\{\delta\} \Delta \end{aligned}$$

entonces:

$$\{F\} = ([A]^{-1})^T [B]^T [D][B][A]^{-1}\{\delta\} \Delta$$

ó:

$$\{F\} = [K]\{\delta\} \dots\dots\dots (3.39)$$

donde:

$$[K] = ([A]^{-1})^T [B]^T [D] [B] [A]^{-1} \{\delta\} \Delta \dots\dots\dots (3.40)$$

siendo denominado  $[K]$  como la "matriz rígida".

En el caso de vibración libre de una presa, las fuerzas de inercia debidas a la vibración actuarán sobre la masa y se asume que esas fuerzas de inercia están concentradas en los nudos del elemento. En concordancia con el principio de D' Alembert, las fuerzas de inercia y las fuerzas nodales equivalentes deben ser balanceadas. Entonces,

$$[M] \left\{ \frac{d^2 \delta}{dt^2} \right\} + \sum \{F\} = 0$$

donde  $\sum$  representa la suma de los elementos considerados los cuales tienen un nudo común. Entonces,

$$[M] \left\{ \frac{d^2 \delta}{dt^2} \right\} + \sum [K] \{\delta\} = 0 \dots\dots\dots (3.41)$$

Cuando la presa está sujeta a un terremoto y crea una violenta vibración, las fuerzas de inercia debidas a la aceleración del suelo están aumentadas en los nudos. Además, si  $\ddot{U}(t)$  es la aceleración sísmica del suelo, la ecuación del movimiento viene a ser:

$$[M] \left\{ \frac{d^2 \delta}{dt^2} \right\} + \sum [K] \{\delta\} + [M] \ddot{U}(t) = 0 \dots\dots\dots (3.42)$$

dado que  $\{\delta\}$  en este caso es el desplazamiento relativo de los nudos en el terreno.

Por solución de ecuaciones diferenciales simultáneas, de la ecuación 3.42, los desplazamientos de cada punto nodal pueden ser determinados. Este cálculo es verificado numéricamente por un cómputo electrónico.

### 3.2.4 Método de Ensayo de Modelos.

#### 3.2.4.1 Ensayo de Vibración Elástica.

El propósito de la ejecución de ensayos de vibración elástica sobre un modelo de una presa es para determinar experimentalmente el período natural y el modo. Las semejanzas entre el prototipo y el modelo en este momento se encuentra determinado por la ley de homogeneidad.

De acuerdo con la teoría de vibración elástica, el período natural T es proporcional siendo

$$T = H \sqrt{\frac{\gamma}{G}}$$

donde:

T = período natural

H = altura de la presa

$\gamma$  = densidad del material del terraplén; y

G = módulo elástico del material del terraplén.

Además, si agregamos los sub-índices "p" y "m" para expresar claramente las cantidades relativas al prototipo y al modelo respectivamente, se tendrá:

$$\frac{T_p}{T_m} = \frac{H_p}{H_m} \sqrt{\frac{\gamma_p G_m}{\gamma_m G_p}} \dots\dots\dots (3.43)$$



donde:

$$\frac{T_m}{T_p} = \tau \dots\dots\dots(3.44)$$

puede ser considerado como la escala del tiempo y:

$$\frac{H_m}{H_p} = \lambda \dots\dots\dots(3.45)$$

la escala de longitud. Por lo tanto si el período natural  $T_m$  del modelo es medido en el ensayo del mismo, el período natural  $T_p$  del prototipo puede ser calculado de la ecuación 3.43.

El módulo de elasticidad de una presa real diferirá dependiente del suelo, del proceso constructivo y de la duración del tiempo que ha transcurrido desde su construcción.

De lo que el valor promedio ha sido:

$$G = 50 \sim 270 \text{ Kg/cm}^2 \dots\dots\dots(3.46)$$

Este fué calculado de mediciones de velocidades de propagación de las ondas elásticas en diferentes presas de tierra existentes.

Puesto que allí no han habido mediciones directas de módulo elástico de presas de enroca do podemos calcular sus períodos de vibración, sabiendo que ellos son solicitados por ser alrededor de 4 veces los de presas de tierra. Además, es necesario que las relaciones de Poisson entre el prototipo y el modelo estén en acuerdo, pero esto es poco conocido aún para su estimación correcta.

3.2.4.2 Ensayos de Falla Dinámica.- En un ensayo de falla de terraplenes, deberá existir semejanza valedera entre los desplazamientos, de la mayor fuerza externa y las fuerzas resistentes del prototipo y el modelo. En este caso las fuerzas mayores externas vienen a ser el peso de la presa y la fuerza de inercia sísmica, siendo la fuerza mayor resistente, la fuerza de fricción y la fuerza cohesiva.

Los símbolos a requerir en los cálculos subsiguientes serán:

- L = longitud
- $\lambda$  = escala de longitud
- t = tiempo
- $\tau$  = escala de tiempo
- y = desplazamiento
- $\alpha$  = aceleración
- $\mathcal{E}$  = deformación
- $\sigma$  = esfuerzo
- f = fuerza
- p = presión externa
- $\gamma$  = gravedad específica
- $\varphi$  = ángulo de fricción interna
- s = resistencia de materiales
- G = módulo de elasticidad.

Considerando la deformación como una cantidad sin dimensiones

$$\frac{\mathcal{E}_m}{\mathcal{E}_p} = 1 \dots \dots \dots (3.47)$$

Por lo tanto, la semejanza de desplazamiento será la misma que la semejanza de longitudes. Entonces:

$$\frac{y_m}{y_p} = \lambda \dots \dots \dots (3.48)$$

La relación entre el peso del modelo y la del prototipo será:

$$\frac{\gamma_m g L^3_m}{\gamma_p g L^3_p} = \frac{\gamma_m}{\gamma_p} \lambda^3 \dots\dots\dots(3.49)$$

La misma relación puede ser válida para otras fuerzas como al peso.

Por lo tanto:

$$\frac{f_m}{f_p} = \frac{\gamma_m}{\gamma_p} \lambda^3 \dots\dots\dots(3.50)$$

Puesto que la aceleración gravitacional es la que motiva que el peso sea el mismo tanto para el prototipo como para el modelo, la aceleración de la vibración también deberá ser el mismo valor para ambos:

$$\frac{\alpha_m}{\alpha_p} = 1 \dots\dots\dots(3.51)$$

Como el esfuerzo es fuerza por unidad de área:

$$\frac{\alpha_m}{\alpha_p} = \frac{\frac{f_m}{L^2_m}}{\frac{f_p}{L^2_p}} = \frac{\gamma_m}{\gamma_p} \lambda \dots\dots\dots(3.52)$$

El módulo de elasticidad y la presión externa son del mismo orden que los esfuerzos luego las siguientes relaciones se toman como válidas:

$$\frac{G_m}{G_p} = \frac{\gamma_m}{\gamma_p} \lambda \dots\dots\dots(3.53)$$

$$\frac{\rho_m}{\rho_p} = \frac{\gamma_m}{\gamma_p} \lambda \dots\dots\dots(3.54)$$

Como la aceleración es el cociente del desplazamiento dividido por el cuadrado del tiempo, de la ecuación 3.51, tenemos que:

$$\frac{\lambda}{\tau^2} = 1 \dots\dots\dots(3.55)$$

Entonces

$$\tau = \sqrt{\lambda}$$

Puesto que la resistencia del material es del mismo orden que el esfuerzo:

$$\frac{s_m}{s_p} = \frac{\gamma_m}{\gamma_p} \lambda \dots\dots\dots(3.56)$$

La resistencia del material granular está dada por el producto del esfuerzo normal y el coeficiente de fricción. Sin embargo, puesto que la semejanza de esfuerzo normal satisface la ecuación 3.52, el coeficiente de fricción debe ser idéntico tanto para el prototipo como para el modelo. Esto es,

$$\tan \varphi_m = \tan \varphi_p \dots\dots\dots(3.57)$$

Dado que las semejanzas de resistencia de las fuerzas de cohesión del material del corazón, ecuación 3.56, la cohesión de los materiales del modelo deberá ser considerablemente más pequeña que la cohesión de los materiales reales. Por un lado, la resis

tencia del suelo cohesivo sometido a los efectos de rápidas distribuciones de cargas, resulta normal que la resistencia sea incrementada tanto conforme la rapidez de carga va aumentando. Sin embargo, la velocidad de carga del modelo es determinada por la ecuación 3.55 y es más rápida que para el prototipo. Por lo tanto la resistencia del material del modelo debe ser reducida en este aspecto también. Debido a este factor, la resistencia del material del corazón del modelo debe generalmente ser extremadamente baja, y los ensayos de modelos de presas con corazón son entonces técnicamente dificultosos.

## CAPITULO IV

### COMPORTAMIENTO DINAMICO DE PRESAS DURANTE SISMIOS

#### 4.1 Observaciones sísmicas.-

El comportamiento de una presa sometida a sismos puede ser estudiada con la ayuda de equipo instrumental apropiado debidamente instalados para captar y registrar las variaciones y alteraciones que sufre la presa cuando se encuentra sometida a movimientos sísmicos intensos. Inicialmente este proceso consistió únicamente de obtener mediciones del movimiento sísmico del suelo y de la superficie de la presa mediante el empleo de sismómetros, pero en la actualidad debido al avance tecnológico, ya se efectúan mediciones de movimientos sísmicos en la superficie y en el interior del cuerpo de la presa, permitiendo además captar y registrar la presión dinámica de tierra, presión dinámica de agua de poros y deformación residual posterior a un terremoto. Cuando los instrumentos son instalados superficialmente sobre la presa o el suelo no requieren de mucho tecnicismo ni representa un trabajo dificultoso; en cambio para ser instalados en el interior del cuerpo de la presa deberá considerarse según la altura a que será colocado el instrumental, la clase de trastorno que sufrirá y que representa más frecuente en dichas elevaciones. Hay que recalcar que los instrumentos estarán expuestos a perturbaciones sean éstas por el completo humedecimiento, por la desnivelación sufrida o inclinaciones, por ruptura de las principales conexiones alámbricas debidas al asentamiento de la presa o producidas por el paso del equipo pesado durante los trabajos constructivos. Las observa-

ciones realizadas indican que los asentamientos de presas ocurren más a menudo a media altura de ella misma.

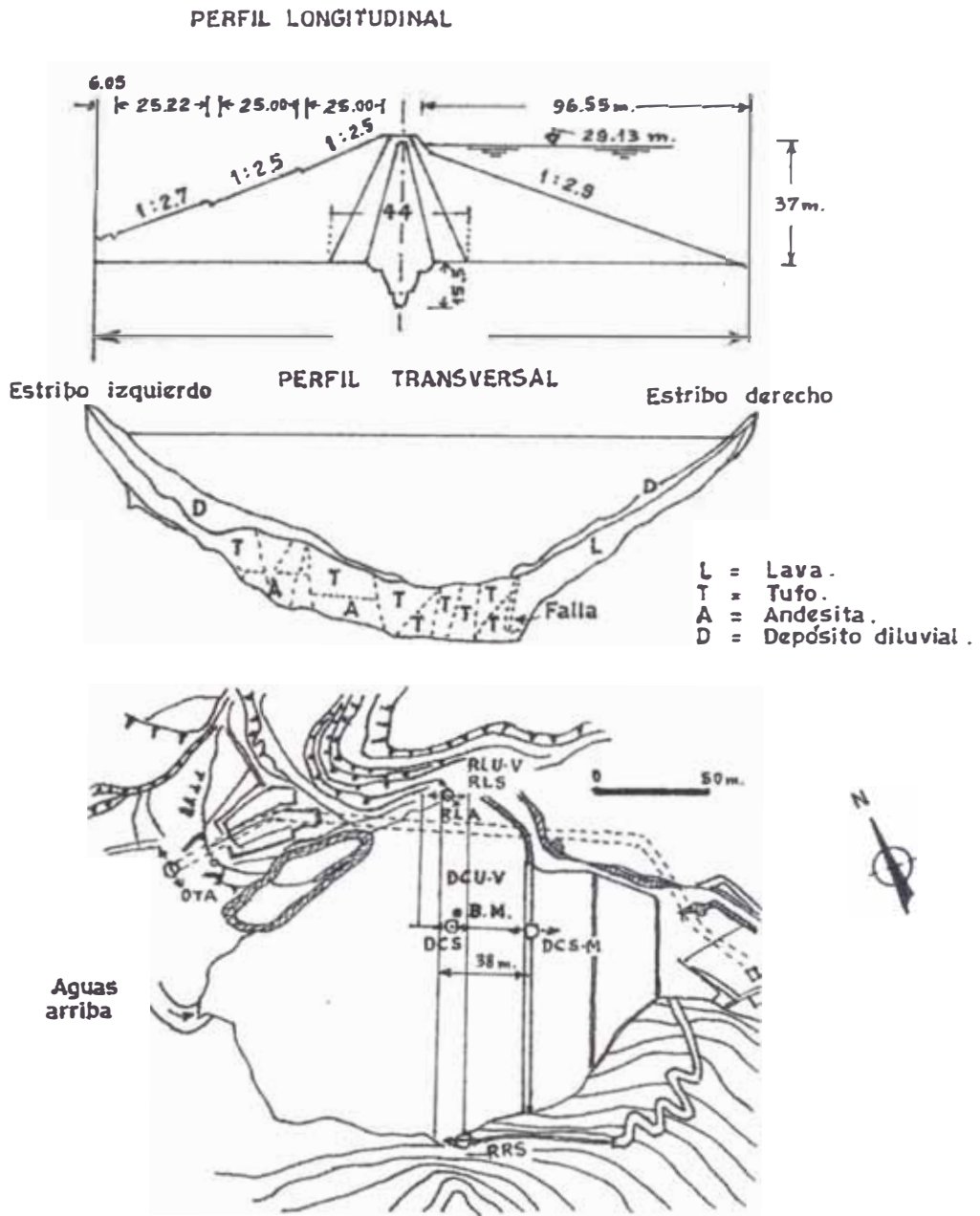
A continuación se describen casos de presas observadas.

EJEMPLO 1. PRESA SANNOKAI.

La presa Sannokai es de tipo de tierra, con 37 m. de altura, y 145 m. de longitud, construída sobre una fundación rocosa, de tufo. En ella se colocaron numerosos acelerómetros tanto en la cresta como en el talud aguas abajo y sobre el terreno. Desde 1963 se efectuaron observaciones sísmicas que fueron registrados para su correspondiente estudio. La Fig. 4.2 nos presenta los registros de las aceleraciones del temblor final del terremoto de Akita, del de Niigata y de Off-Tokachi.

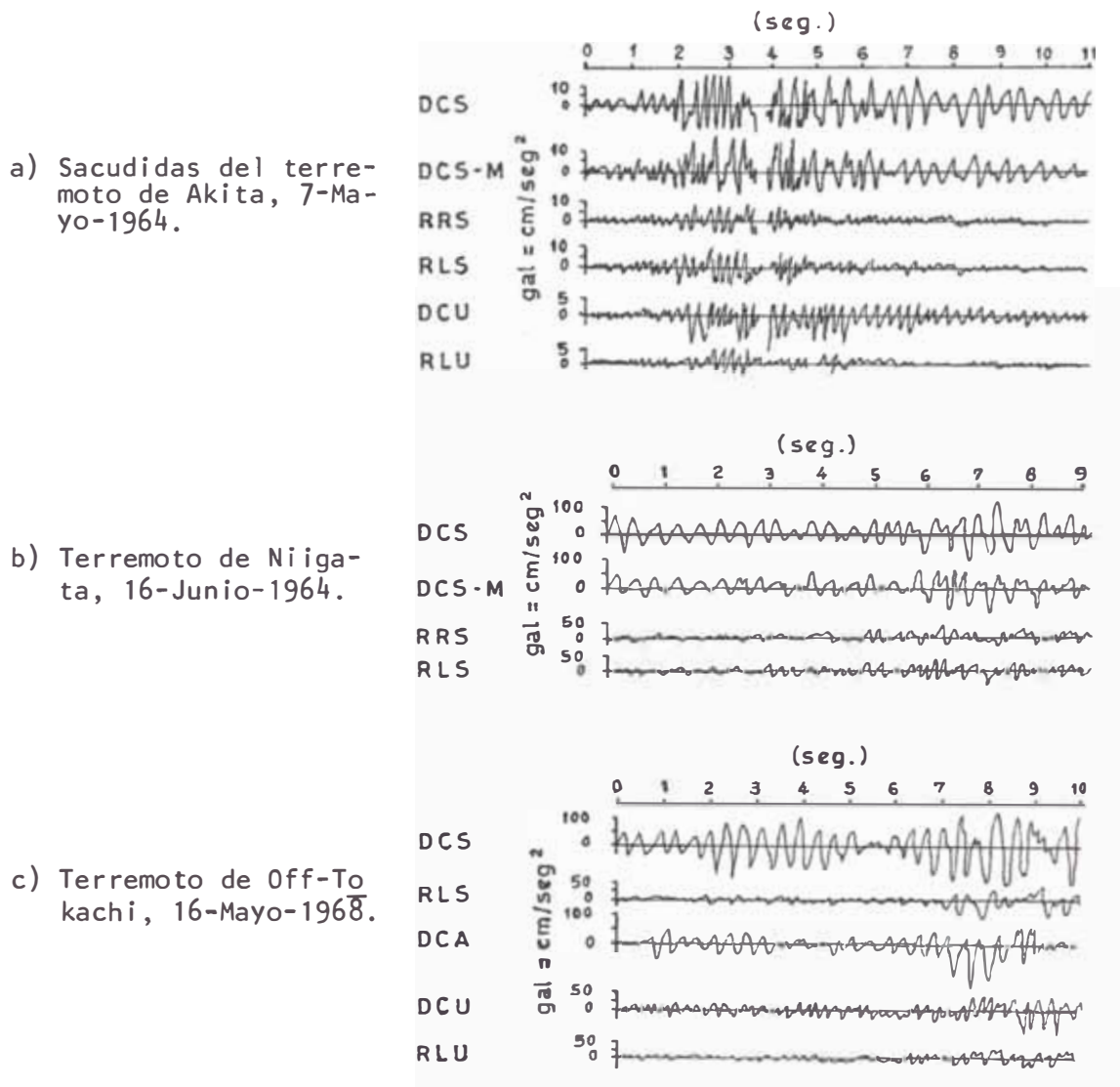
**TABLA 4.1 CARACTERISTICAS DE PRESAS DE TERRAPLENES.**

Nombre de la presa:	Sannokai	Kisenyama	Miboro	Kuzury	Yanase
Material relleno	Tierra	Roca	Roca	Roca	Roca
Altura (en m.)	37	95	131	128	115
Longitud cresta (m)	145	255	405	355	202
Ancho cresta (m)	12	11	12	12	10
Ancho base (m)	194	440	560	510	525
Talud aguas arriba	1: 2.9	1: 2.5 1: 3.0	1: 2.5	1: 2.6	1: 2.5
Talud aguas abajo	2.5 2.7	2.2	1.75	1.6 1.8	2.0 2.2
Corazón	central	central	inclin.	inclin.	central
Aliviadero	separado	separado	en cuer po presa	en cuer po presa	en cuer po presa
Fundación rocosa principal	tufo verde	chert, esquisto arcilloso	granito pórfido, cuarzo pórfido.	esquisto, esquisto filítico, conglomera- do.	esquisto, cristallino



**Fig. 4.1.:** Perfiles de la presa de tierra Sannokai.





**Fig. 4.2.:** Registros de observaciones sísmicas en la presa Sannokai.

donde:

DSC : con dirección perpendicular al eje de la presa en el centro de la cresta.

DCS-M : con dirección perpendicular al eje de la presa a la mitad de la altura del talud aguas abajo.

RRS : en la dirección perpendicular al eje de la presa en el estribo izquierdo.

DCU : en la dirección vertical al centro de la cresta.

RLU : en la dirección vertical del estribo izquierdo.

DCA : en la dirección del eje de la presa al centro de de la cresta.

De las observaciones realizadas a estos registros se han deducido las siguientes características:

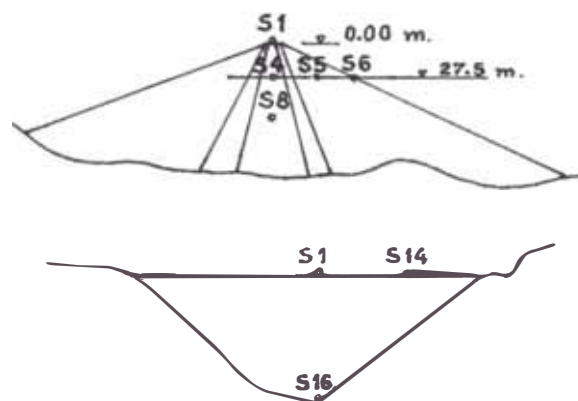
1. Las vibraciones en los estribos izquierdo y derecho del valle durante el sismo de Niigata fueron más o menos idénticos, pero diferentes en algunos grados en el último temblor de este sismo.
2. La vibración de la presa fué notoriamente mayor, tanto vertical como horizontalmente, que la vibración del suelo.
3. En la cresta la aceleración vertical fué menor que la aceleración horizontal.
4. En los casos de ocurrencia de los sismos de Niigata y de Off-Tokachi, la vibración en la cresta tuvo un período más o menos uniforme. En el caso del último temblor de Akita, el

período de la porción principal del registro de la aceleración fué comparativamente corto, mientras que en la porción siguiente, los períodos más grandes del sismo de Niigata y de Off-Tokachi llegaron a predominar.

La diferencia entre los últimos temblores de los sismos de Akita, Niigata y Off-Tokachi, han sido debidas a diferentes escalas y distancias epicentrales.

#### EJEMPLO 2.- PRESA KISENYAMA

La presa Kisenyama es de tipo enrocado. Tiene 95 m. de altura y 267 m. de longitud en la base sobre una cimentación rocosa de chert y esquistos. Fué terminada en 1969. En su cresta se instalaron un buen número de sismómetros en el talud y en el cuerpo de la presa, como también en el terreno mismo (ver Fig. 4.3). Se recuerda que el terremoto más violento ocurrido en la parte occidental de la prefectura de Gibu, de fecha 9 de Setiembre de 1969, a poco tiempo de terminada la presa. En la Fig. 4.4 se muestran la mayor parte de las aceleraciones y desplazamientos que se lograron registrar de este terremoto:



**Fig. 4.3.:** Sección transversal de la presa de enrocado, Kisenyama.

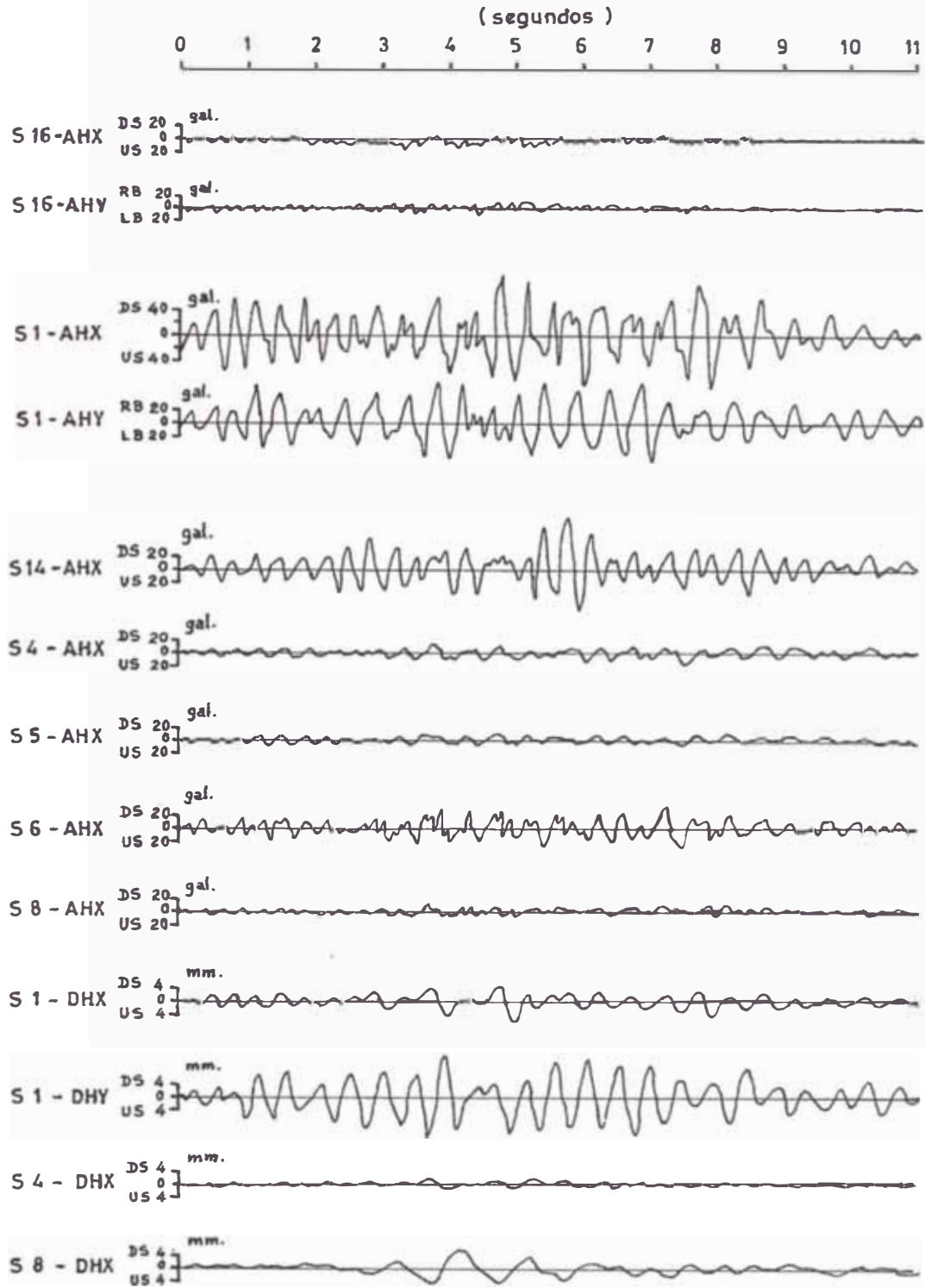


Fig. 4.4.: Registros de Aceleraciones y Desplazamientos observados en la presa Kisenyama (Terremoto del 9-Septiembre-1969).

donde:

S16-AHX : Aceleración en la dirección perpendicular al eje de la presa, sobre el terreno.

S16-AHY : Aceleración en el eje de la presa, sobre el terreno.

S1 -AHX : Aceleración en la dirección perpendicular al eje de la presa, en el centro de la cresta.

S1 -AHY : Aceleración en la dirección del eje de la presa, en el centro de la cresta.

S14-AHX : Aceleración en la dirección perpendicular al eje de la presa, a 1/4 de la altura total, a partir de la cresta.

S4 -AHX : Aceleración en la dirección perpendicular al eje de la presa, en mitad de la altura del corazón.

S5 -AHX : Aceleración en la dirección perpendicular al eje de la presa, a mitad de la altura del terraplén.

S6 -AHX : Aceleración en la dirección perpendicular al eje de la presa, a media altura de la cara del talud aguas abajo.

S8 -AHX : Aceleración en la dirección perpendicular al eje de la presa, en la base del corazón.

S1 -DHX : Desplazamiento en la dirección perpendicular al eje de la presa, en el centro de la cresta.

S1-DHY : Desplazamiento en la dirección del eje de la presa en el centro de la cresta.

S4-DHX: : Desplazamiento en la dirección perpendicular al eje de la presa a media altura del corazón.

S8-DHX : Desplazamiento en la dirección perpendicular al eje de la presa en la base del corazón.

De estos registros se obtuvieron las siguientes conclusiones:

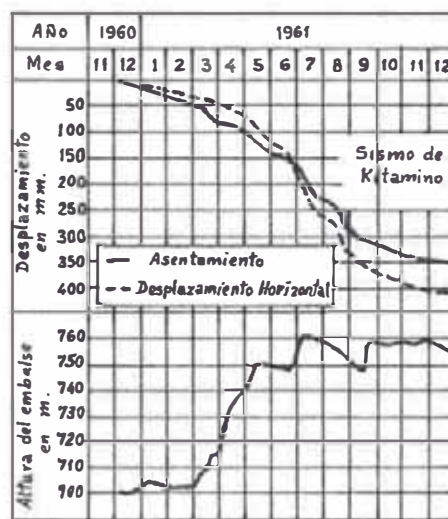
1.- Las vibraciones en la cresta de la presa fueron considerablemente mayores en comparación con las vibraciones del terreno y las de media altura de la presa.

2.- Las vibraciones en la parte media de la cresta fueron casi de la misma amplitud, que las del eje de la presa, tanto en la dirección paralela como perpendicular, mientras que los períodos que predominaron fueron casi idénticos.

### EJEMPLO 3.- PRESA MIBORO.

Esta presa Miboro es de tipo enrocado, con corazón inclinado. Posee una altura de 131 m. y longitud de 405 m. Está cimentada sobre una fundación rocosa consistente de granito y cuarzo pórfido. Su terminación fué en 1961. Un año después se produjo un terremoto de magnitud  $M = 7.0$ , cuyo epicentro estuvo cercano al lugar de la presa. La aceleración sísmica alcanzada en el sitio mismo de la presa fué estimada de 100 gal (es decir  $100 \text{ cm/seg}^2$ ). Al ser terminada la construcción de la presa, se efectuaron mediciones de los a

sentamientos y desplazamientos de la cresta, calculándose que ambos eventos estarían sometidos a ir progresando en forma paulatina con el avance del tiempo, siendo catalogada como un suceso normal. Pero como consecuencia del terremoto sufrido luego, se produjeron agudos asentamientos, tal como presenta la Fig. 4.5. que alcanzó los 3 cm. y desplazamientos de 5 cm. hacia el lado de aguas abajo. Pero ellos no significaron daño alguno para la presa ni para la casa de máquinas.

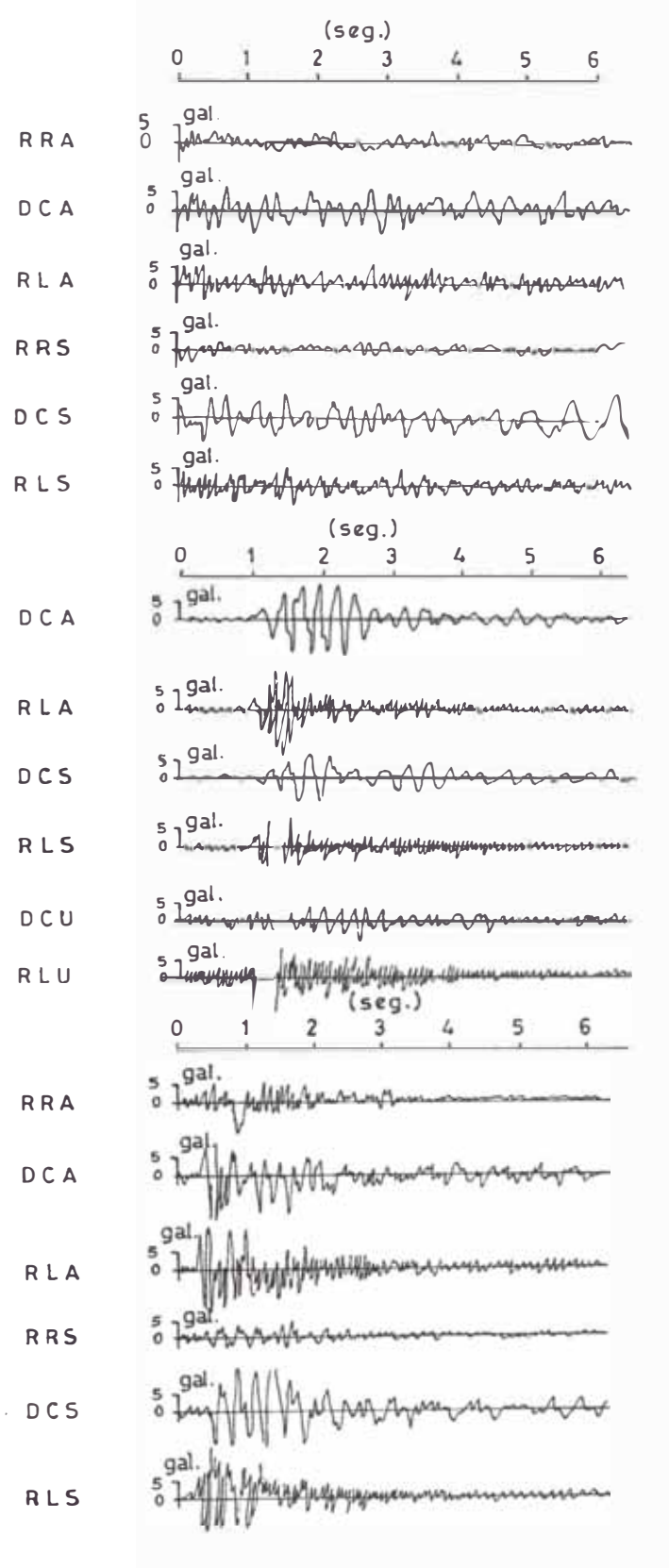


**Fig. 4.5.:** Asentamiento y Desplazamiento horizontal de la Presa Miboro, tipo enrocado (Terremoto de Kitamino del 19 de Agosto de 1961).

En 1969 otro violento sismo ocurrido en esa zona, también de magnitud  $M = 7.0$ , teniendo un epicentro bastante cercano, tampoco llegó a afectar la presa. De este sismo sólo se lograron registrar los últimos temblores del mismo, más no la parte principal de mayor intensidad, de los que se presentan algunos de ellos en la Fig. 4.6.

siendo:

RRA : dirección eje de la presa, en el estribo derecho.



**Fig. 4.6.:** Registros de acelerogramas en la presa de enrocado Miboro. (Terremoto de Gibu, 9 de Septiembre de 1969).



RLA : dirección eje de la presa, en el estribo izquierdo  
DCA : dirección eje de la presa, al centro de la cresta.  
RRS : dirección perpendicular al eje de la presa, en estribo derecho.  
RLS : dirección perpendicular al eje de la presa, en estribo izquierdo.  
DCS : dirección perpendicular al eje de la presa, al centro de la cresta.

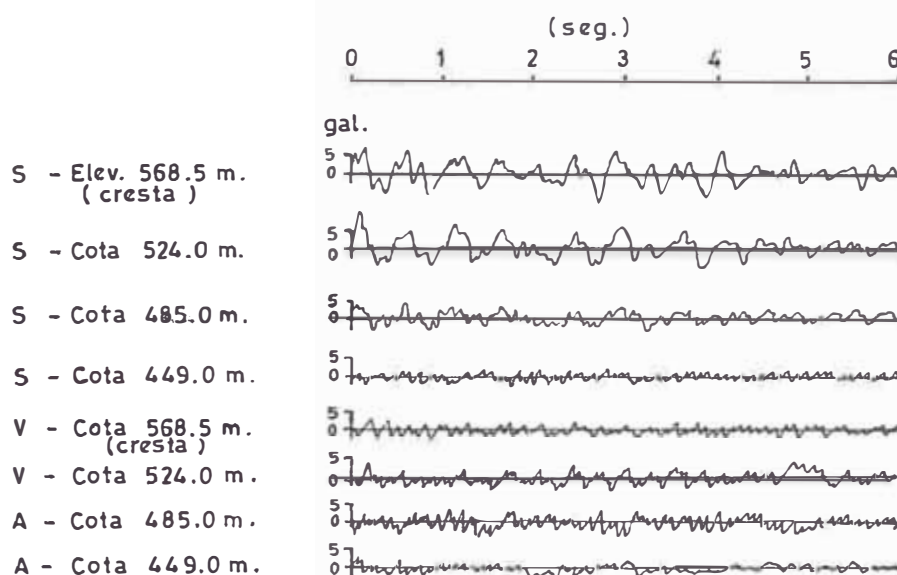
Se obtuvieron las siguientes conclusiones como consecuencia del análisis de estos registros:

- 1.- Las vibraciones del terreno en los estribos izquierdo y derecho fueron completamente diferentes, siendo más intensa en la primera.
- 2.- En el terreno predominaron vibraciones de cortos períodos de duración mientras que en la misma presa predominaron períodos más amplios.
- 3.- La vibración de la presa en sí, llegó a ser mucho mayor que la del terreno, pero que sin embargo esa diferencia no significó peligro alguno para la estructura de la presa.

#### EJEMPLO 4.- PRESA KUZURYU

La presa Kuzuryu es del tipo de tierra con corazón inclinado. Tiene 128 m. de alto y 355 m. de largo. Fué terminada en el año de 1968. Está cimentada sobre rocas de esquistos filíticos y conglomerados. Sufrió las consecuencias del sismo ocurrido en la parte occidental de la prefectura de Gibu, pero no llegó a ser afectado. En la Fig. 4.7 se muestran los registros

de aceleraciones sísmicas tomadas en varios puntos del corazón de esta presa. Mediante los mismos se comprobó que dentro del corazón, la aceleración fué aumentando conforme se incrementaba la altura, y la aceleración vertical en la cresta fué más pequeña que la aceleración horizontal.



**Fig. 4.7.:** Registros de acelerogramas del corazón de la presa de enrocado Kuzuryu.

donde:

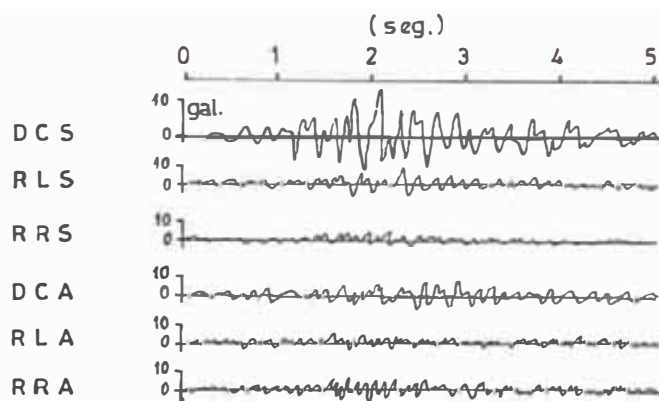
S = dirección perpendicular al eje de la presa.

A = dirección del eje de la presa.

V = dirección vertical.

#### EJEMPLO 5.- PRESA YANASE

La presa Yanase es del tipo enrocado con corazón central, de 115 m. de altura y 202 m. de longitud, cimentada sobre roca de esquistos cristalinos. La presa fué terminada en el año 1965. La Fig. 4.8 nos muestra las aceleraciones de la presa y del terreno durante el sismo del 11 de Abril de 1966.



**Fig. 4.8.:** Registros de acelerogramas de la presa de enrocado Yanase.

de los cuales:

DCS : en la dirección perpendicular al eje de la presa, al centro de la cresta.

RLS : en la dirección perpendicular al eje de la presa, en el estribo izquierdo.

RRS : en la dirección perpendicular al eje de la presa, en el estribo derecho.

DCA : en la dirección del eje de la presa, al centro de la cresta.

RLA : en la dirección del eje de la presa, en el estribo izquierdo.

RRA : en la dirección del eje de la presa, en el estribo derecho.

## 4.2 Vibración Libre.

4.2.1 Generalidades.- La clasificación de las vibraciones libres de una presa resulta fundamental para comprender el comportamiento de la pre-

sa durante un terremoto. Las características de vibración libre son representadas por períodos, modos y amortiguación, los que difieren dependiendo de la forma y materiales del terraplén, la topografía y geología del suelo de fundación. Por lo tanto, los valores característicos de una presa actualmente resulta diferente de presa a presa y los períodos naturales y modos deben ser determinados para cada presa por medio de cálculos teóricos o por ensayos de modelos.

El modelo matemático que viene siendo estudiado más ampliamente es el de la Viga de Cortante, en forma de cuña o cuerpo triangular bidimensional. En un modelo de viga de cortante, los desplazamientos en varios puntos situados a la misma elevación son todos asumidos como iguales, lo cual no es realidad. H. Ishizaki planteó el rechazo de esta teoría sugiriendo en cambio un cuerpo triangular bidimensional como un modelo más cercano a la realidad. En este caso, la longitud en la dirección del eje de la presa es asumida como infinita, por lo tanto, la influencia de ambos flancos del valle no es considerada. Sin embargo cuando el valle es angosto, las vibraciones de la presa sí se ven afectadas por los flancos del valle y estas vibraciones no pueden ser obtenidas todas ellas en el modelo bidimensional como ocurre en la realidad.

El método de Elementos Finitos es utilizado para cálculos más complejos necesarios para estos análisis matemáticos. Sin embargo por falta de una suficiente capacidad para cómputos, no es tan fácil verificar los cálculos como procede con campos tridimensionales, por lo que se consideran complementos efectivos de cálculos los modelos de presas como métodos experimentales.

4.2.2 Período Natural.- Cuando en una presa se ha considerado el método de la viga de cortante en forma de cuña, los períodos naturales del primer y segundo orden vienen a estar dados por la ecuación 3.26:

$$T_1 = 2.62 \sqrt{\frac{\rho}{G}} H = 2.62 \frac{H}{C_s} \dots\dots\dots(4.1)$$

y luego

$$T_2 = 1.12 \sqrt{\frac{\rho}{G}} H = 1.12 \frac{H}{C_s} \dots\dots\dots(4.2)$$

respectivamente.



Las relaciones de ellos dos será:

$$\frac{T_2}{T_1} = 0.427$$

Por ejemplo, para una presa con altura de 90 m., gravedad específica del cuerpo de la presa es 2.08, relación de Poisson de 0.45, módulo elástico de 1910 Kg/cm y velocidad de propagación de la onda de corte de 300 m/seg., se tendrán los valores siguientes de los períodos:

$$T_1 = 0.79 \text{ seg.} \quad \text{y} \quad T_2 = 0.34 \text{ seg.}$$

**TABLA 4.2 PERIODO NATURAL DE PRESAS DE TERRAPLENES**

Período Natural		
1er Orden	0.81 Seg.	0.88 Seg.
2do Orden	0.44 Seg	0.47 Seg




Si los períodos naturales son calculados utilizando el método de elementos finitos asumiendo que la presa es un cuerpo bidimensional, se obtienen

resultados que se muestran en la Tabla 4.2, donde visualizamos que los períodos naturales calculados por el método de elementos finitos son ligeramente más grandes que aquellos obtenidos por el método de la viga de cortante. Además esta tabla señala que el período natural llega a ser tanto mayor conforme la pendiente del talud sea más suave.

En estos cálculos de la presa, se asume que ella está conformada por un material uniforme (presa uniforme), pero en una presa con corazón, las rigideces del terraplén y del corazón se diferencian en tal forma que las ubicaciones que ellos tomen, ejercerán una notable influencia sobre los períodos naturales. Como la parte de la presa que resiste mejor a la acción de las fuerzas horizontales es nada menos que la parte media de ella, indica que si la rigidez del corazón es más baja que la del terraplén se tendrá que si el corazón está cerca de la superficie entonces poseerá períodos naturales bastantes cortos, que irán aumentando conforme el corazón vaya variando su ubicación hasta llegar a una posición de corazón central. En caso de que la rigidez del corazón sea más alta que la del terraplén, la situación anterior se invierte.

En la Tabla 4.3 se presenta el período natural de primer orden para casos en que la rigidez del corazón es 0.1, 1.0 y 10.0 veces la rigidez del terraplén, considerando un ancho de corazón de 1/5 del ancho de la presa.

TABLA 4.3: PERIODOS NATURALES DE PRESAS DE TERRAPLENES CON CORAZON

Relación de Rigideces Corazón : Terraplén			
1 : 10	1.09 seg.	1.03 seg.	0.99 seg.
1 : 1	0.88 seg.	0.88 seg.	0.88 seg.
1 : 0.1	0.57 seg.	0.64 seg.	0.67 seg.

Para los resultados presentados se han considerado vibraciones horizontales perpendiculares al eje de la presa. En la dirección paralela al eje de la presa, el período natural es más o menos el mismo que el caso anterior.

El período natural de las vibraciones verticales es estimado como

$$T_1 = 2,6 \frac{H}{C_p} \dots\dots\dots(4.3)$$

obtenida del empleo de la fórmula para vibraciones longitudinales de una barra en forma de cuña, donde  $C_p$  representa la velocidad de las ondas longitudinales.

Ya que las vibraciones de la presa son tridimensionales tal como se visualizan en los ensayos de modelos, significa que en la actualidad existen aún problemas para determinar las vibraciones naturales que no pueden ser obtenidas por cálculos bidimensionales. Por lo tanto surge una interrogante en la discusión de obtención de vibraciones de orden excesivamente alto cuando se emplean modelos bidimensionales simplificados.

Se tienen medidos actualmente los períodos naturales de las siguientes presas de terraplenes, los cuales se muestran en la siguiente Tabla 4.4.

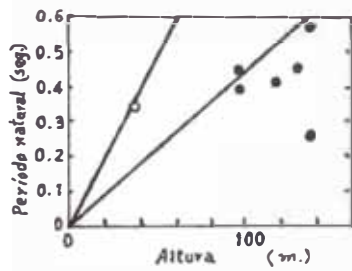
TABLA 4.4: PERIODO NATURAL DE PRESAS  
DE TERRAPLENES.

Presa	Tipo	Altura de la presa (m)	Período Natural (seg.)			Comentarios
			Perpendicular al eje de la presa.	Paralelo al eje de la presa.	Vertical	
Sannokai	Tierra	37	grande 0.42 pequeño 0.35	0.34	0.25	Observación sísmica.
Ainono	Tierra	41	0.40			h=0.13~0.16
Kuzuryu	Enrocado	128	0.44 0.37	0.45 0.26		Observación sísmica
Miboro	Enrocado	135	0.42 0.59	0.57		Observación sísmica
Yanase	Enrocado	115	0.42 0.23	0.42		Observación sísmica
Kisenyama	Enrocado	95	grande 0.50 pequeño 0.37	0.45 0.40	0.35 0.26	Observación sísmica
Bouquet Canyon	Tierra	62	0.45 0.37 0.32			Ensayo de vibración
Makio	Enrocado	85	0.38			Ensayo de vibración
Tōgō	Tierra	31	0.40			Ensayo de vibración

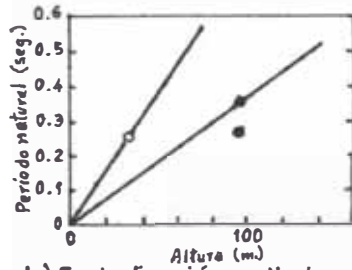
A continuación se presentan unos gráficos que expresan la correlación existente entre el período natural y la altura de las presas, mediante la Fig. 4.9.



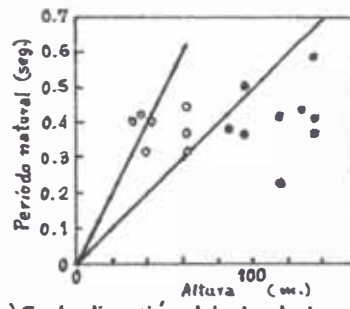
a) Dirección perpendicular al eje de la presa.



○ Presa de Tierra  
● Presa de Enrocado



b) En la dirección vertical.



c) En la dirección del eje de la presa.

Fig. 4.9.: Relación entre el período natural y la altura de presas.

Puesto que los resultados están razonablemente dispersos en la figura, si asumiéramos que el período natural sea proporcional a la altura de la presa, se obtendrá más o menos lo siguiente:

Para una Presa de Tierra:

- Perpendicular al eje de la presa:  $T = \frac{H}{100} > \frac{T = \text{seg.}}{H = \text{m.}}$
  - Paralelo al eje de la presa:  $T = \frac{H}{100}$
  - Vertical:  $T = 0.75 \frac{H}{100}$
- } .....(4.4)

Para una Presa de Enrocado:

- Perpendicular al eje de la presa:  $T = 0.50 \frac{H}{100}$
  - Paralelo al eje de la presa:  $T = 0.45 \frac{H}{100}$
  - Vertical:  $T = 0.36 \frac{H}{100}$
- } .....(4.5)

Estos resultados fueron obtenidos de datos limitados y claramente dispersos. Es necesario por ello, que sean posteriormente analizados utilizando estudios teóricos y mediciones actualizadas.

Resulta más interesante cuando el período natural de una presa presenta una propiedad no lineal para la aceleración. En la presa Sannokai se obtuvieron muchos registros de sismos muy tenues, de aproximadamente 20 gal, (20 cm/seg) y otros de aceleraciones menores aún, en la cresta de la presa. Cuando se buscan los períodos de vibración predominantes en la dirección perpendicular al eje de la presa a partir de estos registros, el valor promedio es de 0.36 segundos. Por el contrario, el período de vibración de primer orden durante un violento sismo donde la máxima aceleración de la presa alcance los 107 gal. viene a ser de 0.42 seg. Para la presa Kisenyama se tiene un número de registros obtenidos de pequeños sismos en los cuales la aceleración en la cresta no sobrepasó los 20 gal., lográndose un período predominante cuyo promedio fué 0.37 gal. para la dirección perpendicular al eje de la presa, siendo de 0.40 seg. paralela al eje de la presa y de 0.26 para la dirección vertical. No obstante esto, en el momento del sismo ocurrido poco tiempo después de terminada su construcción soportando una máxima aceleración de 92 gal., se registraron períodos de vibración de 0.50 seg., 0.45 seg, y 0.35 seg. respectivamente para las tres direcciones nombradas anteriormente, que comparados para valores de sismos muy suaves ó imperceptibles, todos ellos vendrían a ser valores mayores.

Los resultados de estas observaciones descritas anteriormente indican que los períodos naturales de las presas son más largos cuanto más violentos

sean los Sismos.

Puesto que hay pocos datos reconociendo la influencia del nivel del agua almacenada sobre el período natural, se puede decir que este efecto es sumamente pequeño de acuerdo con los registros obtenidos en la presa Sannokai. La Fig. 4.10 señala la relación entre el período predominante para la aceleración perpendicular al eje de la presa en la cresta y el tirante de agua.

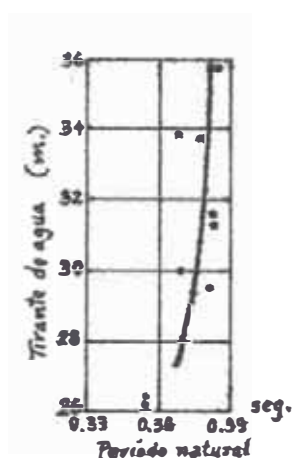


Fig. 4.10, a. Relación entre el período natural de una presa de terraplenes y el tirante de agua del reservorio.

#### 4.2.3 Modo de Vibración.

La curva de deflexión de las vibraciones naturales de una presa según la teoría de la Viga de Cortante, es representada por la curva "S" en la Fig. 4.11. La forma de esta curva es la misma para el centro que para el talud.

Sin embargo, cuando la presa es tratada como un cuerpo triangular bidimensional, la curva de deflexión diferirá tanto para el centro como para la superficie de la presa. Las curvas C de la Fig. 4.11, representan la deflexión de un cuerpo triangular bidimensional conformado por materiales uniformes, homogéneos,

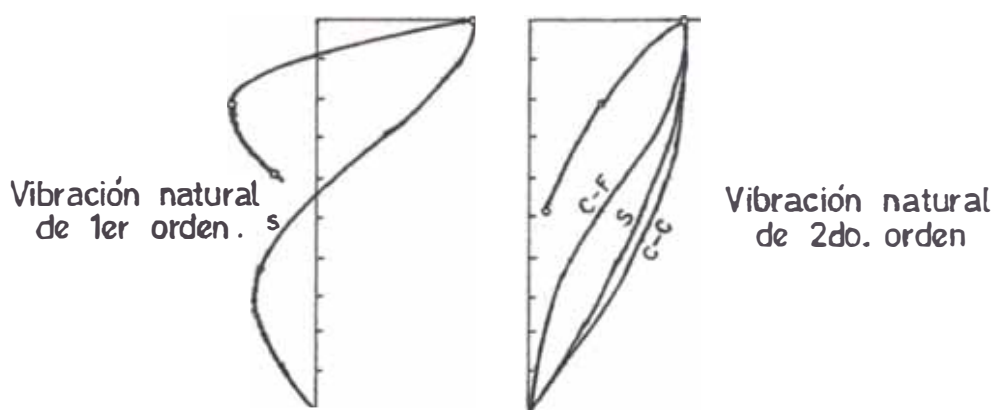


Fig. 4.11.: Dos primeras formas de modos de vibración natural de presas de Tierra.

con una pendiente, de 1:3.0, mientras que las curvas C-C y C-F son de deflexiones en el centro y en la superficie de la presa respectivamente. En concordancia con todo esto, la deflexión en el centro de la presa está de acuerdo con la deflexión de la viga de cortante, pero la deflexión de la superficie es más pequeña en zonas de media altura y porciones más bajas del talud que en el centro mismo de la presa. Similares resultados llegan a ser obtenidos en los ensayos de vibración de modelos hechos de material gelatinoso, los mismos que indican la expansión y contracción horizontales que se produce en el interior del cuerpo de la presa.

Pero, según los valores observados, esas curvas no van de acuerdo con los modos de deflexión de las presas actuales. Las curvas de la Fig. 4.11, indican las deflexiones de las vibraciones naturales estimadas a partir de los registros de sismos naturales en la presa Sannokai las cuales no concuerdan tampoco con los cálculos teóricos ni con los de ensayos de modelos previamente descritos. La razón de tales desacuerdos prima principalmente en la rigidez no uniforme del terraplén. Ya que las diferentes valuaciones de consolidación

dentro del cuerpo de la presa hacen que la rigidez sea mayor en la porción más baja de la presa que en la más alta, y es allí donde se confirma la diferencia en rigideces entre el corazón y el terraplén. Esto puede ser tomado en consideración en los cálculos de deflexión.

C. Tamura verificó cálculos numéricos sobre el modo de las vibraciones naturales considerando la distribución del material y el orden de trabajo de construcción de la presa, obteniendo valores que estaban de acuerdo con las medidas de los modos de vibración. Esto representa la necesidad imperante de cuidar que la reproducción de una distribución de materiales y el orden de trabajo en la etapa constructiva de una presa a partir de la optimización de un modelo matemático y sugerir como medida preventiva que la toma y registro de los resultados sean dignos de confianza.

En las consideraciones anteriores las variaciones de deflexiones de la presa a lo largo de su eje no han llegado a ser tomadas en cuenta. Por lo tanto, si una porción de presa en un valle ancho con sección transversal uniforme y continua sobre una gran extensión, se espera que la presa tenga un movimiento como el descrito anteriormente. Pero, cuando el valle es angosto, los efectos de los estribos en los flancos del valle no deben ser desatendidos. En estas condiciones, los métodos experimentales son avaluables conforme ellos sean analizados.

En el caso de la presa Sannokai, de acuerdo a un modelo en el que el terreno está conformado por material de yeso, de acuerdo a la topografía del lugar, mientras que el cuerpo de la presa está hecho de masa gelatinosa. Este modelo fué construído sobre una mesa vibratoria, aplicándosele posteriormente vibraciones

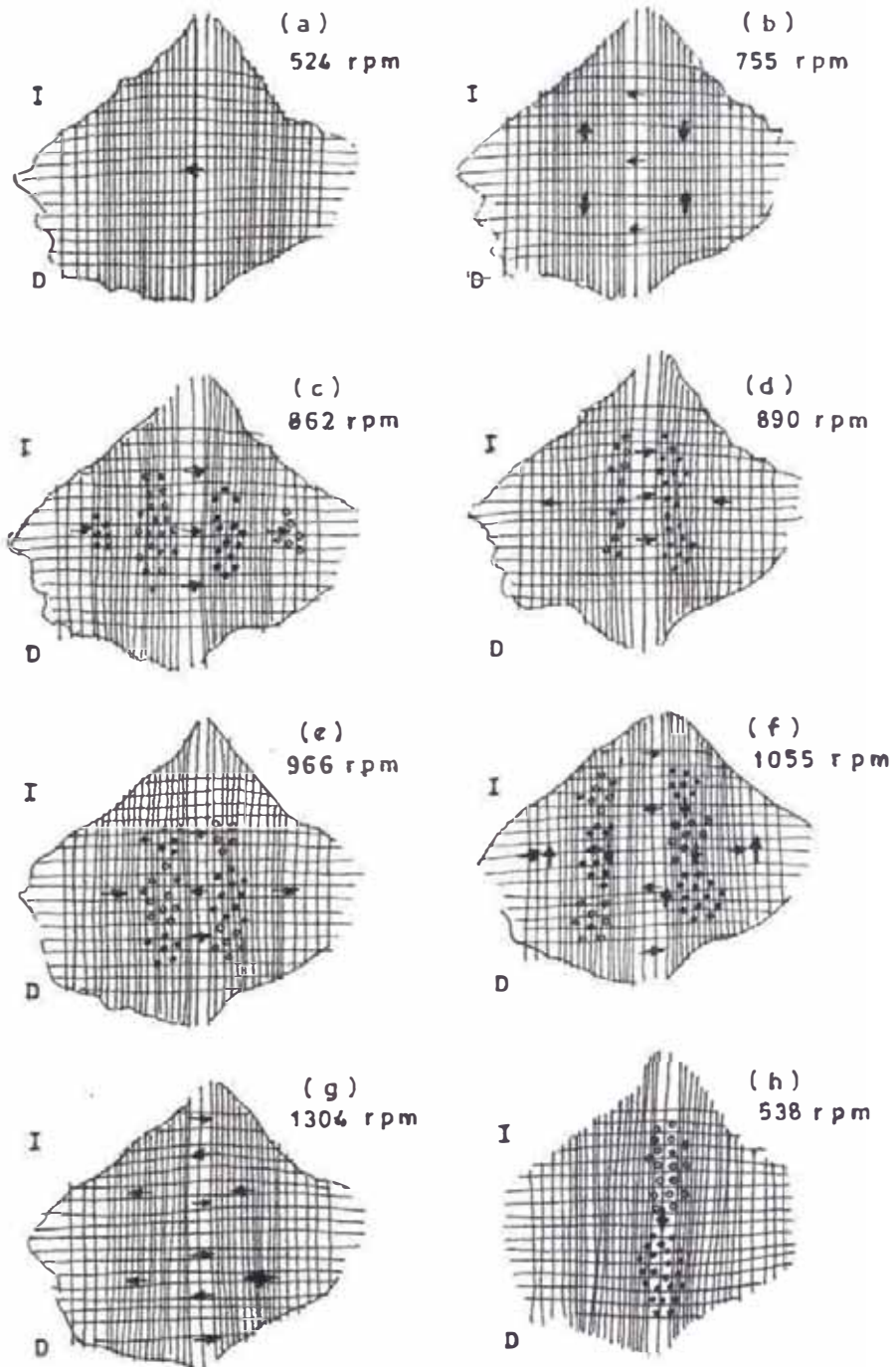
en forma de ondas sinusoidales donde la frecuencia de vibración fué gradualmente variada, y consecuentemente los modos de vibración variaron de una manera claramente discontinua. En ese instante se notó que ciertos tipos de modos de vibración muy dificultosamente llegaron a variar sus formas aún cuando se manifestaron algunas variaciones en las frecuencias. Los modos característicos de vibración que aquí aparecen deberán ser considerados como vibraciones naturales. En la Fig. 4.12 se presentan ilustrados las frecuencias y modos. La flecha en la Fig. 4.12 señala el desplazamiento horizontal en la superficie de la presa, mientras que los círculos negros indican los desplazamientos de la corriente descendente y los círculos blancos los desplazamientos de la corriente ascendente.

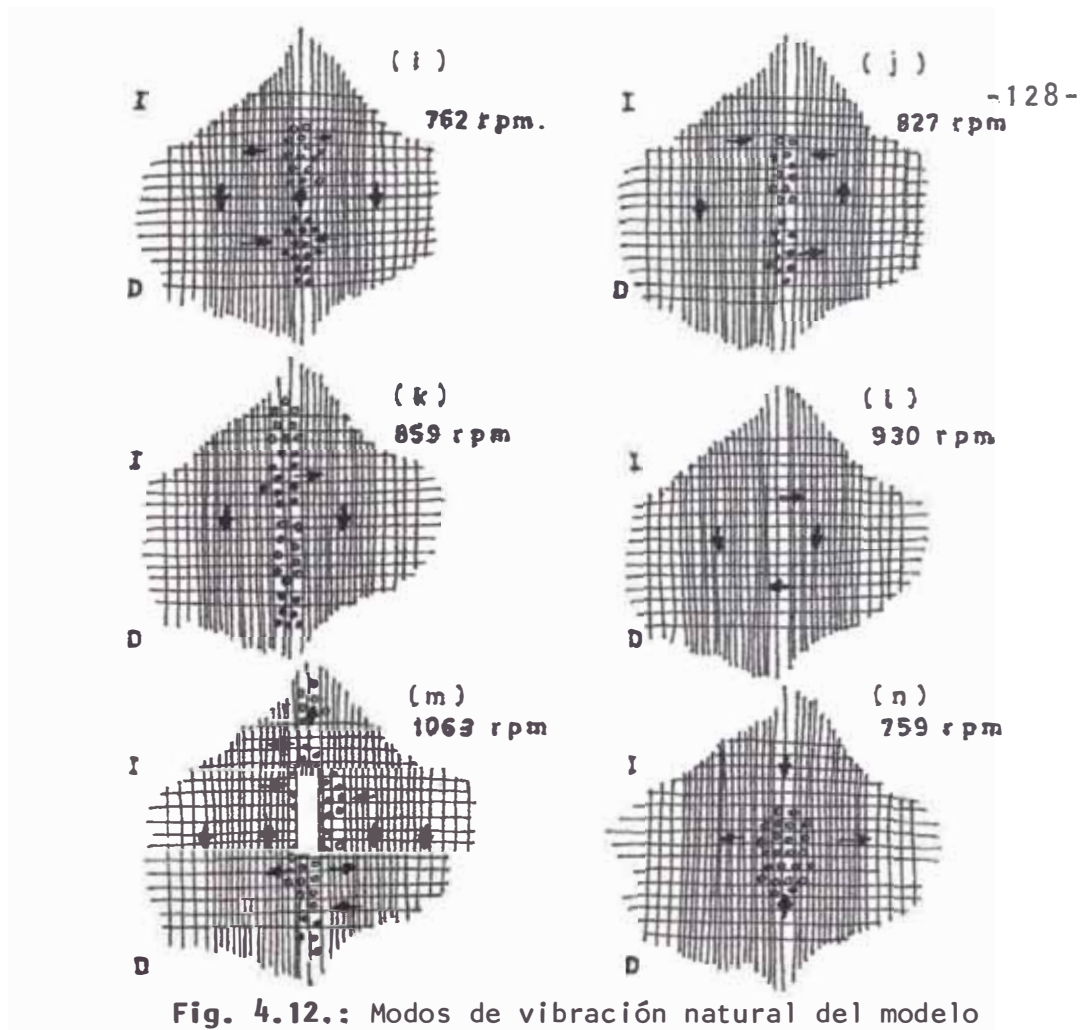
Aquí se puede notar que existe una gran variación de los períodos naturales originados por la aplicación de vibraciones horizontales, habiendo solamente una vibración natural debida a la aplicación de la vibración vertical dentro de los límites experimentales.

Conforme a esto, las vibraciones en un punto sobre la presa son más o menos en la dirección de aplicación de la vibración, pero hay vibraciones que ocurren en sentidos perpendicular a una dirección horizontal o vertical. Por lo cual se especifica que en presas actuales pueden sucederse casos en que un movimiento sísmico con dirección horizontal origine un movimiento vertical en la presa como también puede suceder en el sentido inverso, es decir, que un movimiento sísmico en la dirección vertical origine un movimiento horizontal.

Se han descubierto nuevos factores durante los ensayos de modelos que fueron anteriormente despreciados y no tomados en cuenta en los modelos bidi-

mensionales. Pero según se estableció previamente, como el modo de vibración de una presa difiere conforme a su distribución de rigidez dentro del cuerpo de la presa, es conveniente que la reproducción de los modelos y sus ensayos sean realizados con la mayor precisión como fue re posible, dando así calidad a la presa.





#### 4.2.4 Amortiguación.

Se consideran los dos siguientes factores como las principales razones para la pérdida de energía en las vibraciones de una presa de terraplenes:

- 1.- La gran área de contacto entre la presa y el suelo tolera una enorme cantidad de energía a ser disipada en el suelo durante la vibración.
- 2.- Puesto que la presa es una acumulación de materiales granulares, al ocurrir la deformación se desperdicia un monto considerable de energía debido a la fricción interna.

Para poder investigar las relacio-



nes de estos considerandos, se perfeccionaron cálculos más aproximados sobre las vibraciones de una presa:

- 1.- El suelo y la presa son cuerpos bi-dimensionales.
- 2.- La presa es una viga corta de forma triangular.
- 3.- Existe una relación viscoelástica entre los esfuerzos cortantes y las deformaciones por cortante, esto es:

$$\mathcal{T} = G\gamma + \eta \frac{\partial \gamma}{\partial t} \dots\dots\dots(4.6)$$

donde:

- $\mathcal{T}$  : esfuerzo cortante.
- $\gamma$  : deformación por cortante.
- $G$  : módulo de elasticidad por corte; y
- $\eta$  : coeficiente de cohesión.

4.- Las ondas de corte sinusoidales son propagadas verticalmente a través del suelo. Esta suposición es hecha con el objeto de simplificar los cálculos; contemplando que hay cabida para análisis adicionales que presenten mejores conveniencias bien fundadas.

5.- Los esfuerzos y desplazamientos del suelo y la presa son asumidos como continuos en el fondo de la presa.

Considerando un punto tal como "0", de coordenadas ( y, z ) fijado en el espacio, y otro punto "0" de coordenadas (  $\mathcal{E}$ ,  $\mathcal{Z}$  ) fijado en la superficie del suelo, donde los desplazamientos horizontales de la línea central de la presa a los puntos coordenados 0 y 0' son tomados como y y  $\mathcal{E}$  respectivamente. (Ver Fig. 4.13)

El movimiento de la superficie del fondo de la presa  $Y_b$  es considerado como una vibración sinusoidal con una amplitud  $U_0$  y una frecuencia circular  $p$ .

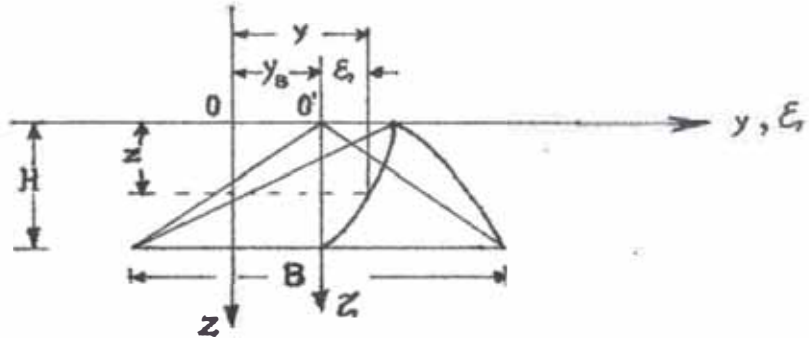


Fig. 4.13.

luego:  $Y_b = u_0 \cos pt \dots\dots\dots(4.7)$

$y = E_1 + u_0 \cos pt \dots\dots\dots(4.8)$

La relación entre el esfuerzo cortante y la deformación por cortante viene a estar dada por la expresión:

$$\tau = G \frac{\partial E_1}{\partial z} + \eta \frac{\partial^2 E_1}{\partial t \partial z} = \dots\dots\dots(4.9)$$

Por lo tanto, la ecuación del movimiento del esfuerzo de corte en una viga corta y tipo cuña es:

$$z \frac{\partial^2 E_1}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho} \frac{\partial}{\partial z} \left( z \frac{\partial E_1}{\partial z} \right) + \frac{\eta}{\rho} \frac{\partial}{\partial z} \left( z \frac{\partial^2 E_1}{\partial t \partial z} \right) = u_0 p^2 z \cos pt \quad (4.10)$$

donde  $\rho$  representa la densidad de la presa. Tomando luego  $F_i(z)$  y  $P_i$  como modo y frecuencia circular no amortiguada respectivamente, del  $i$ -ésimo orden de vibración natural, ellos vienen a ser:

$$F_i(z) = J_0 \frac{P_i z}{c} \dots\dots\dots(4.11)$$

$$p_i = \frac{c z_i}{H} \dots\dots\dots(4.12)$$

donde C es la velocidad de la onda, siendo su valor:

$$c = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \dots\dots\dots(4.13)$$

en la cual  $Z_i$  es el valor del "i-ésimo orden" en el punto cero de la función de Bessel. Por lo tanto, la relación establecida anteriormente permite una existencia entre la frecuencia circular fundamental y la frecuencia circular del i-ésimo orden:

$$p_i = \frac{z_i}{z_1} p_1 \dots\dots\dots(4.14)$$

Positivamente:

$$E = \sum_j F_j(z) Q_j(t) \quad (j = 1,2,3,\dots\dots) \dots\dots(4.15)$$

sustituyéndola en la ecuación.(4.9) se tiene:

$$\sum_j z F_j \frac{d^2 Q_j}{dt^2} + \sum_j p_j^2 z F_j Q_j + \frac{\eta}{G} \sum_j z p_j^2 F_j \frac{d Q_j}{dt} = \mu_0 p^2 z \cos pt \dots\dots(4.16)$$

Multiplicando esta ecuación por  $F_i(z)$  é integrando de 0 á H, se obtendrá la siguiente ecuación por medio de la ortogonalidad de la función normal:

$$\frac{d^2 Q_i}{dt^2} + \frac{\eta p_i^2}{G} \frac{d Q_i}{dt} + p_i^2 Q_i = \mu_i u_0 p^2 \cos pt \dots\dots\dots(4.17)$$

donde  $\mu_i$  es el coeficiente de participación, el que se obtiene de:

$$\mu_i = \frac{\int_0^H z J_0\left(\frac{p_i z}{c}\right) dz}{\int_0^H z \left\{ J_0\left(\frac{p_i z}{c}\right) \right\}^2 dz} = \frac{2}{z_i J_1(z_i)} \dots\dots\dots(4.18)$$

resolviendo la ecuación 4.17 se tiene el siguiente resultado:

$$Q_i = \frac{u_o \mu_i \left(\frac{p}{p_i}\right)^2}{\left\{1 - \left(\frac{p}{p_i}\right)^2\right\}^2 + \left(\frac{\eta p}{G}\right)^2} \left[ \left\{1 - \left(\frac{p}{p_i}\right)^2\right\} \cos pt + \frac{\eta p}{G} \operatorname{sen} pt \right] \dots\dots (4.19)$$

asumiendo luego, que una onda cortante avanza a través del suelo, verticalmente durante un sismo donde la vibración horizontal debido a él, es expresada como  $Y_e$  y que está dada por la siguiente ecuación:

$$y_e = A \cos \left\{ p \left( t + \frac{z-H}{c'} \right) - \theta \right\} + B \cos \left\{ p \left( t - \frac{z-H}{c'} \right) - \theta' \right\} \dots (4.20)$$

siendo  $p$ : la frecuencia circular de la onda del movimiento,

$c'$  : velocidad de la onda,

$A, B, \theta, \theta'$  : constantes de integración.

El primer término de esta ecuación es el movimiento de la onda ascendente y el segundo término es el movimiento de la onda descendente. Por lo que  $A$  es la amplitud del movimiento de entrada de la onda sísmica, y si no existiera la presa sobre esa superficie de terreno, la amplitud de la onda de dicha superficie libre sería aumentada al doble.

Para simplificar el problema, la amplitud del movimiento sísmico en un punto sobre la superficie del terreno a una cierta distancia de la presa es expresada como  $Y_b$  y es asumida sea igual a  $2A$ , o sea que:

$$Y_b = 2A \dots\dots\dots (4.21)$$

En esta parte, con el objeto de

simplificar los cálculos, se ha supuesto que el desplazamiento y los esfuerzos producidos en el terraplén y los producidos en el suelo son continuos en toda la superficie del suelo. Para esta suposición, las otras tres constantes arbitrarias son determinadas y por ende deducidas del siguiente par de ecuaciones:

$$\left(\frac{y_B}{u_o}\right)^2 = \left[ 1 + \alpha \sum \frac{\frac{4h_i}{z} \left(\frac{p}{p_i}\right)^2}{\left\{1 - \left(\frac{p}{p_i}\right)^2\right\}^2 + \left(2h_i \frac{p}{p_i}\right)^2} \right]^2 + \left[ \alpha \sum \frac{\frac{2}{z_i} \frac{p}{p_i} \left\{1 - \left(\frac{p}{p_i}\right)^2\right\}}{\left\{1 - \left(\frac{p}{p_i}\right)^2\right\}^2 + \left(2h_i \frac{p}{p_i}\right)^2} \right]^2 \dots (4.22)$$

$$\left(\frac{U_A}{u_o}\right)^2 = \left[ 1 + \sum \frac{\mu_i \left(\frac{p}{p_i}\right)^2 \left\{1 - \left(\frac{p}{p_i}\right)^2\right\}}{\left\{1 - \left(\frac{p}{p_i}\right)^2\right\}^2 + \left(2h_i \frac{p}{p_i}\right)^2} \right]^2 + \left[ \sum \frac{2 \mu_i h_i \left(\frac{p}{p_i}\right)^3}{\left\{1 - \left(\frac{p}{p_i}\right)^2\right\}^2 + \left(2h_i \frac{p}{p_i}\right)^2} \right]^2 \dots (4.23)$$

dando los valores de:

$\rho'$  = densidad del suelo; y

$U_A$  = amplitud del desplazamiento en la cresta de la presa.

se tendrá entonces:

$$h_i = \frac{\eta p_i}{2 G} \dots (4.24)$$

$$\alpha = \frac{\rho c}{\rho' c'} \dots (4.25)$$

En estos cálculos,  $\alpha$  es la expresión del coeficiente de amortiguamiento de la vibración de la presa debida a la disipación de energía en el interior del suelo motivando atenuación de la vibración. La atenuación será mayor cuanto más grande sea el valor de  $\alpha$ . El símbolo  $h_i$  es un coeficiente que expresa la vibración amortiguada debido a la viscosidad del material

de la presa, siendo la amortiguación convenientemente más grande conforme se vaya incrementando el valor de  $h_i$ . El sub-índice  $i$  en este caso indica que  $h_i$  expresa la amortiguación del  $i$ -ésimo orden de vibración natural. En consecuencia:

$$h_i = \frac{P_i}{P_1} h_1 = \frac{Z_i}{Z_1} h_1 \dots \dots \dots (4.26)$$

Por lo tanto,  $\beta$  es elegido como un coeficiente fundamental que representa la vibración amortiguada debido a la cohesividad de la presa y por lo cual:

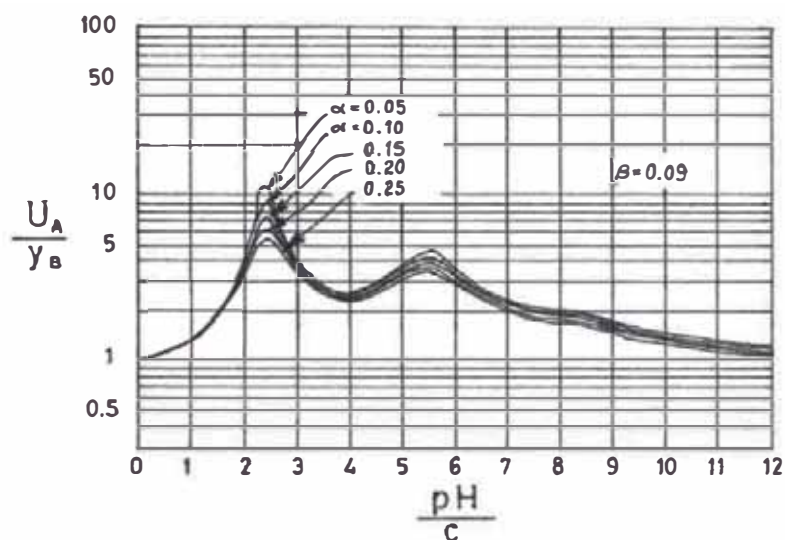
$$\left. \begin{aligned} h_i &= \frac{z_i}{z_1} \beta \\ \beta &= \frac{\eta z_1 c}{2 GH} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots (4.27)$$

Se puede visualizar en estas ecuaciones que el coeficiente de amortiguamiento  $h_i$  se hará más grande cuanto más alto sea el orden de vibración y se hará más pequeño cuanto más grande sea la altura de la presa.

Denominando a  $M$  como Factor de Magnificación de la vibración, es la relación de la vibración en la cresta dividido por el movimiento del suelo esto es,  $M = U_A / Y_B$ . Esta es la cantidad a la cual se le presta gran atención, la que está referida a  $\alpha$ ,  $\beta$  y  $pH/c$ .

Un ejemplo de esta relación es indicada en la Fig. 4.14 para el caso de  $\alpha = 0.20$ . En esta curva hay tres picos de  $M$  donde  $pH/c$  es  $Z_1$ ,  $Z_2$  ó  $Z_3$

Todos esos picos son producto de la vibración natural de la presa señalando que se tendrán valores más pequeños cuanto más altos sean el orden del pico.

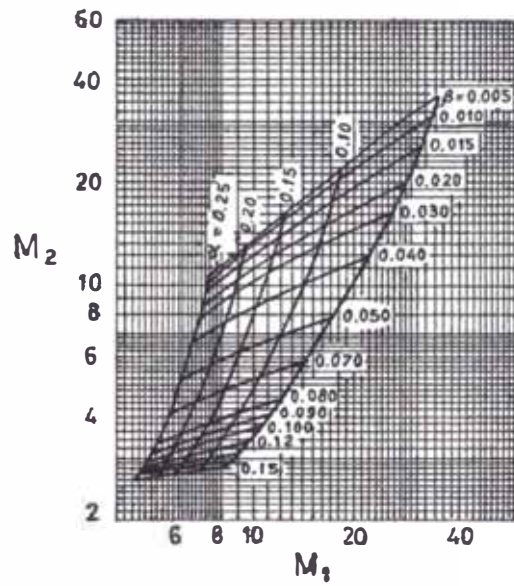


**Fig. 4.14.:** Curva de frecuencias de las respuestas de una viga de cortante en forma de cuña.

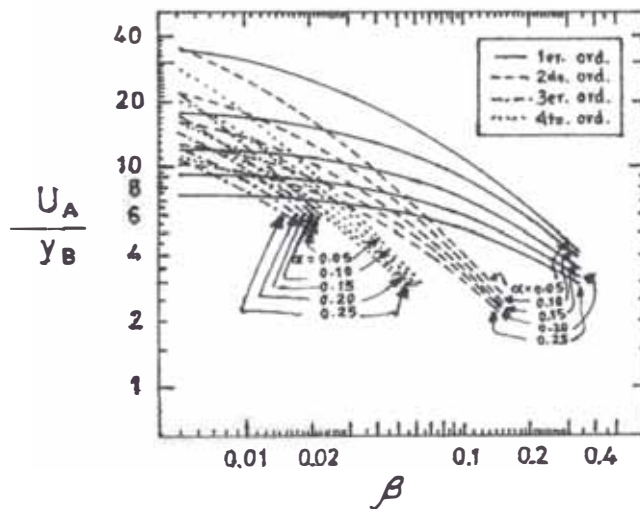
En la Fig. 4.15,  $\alpha$  y  $\beta$  para el 1er. y 2do. orden respectivamente de los valores de los picos del factor de magnificación tales como  $M_1$  y  $M_2$  que se indican, mientras que en la Fig. 4.16 son indicados los valores de los picos de  $M$  del 1er. al 4to. orden. Los valores de  $\alpha$  y  $\beta$  pueden ser determinados tomándolos de los factores de magnificación observados del 1er. y 2do. vibraciones naturales tal como los valores de  $M_1$  y  $M_2$ , mostrados en la misma Fig. 4.15.

En el caso de la presa Sannokai, con  $H = 37m.$  y  $\rho = 1.8 \text{ ton}/m^3$ , los Factores de Magnificación son determinados por medio del análisis de los registros del sismo de Niigata presentados en la Fig. 4.17, el período del 1er. orden de vibración viene a ser 0.42 seg. ( $P_1 = 15$ ) mientras que el factor de magnificación de los picos del 1er. y 2do. orden son:  $M_1 = 6.0$  y  $M_2 = 3.5$  respectivamente. Por lo cual en la ecuación 4.12 se tendrá:

$$c = \frac{p_1 H}{z_1} = \frac{15 \times 37}{2.4} = 231 \text{ m/seg.}$$



**Fig. 4.15.:** Relación entre Factores de Magnificación para Los dos primeros órdenes de vibración natural.

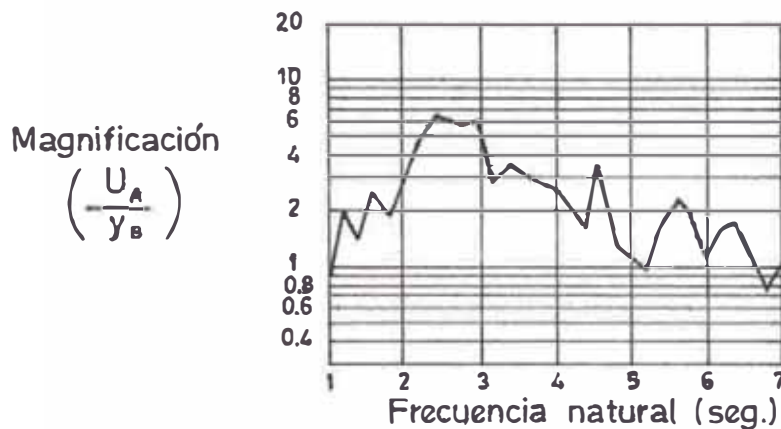


**Fig. 4.16.:** Efecto de los coeficientes de amortiguamiento sobre el factor de magnificación de una presa de tierra.

También de la ecuación 4.13 se tendrá:

$$G = \rho c^2 = \frac{1.8 \times (231)^2}{9.8} \text{ t/m}^2 = 980 \text{ kg/cm}^2$$





**Fig. 4.17.:** Espectro de Magnificación de la presa Sannokai (Terremoto de Niigata, 16-Junio-1964).

Buscando el valor de  $\alpha$  y  $\beta$  para  $M_1 = 6.0$  y  $M_2 = 3.5$ , de la Fig. 4.15 se tienen:

$$\alpha = 0.20 \quad \gamma \quad \beta = 0.09$$

y de la ecuación 4.27 tendremos:

$$\eta = \frac{2 G B}{P_1} = \frac{2 \times 980 \times 0.09}{15} = 11.8 \text{ kg} \times \text{seg}/\text{cm}^2$$

Este es el valor obtenido para una presa de tierra de 37 m. de altura. El alcance de este resultado para una presa de diferente altura puede ser calculado de la siguiente manera:

Como un ejemplo trataremos sobre una presa de 100 m. de altura. Asumiendo valores de  $C$ ,  $G$ ,  $\alpha$  y  $\eta$ , estos no variarán aunque la altura sea diferente, entonces:

$$\begin{aligned} C &= 231 \text{ m/seg.} & G &= 900 \text{ Kg/cm}^2 \\ \alpha &= 0.20 & \eta &= 11.8 \text{ Kg} \times \text{seg}/\text{cm}^2 \end{aligned}$$

luego:

$$\beta = \frac{\eta z_1 c}{2 GH} = \frac{11.8 \times 2.40 \times 23100}{2 \times 980 \times 10000} = 0.033$$

también podemos conocer el período del 1er. orden natural que es:

$$p_1 = \frac{z_1 c}{H} = \frac{2.40 \times 23100}{10000} = 5.54$$

$$T_1 = \frac{2\pi}{5.54} = 1.13 \text{ seg.}$$

igualmente los períodos naturales del 2do. 3er. y 4to. orden son:

$$T_2 = 0.50 \text{ seg.} \quad T_3 = 0.32 \text{ seg.} \quad T_4 = 0.23 \text{ seg}$$

luego de la Fig. 4.16 obtenemos los valores máximos para los anteriores de  $\alpha$  y  $\beta$  de:

$$\left(\frac{U_A}{Y_B}\right)_1 = 7.5 \quad , \quad \left(\frac{U_A}{Y_B}\right)_2 = 6.8 \quad \text{y} \quad \left(\frac{U_A}{Y_B}\right)_3 = 4.9$$

Se puede visualizar de que en una presa de tierra de 100 m. de altura, los órdenes de vibraciones más altas aparecen nítidamente en las prominencias.

Los resultados de cálculos similares hechos en conexión con registros de presas de enrocados, son mostrados en la Tabla 4.5. Para propósitos de comparación son mencionados los resultados de las presas Sannokai Yanase y Kuzuryu. De esta manera podemos comparar entre presa de tierra y de enrocado, de tal manera que la velocidad de la onda sísmica, el módulo de corte y el coeficiente de cohesión de los terraplenes son más grandes para las presas de tierra que para las de tipo enrocado.

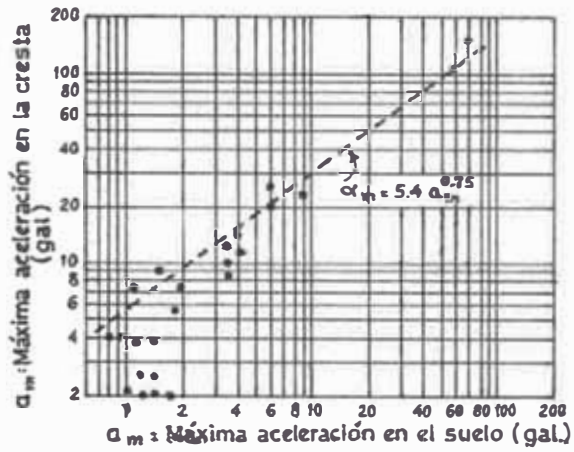
TABLA 4.5

Valores	Sannokai	Yanase	Kuzuryu
Tipo material	Tierra	Enrocado	Enrocado
altura (m)	37 m.	115	128
$T_1$ (seg.)	0.42	0.42	0.44
$c$ (m/seg)	230	720	760
$G$ (Kg/cm <sup>2</sup> )	$0.98 \times 10^3$	$10.6 \times 10^3$	$11.8 \times 10^3$
$\rho$	1.8	2.0	2.0
$\eta$	11.8	70.6	182
$M_1$ (observ.)	6.0	7.0	6.0
$M_2$ (observ.)	3.5	5.5	3.0
$\alpha$	0.20	0.22	0.18
$\beta$	0.09	0.05	0.11

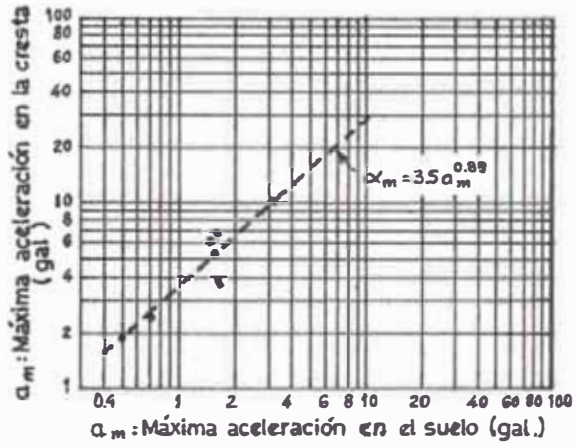
La relación de máxima aceleración en la superficie del suelo y la máxima aceleración en la cresta de la presa son de sumo interés para un problema práctico. Un ejemplo de estas observaciones hechas en una presa de tierra de 37 m. de altura es dada en la Fig. 4.18 (a). Según ella, la relación entre ambas aceleraciones máximas cuando la vibración es perpendicular al eje de la presa puede llegar a tomar valores altos siendo la intensidad baja. Pero cuando la intensidad es alta, las diferencias entre las relaciones son más o menos en relación de 2. Las Fig. 4.18 (b) y 4.18 (c) muestran comparaciones similares para vibraciones paralelas al eje de la presa y vertical a éste, asumiendo similar tendencia.

Mediciones similares de vibraciones sísmicas fueron verificadas en otra presa de tierra de 40.8 m. de altura reportándose que la relación de magnificación es alta cuando el sismo es bastante suave, o casi imperceptible, tal que en un sismo con acelera-

a) En la dirección perpendicular al eje de la presa.



b) En la dirección del eje de la presa.



c) En la dirección vertical.

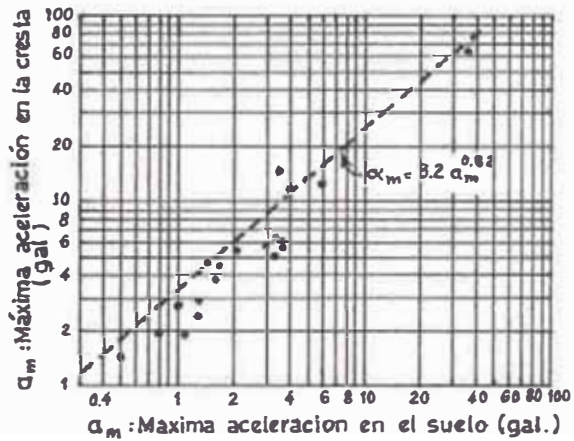


Fig. 4.18.: Relación entre las máximas aceleraciones sísmicas en la cresta y en el suelo (observaciones de la presa Sannokai).

ción máxima de 50 gal. en la cresta, le corresponderá una relación de magnificación de 1.7.

Ello corresponde para presas de tierra en la categoría de 40 m. de altura. Para presas de diferentes alturas no se tiene muy bien conocido cuantas condiciones se tomarían en cuenta, a tal punto podrían ser tantas que existirían datos no esperados en la observación, pero conociendo éstos de los cálculos anteriores, la relación de magnificación de la aceleración máxima sería casi la misma aún cuando la altura sea incrementada.

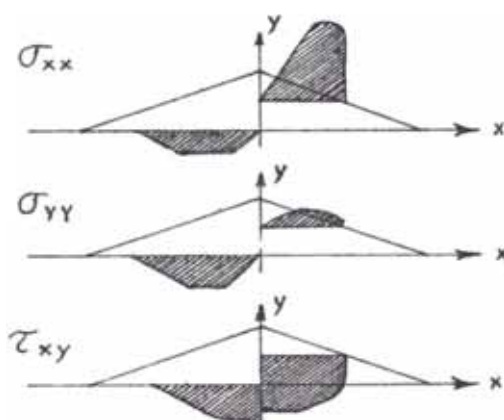
En lo que respecta a las presas de enrocados considerando el mismo problema existe muy poca información y los resultados de cálculos experimentados de relaciones de magnificación de este tipo de presas empleando el método previamente mencionado son:

- 1.- La relación entre la aceleración máxima de la cresta de la presa y la aceleración máxima de la fundación rocosa, es aproximadamente de 3 á 4 veces la altura de la presa considerada.
- 2.- La influencia de alto orden de vibración aparece marcadamente en las vibraciones de la cresta cuando la altura de la presa se ve aumentada.

Una nota válida sobre estos puntos es el caso observado en la presa Kisenyama ocurrido durante un movimiento sísmico de magnitud 6.6 y distancia epicentral de 180 Km., en el que se detectó una máxima aceleración en el pie de la presa de 96 gal mientras que la del suelo fué de 10 gal.

#### 4.2.5 Esfuerzos durante un sismo.

Se considera casi imposible el determinar con exactitud los esfuerzos de una presa de terraplenes durante un movimiento sísmico donde la complejidad de la topografía, de la forma del valle, de los materiales, de las condiciones de humedad de la presa, y otros factores más, deben de ser considerados para efectuar una determinación más exacta. Actualmente, con los progresos tenidos en el campo de la computación, ya han sido tratados estos problemas de análisis numéricos, pero debido a lo complejo de su campo presenta bastante dificultad su solución. Consecuentemente se usan modelos matemáticos abstractos y como tales, sus resultados o conclusiones no pueden ser decisivas. Sin embargo esos estudios analíticos son tomados como referencias cuando se considera en general la falla de la presa.



**Fig. 4.19.:** Distribución de esfuerzos dentro de una presa de terraplenes.

Según el modelo de la viga de cortante, los esfuerzos debidos a las vibraciones naturales de una presa se distribuyen como señala la Fig. 3.13. Es decir, los esfuerzos cortantes serán máximos en un nivel de elevación correspondiente a  $1/4$  de la altura to-

tal de la presa actuando con el 1er. orden de vibración y lo será a la elevación de  $1/3$  de la altura de la presa cuando actúe el 2do. orden de vibración. Los esfuerzos horizontales normales son descartados por esta teoría, pero en la actualidad ya no son despreciados.

La Fig. 4.19 indica la distribución de esfuerzos para el 1er. orden de vibración natural cuando se ha considerado a la presa como un cuerpo bidimensional del que se ha extraído los siguientes puntos:

- a.- Los esfuerzos cortantes a mitad de la altura de la sección transversal son más grandes que aquellos de la más baja altura de dicha sección.
- b.- Los esfuerzos normales sobre las secciones horizontal y vertical, son aproximadamente del mismo tamaño que los esfuerzos cortantes en la base.
- c.- El esfuerzo normal en la sección transversal vertical, es especialmente alto en la superficie de la porción a media altura.
- d.- Los esfuerzos cercanos al talud son mucho más grandes cuanto más aguda sea la pendiente del talud.

En algunos casos las vibraciones sísmicas son uniformes sobre el área íntegra de la fundación del terraplén, mientras que en otros casos, ellos avanzan de un lado al otro. Esto permite concebir que las vibraciones producidas son diferentes tanto en

el primer caso como en el posterior, esto fué, una materia que puntualizó S.V Medvedev. Subsecuente a ésto las ondulaciones de los sismos de El Centro y Taft se consideraron a ser tomadas como ondas progresivas, por lo que los análisis numéricos fueron hechos asumiendo el movimiento de avance de la onda en la dirección perpendicular al eje de la presa. Conforme a ello, se ha hecho evidente que las porciones donde se produjeron esfuerzos relativamente grandes fueron en la parte más baja central y en la parte de la mitad de la altura de la superficie de la presa y que el esfuerzo cortante viene a ser muy grande en la porción cerca del talud. Esos resultados merecen una atención especial.

Los esfuerzos producidos en terraplenes durante la ocurrencia de un movimiento sísmico son factores muy importantes que facilitan la solución de estabilidad sísmica de las presas. Durante los sismos, los esfuerzos debidos a cargas normales están superpuestos sobre los esfuerzos producidos por el sismo. Sin embargo los esfuerzos normales en una presa de terraplenes son cantidades estáticamente indeterminadas relacionadas a las propiedades del suelo, al proceso constructivo, presión de agua de poros y consolidación del suelo después de construído, que en realidad son dificultades que deberán ser evaluadas. En consecuencia, los cálculos son afectados proporcionándose adecuadas suposiciones para cada caso. A continuación se presenta un ejemplo de cálculo de esfuerzos realizados para determinar la estabilidad de una presa durante un sismo, considerando solamente la fuerza sísmica estática y el peso de la presa.

La presa posee un corazón central típico con taludes 2.5 para el de aguas arriba, y de 2.1 el de aguas abajo. Las suposiciones de partida fueron:



- La gravedad específica de los materiales: 1.9 para la sección del relleno o terraplén y de 2.0 en el corazón.
- Relación de Poisson de 0.20 para el terraplén y 0.35 para el corazón.

Los esfuerzos por carga muerta y por sismo para una presa de esta configuración fueron analizados independientemente para los tres casos donde la presa íntegra fué hecha con un material uniforme (expresado como E 1:1), el corazón tuvo una rigidez de 1/3 la del relleno (E 1:3) y también pasó a ser 3 veces la rigidez del relleno. Al final se tuvo que superponer estos valores.

Los esfuerzos por carga muerta fueron calculados asumiendo las propiedades del suelo y los métodos de construcción. De acuerdo a los análisis, los esfuerzos por carga muerta son casi verticales en su totalidad y serán mayores cuanto más se vaya aumentando la profundidad. Además es natural que los esfuerzos estén concentrados en las porciones más rígidas donde el corazón y el terraplén tienen diferentes rigideces. Los esfuerzos sísmicos se determinaron estáticamente por el método del coeficiente sísmico asumiendo coeficientes sísmicos horizontales.

Cuando el corazón y el terraplén tienen las mismas rigideces, los esfuerzos vienen a ser más grandes en proporción a la profundidad con la excepción de los pies de la presa es donde ellos son pequeños. En consecuencia, los esfuerzos en los taludes son más altos a media altura de ellos que en los pies. Cuan

do el corazón tiene una rigidez más baja que la del terraplén, los esfuerzos están concentrados en el terraplén y son excesivamente altos comparados con los esfuerzos cuando la rigidez es uniforme; de este modo los esfuerzos en el corazón son generalmente inferiores en las porciones centrales. Cuando la rigidez del corazón es alta, los esfuerzos están concentrados en él mismo, siendo sus valores muy altos debidos a la pequeñez de la sección transversal del corazón. De estos esfuerzos, los que están en los planos de contacto con el terraplén son grandes y además se van incrementando cuando vá bajando la elevación.

Los esfuerzos tensores son producidos dentro de una presa cuando ella se encuentra sujeta a una fuerza sísmica, pero la mayor parte de ellos quedan anulados cuando existe superposición de los esfuerzos por carga muerta sobre ellos. Sin embargo, cuando la intensidad sísmica es alta, se originarán esfuerzos tensores producidos en una parte del terraplén.

Puesto que el material del terraplén no puede resistir los esfuerzos tensores, el esfuerzo actuante será diferente de aquellos calculados por lo cual no se producirán esfuerzos tensores. Pero, dentro del área donde aparecen esfuerzos tensores en los cálculos elásticos, se ha considerado que la solidificación de los materiales se verá disminuída perjudicando la estabilidad de la presa. En razón de esto último, se considera razonable juzgar que la estabilidad de la presa será muy baja cuando el esfuerzo tensor es calculado como producido sobre un área bastante amplia. Las Figs. 4.20 y 4.21 indican los valores de esfuerzos sísmicos y esfuerzos de carga muerta para los casos de coeficientes sísmicos de 0.3 y 0.4.

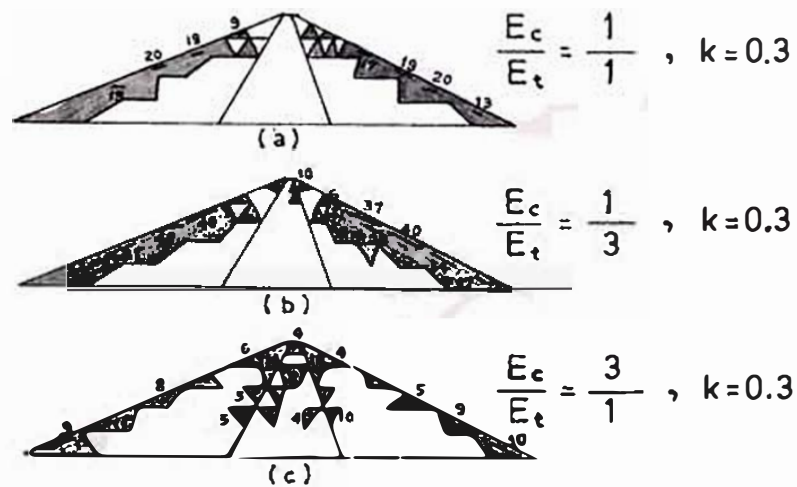


Fig. 4.20: Zona de esfuerzos tensores de una presa de terraplenes con corazón central. ( $k=0.3$ ).

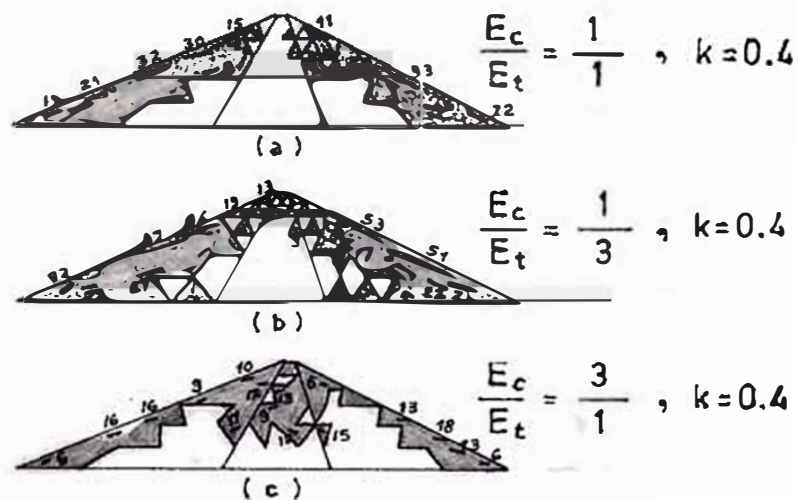


Fig. 4.21.: Zona de esfuerzos tensores de una presa de terraplenes con corazón central ( $k=0.4$ ).

Se pueden observar las siguientes características:

- 1.- Cuando  $K=0.3$ , casi no hay esfuerzos tensores en el corazón para los casos de  $E$  1:3 y  $E$  3:1; pero para  $E$  3:1 si hay presencia visible de esfuerzos tensores horizontales producidos. Cuando  $K=0.4$ , también casi no hay esfuerzos ten

sores en los casos de E 1:3 y E 1:1, pero para el caso de E 3:1 si se han producido esfuerzos tensores sobre un área bastante amplia desde la porción de la mitad de la cresta del corazón siendo los esfuerzos bastante grandes.

- 2.- Los esfuerzos tensores del cuerpo son los más grandes en las porciones de las superficies a media, altura, siendo claramente apreciables cuando  $K=0.3$ , siendo aún mucho mayores cuando  $K=0.4$ . Es interesante puntualizar que en esos casos los valores máximos de los esfuerzos tensores serán mayores cuando el talud sea de 1: 2.5 que cuando sea de 1: 2.1.

El rango de formación de estos esfuerzos tensores en una sección del cuerpo es solamente en la porción de la superficie del talud en el caso de  $K=0.3$ , pero en el caso de  $K=0.4$ , el rango es aumentado hasta la parte más grande la sección del cuerpo. Sin embargo, cuando la rigidez del corazón es alta, los esfuerzos tensores en la sección del cuerpo son reducidos considerablemente.

- 3.- Cuando hay una diferencia en rigideces entre el corazón y el cuerpo, se produce una aguda diferencia de esfuerzos en los planos de contacto de ambos materiales; en una presa actual las zonas de transición son proporcionadas para prevenir esta diferencia. Por lo tanto, las zonas de transición son importantes para la resistencia sísmica en terraplenes con corazones.

# CAPITULO V

## CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO DE PRESAS DE TIERRA.

### 5.1 CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO.

#### 5.1.1 Generalidades.

En realidad los objetivos del diseño se basan más que todo en su optimización. Tradicionalmente sin embargo, el diseño sísmico de presas, como el ingenieril en general, se ha formulado en términos de factores de seguridad mínimos o en algunos casos, de deformaciones máximas permisibles.

Con el fin de visualizar y cuantificar los valores de las cantidades que afectan a la función objetivo, pasamos a describir primeramente los criterios convencionales y luego algunas pautas sobre la cuantificación de los valores.

#### 5.1.2 Diseño contra los diversos modos de falla.

Conforme se especificó en el capítulo respectivo los diversos tipos de falla que pueden ocurrir a una presa de tierra o enrocamiento por efecto de la acción sísmica, de todos los citados solamente dos de ellos pueden ser cuantificados para análisis de presas con respecto de su diseño. Ellos son:

- Falla de conductos subterráneos, y
- Falla de la cortina a esfuerzo cortante.

Los restantes modos de falla tratan de evitarse considerándolos cualitativamente, pero en una forma somera.

### 5.1.3 Falla de Conductos Subterráneos.

El diseño sísmico de túneles y otros conductos subterráneos abarca cuatro tipos de problemas:

Esfuerzos transversales, cuyo cálculo requiere idealizar la estructura como un anillo cerrado.

Flexión y corte longitudinales, considerando la estructura como viga.

- Tensión y Compresión axiales, y
- Aspectos referentes a conexiones del túnel o tubo con otros túneles o tubos, con lumbreras, torres de toma y otras instalaciones.

Raras veces se verá el diseño gobernado por esfuerzos transversales de origen sísmico. Existe una posible salvedad a esta aseveración en túneles que poseen una gran rigidez longitudinal en relación con el suelo que los rodea. Si pueden estimarse los esfuerzos de contacto, probablemente baste para fines de diseño con un análisis estático del túnel idealizado como anillo aún en estos casos.

Para el cálculo de esfuerzos debidos a flexión del tubo considerado como una viga, se desprejará su interacción con la perturbación sísmica y se supondrá que ésta consiste en una onda plana de cortante que viaja en la dirección del eje del tubo. De acuerdo con el subcapítulo 3.1.3 se puede escribir:

$$\frac{\partial x_2}{\partial x_1^2} = \frac{1}{v_s^2} \frac{\partial^2 x_2}{\partial t^2} \dots\dots\dots(5.1)$$

donde  $x_1$  es una coordenada coincidente con el eje del tubo,  $x_2$  el desplazamiento del terreno en una dirección  $x_2$  perpendicular a  $x_1$ ,  $v_s$  la velocidad de las ondas transversales, y  $t$  el tiempo. Se admite que las ondas en cuestión corresponden exclusivamente a movimiento en la dirección  $x_2$ .

De la ecuación 5.1 se concluye que la curvatura máxima que experimenta el tubo está dada por:

$$\max_t \left| \frac{\partial x_2}{\partial x_1} \right| = \frac{a_2}{v_s^2} \dots\dots\dots(5.2)$$

donde  $a_2$  es la aceleración máxima del terreno en dirección normal al eje del tubo.

La validez de la ecuación 5.2 se ha confirmado con observaciones de campo (Sakurai y Takahashi, 1969).

Para el cálculo de la interacción tubo - suelo puede obtenerse una solución bajo la hipótesis de que ambos se comportan linealmente si se sustituye el suelo por un medio discretizado (Véase el modelo descrito por Ang y Rainer (1964), y que es aplicable a problemas de esta índole)

En adición, se supondría la variación de los desplazamientos transversales que experimentaría el suelo si el tubo estuviera ausente, ya fuese con base en registros de temblores o idealizándolo de una manera sencilla, por ejemplo como una onda senoidal con aceleración máxima igual a  $a_2$ . El cálculo de la solución requiere del uso de una computadora de gran capacidad.

Puede también aproximarse bur-

damente la solución mediante un análisis estático en que se sustituye el suelo por un conjunto de resortes independientes, haciendo uso del concepto de coeficiente de reacción del terreno (Terzaghi, 1955). Los coeficientes de reacción son función del módulo de elasticidad del suelo (Terzaghi, 1955), el cual puede estimarse a partir de estudios realizados en relación con pilotes (Penzien, 1970).

Puede llevarse a cabo un análisis semejante para el cálculo de las deformaciones longitudinales del revestimiento de un túnel, sustituyendo las ondas transversales por ondas longitudinales y las presiones de contacto por esfuerzos cortantes en la interfase con el suelo.

A partir de las curvaturas es inmediato el cálculo de los esfuerzos por flexión, y de esfuerzos axiales a partir de las deformaciones axiales. Desde luego, el análisis se lleva a cabo partiendo de dimensiones supuestas de la estructura y de un temblor o familia de temblores de diseño. En general, vale la pena examinar los efectos de ondas que inciden oblicuamente respecto al eje del tubo, pues puede causar esfuerzos mayores que las que viajan paralelamente a él. Una vez calculados los momentos flexionantes y las fuerzas axiales o los esfuerzos resultantes de su combinación, procede la decisión relativa a la aceptación de la sección supuesta, al diseño de su esfuerzo o a su revisión.

Una de las hipótesis más debatibles del proceso de diseño descrito es la referente a que las ondas sísmicas son planas.

Principalmente debido a irregularidades topográficas y geológicas, y a las de la corti



na misma, los movimientos sísmicos suelen ser mucho más complejos. El análisis de sus efectos en obras como las que aquí interesan puede llevarse a cabo de manera más confiable ensayando modelos a escala reducida en mesa vibratoria (Bustamante, 1965b).

El flujo de agua a través de conductos puede modificar apreciablemente sus características de oscilación, según se colige de un estudio sobre vibraciones inducidas por viento en tuberías (Housner, 1952).

El deslizamiento relativo entre masas de roca a ambos lados de una falla geológica puede causar en los conductos subterráneos esfuerzos muy superiores a los que producen las vibraciones del terreno. Aparentemente la única solución viable, cuando son de preverse estos fenómenos, consiste en dotar al conducto de un tramo de transición a uno o ambos lados de la falla, diseñando dicho tramo de manera que permita los movimientos aludidos sin sufrir daños de consideración y, también que sea fácil repararlo. El orden de magnitud de los deslizamientos que son de esperar puede estimarse a partir de la información que se presenta en el subcapítulo 6.5 y en el trabajo de Brune (1968). Tratándose de deslizamientos graduales (creep), no asociados a sismos, su medición local suministra la información requerida para fines de diseño.

Una vez conocida o estimada la esperanza del deslizamiento por unidad de tiempo, ha de elegirse una vida útil del conducto a fin de prever los movimientos en cuestión y un margen de seguridad adecuado.

#### 5.1.4 Estabilidad de la cortina ante esfuerzos cortantes

De acuerdo con los criterios convencionales de diseño, las fuerzas de inercia que obran en la cortina se obtienen suponiendo aceleraciones horizontales uniformes o crecientes con la altura (Ver 3.2). Dichas fuerzas se combinan con las gravitacionales y con la presión hidrodinámica (Ver 2.2), que se supone aplicada en el talud de aguas arriba, y se lleva a cabo un análisis estático bidimensional de la cortina por cualquiera de los métodos que se estimen adecuados para análisis por fuerzas gravitacionales. El tratamiento de las presiones de poro es discutido en 2.1.1. Para tomar en cuenta el agua que llena los poros de la tierra o del enrocamiento entre el corazón impermeable y el talud de aguas arriba, se la considera sujeta a las mismas aceleraciones que la cortina y adicionando sus fuerzas de inercia a las de ésta.

Cuando así se procede, suele darse por satisfactorio un diseño para el que el factor de seguridad no es inferior a 1.3.

Si dicho factor resulta menor de 1.3 se rediseña la cortina. También se rediseña si el factor de seguridad resulta mucho mayor que esta cifra y se satisfacen muy ampliamente los demás requisitos de diseño. Este valor es aparentemente muy bajo a la luz de las drásticas simplificaciones que se incorporan en el análisis y de las grandes incertidumbres que se tienen respecto a la perturbación y a la respuesta de la estructura. Se acepta sin embargo, atendiendo a que los principales errores que se introducen yacen del lado de la seguridad.

Cuando la forma de la boquilla

indica que el análisis bidimensional es demasiado conservador (como sucede cuando la porción inferior de la boquilla se asemeja a una "V" muy pronunciada), se acude a veces a un análisis estático tridimensional aproximado como el descrito por Sherard (1963). Se pide entonces un factor de seguridad 25 á 50 por ciento más elevado que para el análisis bidimensional correspondiente a la sección máxima.

Una variante de los procedimientos que anteceden consiste en cuantificar las aceleraciones sísmicas a partir de un análisis basado en la hipótesis de comportamiento elástico lineal de la cortina, por ejemplo empleando análisis modal.

Cuando los efectos tridimensionales pueden ser muy importantes es aconsejable complementar los estudios analíticos con otros en modelos físicos, con las técnicas más adecuadas en ellos.

#### 5.1.5 Pérdida de borde libre.

La hipótesis de comportamiento rígido-plástico de la cortina permite calcular con relativa sencillez el descenso de la corona ante un movimiento especificado del terreno, sea que las superficies de falla ó deslizamiento se idealicen como planos o como superficies cilíndricas o que se limite el cálculo al movimiento que describe un cuerpo rígido sobre un plano inclinado. Incluso puede obtenerse una aproximación a la pérdida que se desea calcular, al menos para diseños preliminares, acudiendo a la ecuación (Newmark y Rosenbluth, 1971).

$$D = \frac{2v^2}{A} \left(1 - \frac{A}{a}\right)^2 \dots\dots\dots (5.3)$$

donde  $a$  y  $v$  son la aceleración y velocidad máximas del suelo durante el sismo respectivamente,  $A$  es la aceleración de fluencia del talud, y  $D$  es el desplazamiento relativo máximo del talud de la presa. Así, si se elige una familia de temblores de diseño y una permisible pérdida de borde libre, se tienen bases para decidir si un diseño propuesto es admisible.

Se yerra del lado de la inseguridad si se supone que el movimiento sísmico sólo tiene lugar en la dirección horizontal transversal a la cortina. La componente vertical de los temblores tiene aceleraciones que son, en general, poco menores que las horizontales y excepcionalmente pueden sobrepasarlas (Newmark y Rosenblueth, 1971). En consecuencia, es más realista suponer que el movimiento sísmico ocurre paralelamente a uno de los taludes. Entonces  $A$  en la ecuación 5.3 se convierte en la aceleración que es necesario aplicar paralelamente al talud para provocar la falla de la cortina, es decir:

$$A = g(\cos \alpha \tan \phi - \text{sen} \alpha) = g(F_s - 1) \text{sen} \alpha$$

donde:

- $g$  = aceleración de la gravedad
- $\alpha$  = ángulo del talud
- $\phi$  = ángulo de fricción interna del material
- $F_s$  = factor de seguridad ante la acción de fuerzas gravitacionales.

El desplazamiento relativo máximo,  $D$ , que suministra la ecuación 5.3, se mide entonces a lo largo del talud en cuestión. Debe analizarse para ambos taludes de la cortina y enseguida sumar los efectos; con la hipótesis de que los movimientos relativos

entre las cuñas y el cuerpo de la cortina son independientes según los dos taludes, se introduce un error que probablemente no sea excesivo en la práctica.

La elección de temblores de diseño es otro punto que debe discutirse adecuadamente. Baste anotar que el tipo de daño que aquí se trata es reparable mientras no haya conducido a una falla de grandes proporciones porque el agua almacenada hubiera sobrepasado la corona y arrastrado el material de aguas abajo de la cortina, pero que la reparación previa a un segundo temblor intenso sólo es posible si éste no ocurre demasiado pronto después del primero. Al respecto, importa tener en cuenta la naturaleza no estrictamente poissoniana de ocurrencia de temblores: después de un sismo intenso aumenta en forma marcada la sismicidad local.

El procedimiento descrito omite consideraciones sobre el descenso de la corona causado por reducción volumétrica del material constitutivo de la cortina durante un sismo. En realidad el fenómeno obedece a reacomodo y rotura de granos y es tanto más pronunciado cuanto más grandes son los granos. De hecho, si el tamaño máximo de las partículas es de pocas pulgadas, su resistencia individual no es excepcionalmente pequeña y el estado en que se halla en la cortina es razonablemente compacto, bien puede desprejarse la reducción volumétrica por sismo. Dado que la práctica actual tiene precisamente a producir condiciones como las descritas, el fenómeno puede desprejarse.

Los estudios analíticos de la pérdida de borde libre también pueden complementarse con modelos físicos que, si son de material deleznable, incluyen la componente debida a cambio volumétrico por rotura de granos.

Al fijar la magnitud total del borde libre de una presa de tierra y enrocamiento han de tenerse en cuenta el oleaje por viento, los asentamientos progresivos de la cortina, la pérdida de altura por deslizamientos o por rodamiento de partículas del enrocamiento y el oleaje generado por sismos. Para presas localizadas en zonas de alta sismicidad y dadas las incertidumbres actuales en la cuantificación de los dos últimos factores, éstos tienden a dominar la magnitud del borde libre, que generalmente se fija basándose en criterio ingenieril.

Tal tendencia es evidente, por ejemplo, en las presas construídas en la zona de más alta sismicidad de México, y cuyos bordes libres, de 3 á 8.6 m. son varias veces mayores que la máxima altura del oleaje esperado por viento.

### **5.1.6 Influencia de los diversos modos de falla en el diseño.**

#### **5.1.6.1 Diseño contra Desbordamiento.**

- a) El desbordamiento en una presa puede ser efecto de una avenida sin precedentes, o por oleaje producido por el viento o sismo, como también influyen los agrietamientos transversales y asentamientos de la corona por deformación del terraplén y cimentación.
- b) Para calcular la altura de una presa, se utiliza la avenida de diseño más conveniente a fin de obtener una solución económica, balanceando la capacidad del vertedor y la de regulación del vaso variando la altura de la cortina.
- c) Siendo la altura del borde libre la distancia vertical entre el punto más bajo de la corona y el nivel

del embalse cuando el vertedor trabaja a su capacidad de diseño, debe tomarse en cuenta la suma de las siguientes elevaciones

Elevación del embalse producida por el viento (olas).

Asentamiento máximo de la corona.

- Altura adicional para cubrir posibles errores en las estimaciones hidrológicas y la profundidad del agrietamiento transversal de la corona por secado, por asentamientos diferenciales o por sismo.

#### 5.1.6.2 Diseño contra Flujo Incontrolado.

El flujo de agua puede tener efecto nocivo en su paso por la cimentación o cortina, provocando tubificación, reblandecimiento o subpresión excesiva.

a) Permeabilidad del Vaso.- El agua del almacenamiento puede fugarse a través de conexiones permeables del vaso en el exterior, las que pueden ser:

- Fracturas abiertas o rellenas de material permeable entre formaciones geológicas diversas.
- Formaciones cavernosas o permeables.
- Conductos de disolución: rocas como el yeso que son rápidamente atacadas por el agua, particularmente si ésta tiene alto contenido de bióxido de carbono.

En este caso se recomienda estudiar concienzudamente los detalles geológicos regionales y locales concernientes a descubrir probables conexiones

permeables. Todos los detalles geológicos que pueden originar fugas de agua en el vaso, sean fracturas, contactos, carsticidad, se encuentran cubiertos por material intemperizado siendo difícilmente identificados en forma correcta en un levantamiento geológico superficial, pudiendo la carga del agua embalsada arrastrar progresivamente esos mantos superficiales y abrir finalmente vías francas para la fuga incontrolada del agua.

b) Tubificación.- En un medio poroso el agua ejerce sobre las partículas, una fuerza por unidad de volumen ( $J$ ) igual al producto de la gradiente ( $i$ ) por el peso volumétrico del agua ( $\gamma_w$ ):

$$J = i \gamma_w$$

En el caso de una presa la zona crítica de falla se presentará en el pie del talud aguas abajo. En esta zona el flujo ejerce una presión hidrodinámica en exceso de la hidrostática que empuja al suelo sumergido. Cuando esta presión se hace igual al peso sumergido, comienza el fenómeno de erosión interna, provocando un aumento de la velocidad y del gradiente originando erosión regresiva lo que favorece la aparición de ductos haciendo fallar la cimentación. Igual suceso podría acaecer en la cortina.

Para evitar el riesgo de tubificación, se compara el gradiente de salida de una red de flujo de la presa con el gradiente hidráulico crítico ( $i_{cr} = 1$ ) Optando al factor de Seguridad contra tubificación:

$$F.S._{tub.} = \frac{i_{cr}}{i} = \frac{1}{i}$$



En los materiales, la propiedad del Índice de Plasticidad (IP) nos indica las cualidades resistentes a la tubificación, así:

- arcillas de alta plasticidad, con  $IP > 15$  ofrecen buena resistencia contra el arrastre por la filtración.
- materiales de  $IP < 6$ , son los menos satisfactorios.

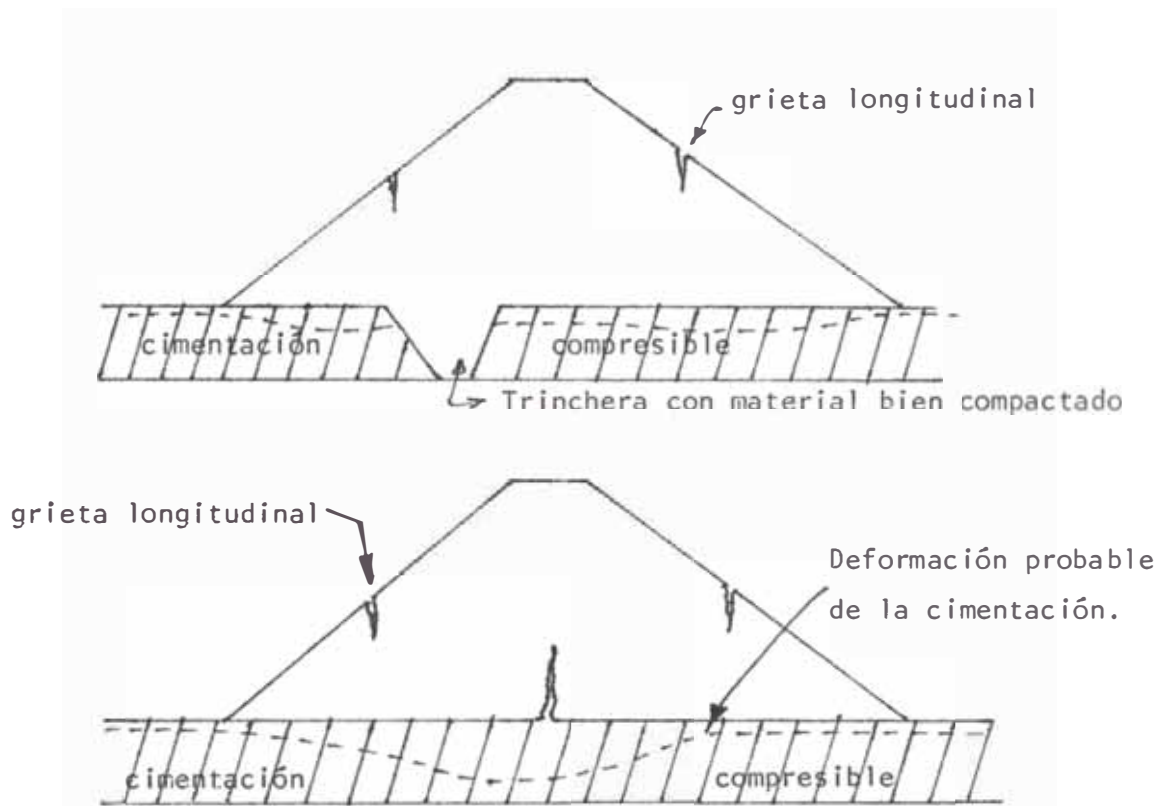
La colocación de filtros en la cortina y pozos de alivio (en estratos permeables) aguas abajo, contrarrestan la presión de poro originado por el flujo.

c) Agrietamiento de la Cortina.- La erosión interna de los materiales de una cortina es iniciada en este caso por la apertura de vías directas para el agua a través del núcleo producidas por agrietamientos, los que pueden deberse a fenómenos que provoquen tensión en las zonas impermeables tales como:

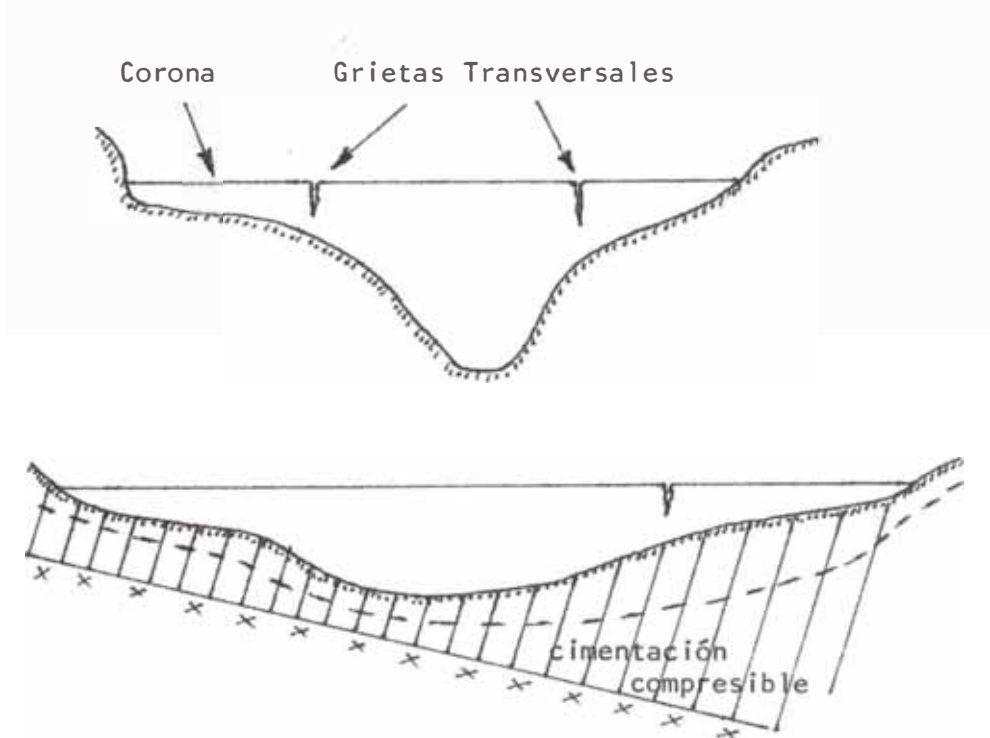
c.1- Asentamientos diferenciales de la cortina, produciéndose Grietas Longitudinales (Ver Fig. 5.1) y Grietas Transversales.

De las grietas, las Transversales son las más peligrosas y ocurren cuando los estratos compresibles de la cimentación o las zonas impermeables del dique presentan, a lo largo del eje de la cortina, bruscos cambios de compresibilidad o de dimensiones. También una boquilla angosta (Ver Fig. 5.2) que presenta fuertes cambios de pendiente en los empotramientos, originará asentamientos diferenciales del corazón impermeable, que a su vez generarán tensiones en zonas próximas a la coro

na localizadas encima de los cambios de pendiente pronunciadas.



**Fig. 5.1** Grietas Longitudinales.

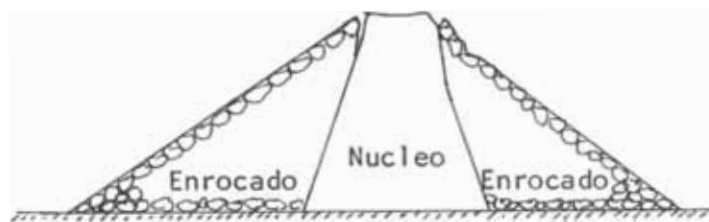


**Fig. 5.2** Grietas Transversales.

El riesgo de agrietamiento transversal y la probabilidad de que dado éste, la erosión ponga en peligro la integridad de la cortina, aumentan al disminuir el espesor del corazón impermeable. Es acceptable un corazón impermeable que tenga un espesor que represente el 15% a 20% de la carga de agua, siempre que no existan grandes asentamientos.

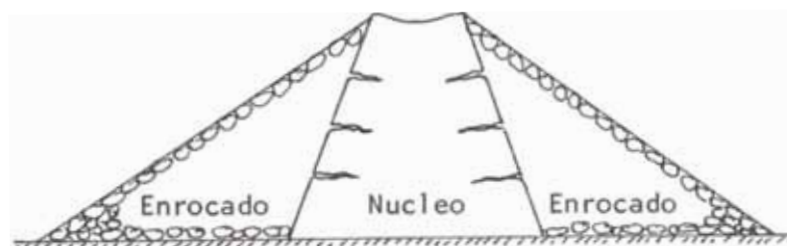
C.2- Diferencias de compresibilidad de una Sección Compuesta.

- Caso Enrocamiento más compresible que el núcleo (Fig. 5.3)



**Fig. 5.3.**

- Caso Núcleo más compresible que el enrocado (Fig. 5.4)



**Fig. 5.4.**

Aquí se forman grietas horizontales debido al arqueamiento inducido por el desarrollo de esfuerzos cortantes en el contacto con los enrocamientos.

C.3) Cortinas de Núcleo Delgado.

- Las deflexiones provocadas por los movimientos sísmicos de gran intensidad pueden producir grietas transversales en la porción alta del corazón, particularmente cerca de los empotramientos, como también el desfase de las oscilaciones de la cresta y de la boquilla.
- Un corazón de presa con zonas de materiales de filtro a ambos lados, es la solución para prevenir que el flujo de agua penetre a través de la grieta sellándola en la zona aguas arriba, impidiendo el arrastre de partículas del núcleo hacia aguas abajo.
- Por ello un filtro debe cumplir dos condiciones:
  - Permeabilidad y
  - Capacidad de Retención.

d) Conductos Enterrados.- Por lo general son obras de toma que conducidas a través de un terraplén o de una cimentación deformable, presentan los siguientes riesgos:

- d.1) Fugas a través de juntas y fisuras, con sus consecuencias en las propiedades de los suelos que las reciben.
- d.2) Fallas estructurales del ducto por incompatibilidad a deformación con el medio en que yace o por excesiva presión de contacto con el mismo.

- d.3) Vías para el agua entre el ducto y el terreno, favorecidas por la compactación deficiente y por la incompatibilidad a deformación.

#### 5.1.6.3 Diseño contra Deslizamientos.

En el terraplén de una presa y/o cimentación, el deslizamiento se origina cuando el valor medio de los esfuerzos cortantes actuantes iguala a los esfuerzos cortantes resistentes disponibles. Este deslizamiento se manifiesta desde una distorsión de los taludes hasta un desplazamiento masivo de la cortina.

El diseño contra deslizamientos tiene por objeto la optimización de la inclinación de los taludes para evitar posibles daños cuando se tengan valores altos de la pendiente y costos iniciales excesivos de la presa por pequeñas inclinaciones.

- Existen dos métodos de Diseño:

a) METODO DE ANALISIS NUMERICO:

Comprende el cálculo de esfuerzos y deformaciones en todo el terraplén y su cimentación, mediante solución numérica de las ecuaciones de la mecánica de medios continuos. Generalmente se basa en la técnica de elementos finitos. Su limitación radica en la dificultad para definir las relaciones esfuerzo-deformación de los materiales involucrados.

b) METODO DE ANALISIS LIMITE: comprende

- Elección de mecanismos de falla cinemáticamente admisibles.
- Estimación de las resistencias del suelo a lo largo de superficies de deslizamiento supuestas y el cálculo de los esfuerzos de corte actuantes en las mis

mas superficies.

- La estabilidad de una presa pasa por cuatro estados críticos en los cuales debe verificarse que el diseño contra deslizamientos es adecuado.
- La estabilidad al final de la construcción, debe ser considerada tal que a medida que se incrementa la altura de la presa se tiene un incremento respectivo de la resistencia del suelo y de la presión de poros originado por la velocidad de avance de la construcción y saturación del suelo. Al final de la construcción, el factor de seguridad es tanto menor cuanto mayor haya sido el grado de saturación del suelo compactado y cuanto menor haya sido la rapidez de disipación de la presión de poro en las zonas críticas.

La estabilidad en este caso se analiza en terrenos de esfuerzos totales, con la resistencia consolidada no drenada  $c_u$ , o en términos de esfuerzos efectivos con las presiones de poro resultantes de mediciones en la propia cortina.

- La estabilidad a Largo Plazo y con Presa llena, indica que al llenarse, los esfuerzos actuantes en la cortina aumentan y el desarrollo del flujo de agua origina un aumento de la presión hidrodinámica que se hace máxima en la zona próxima a la base de la cortina. Se trabajará con esfuerzos efectivos a partir de la resistencia consolidada-drenada "L".
- La estabilidad durante Vaciado Rápido, indica que después de cierto tiempo de operación de la presa, la cortina ha sido infiltrada y ha alcanzado condiciones de flujo establecido hacia aguas abajo. Si en esas condiciones ocurriera un descenso rápido del

nivel del embalse, el talud de aguas arriba será sometido a un aumento de las fuerzas que tienden a producir estabilidad (principalmente por la desaparición del empuje del agua en una porción del paramento mojado) y, en ciertos casos, a incrementos de presión de poro en las zonas impermeables de la cortina. Así el factor de seguridad del talud de aguas arriba presenta un valor mínimo durante el vaciado rápido.

El análisis puede efectuarse con esfuerzos efectivos con cálculo de "u" en la red de flujo, o bien con esfuerzos totales determinando la resistencia del suelo por medio de ensayos consolidados-no drenados cu.

- La estabilidad bajo Excitación Sísmica específica que durante un sismo, a las fuerzas actuantes permanentes se suman las fuerzas de inercia alternantes debidas a la respuesta dinámica de la cortina. Esta variación de esfuerzos a su vez induce cambios de presión de poro y de resistencia en los suelos haciendo que el factor de seguridad tenga variaciones transitorias en uno y otro sentido. Debido a que el período de vibración del sistema, durante el cual disminuye el factor de seguridad, es muy pequeño, mucho menos que el necesario para dar lugar a un deslizamiento como los que ocurren bajo carga sostenida, puede alcanzar transitoriamente valores aún menores que la unidad sin que necesariamente resulte una falla por cortante. De esta manera el concepto convencional de factor de seguridad pierde su significado en este caso y el diseño contra deslizamiento bajo sismo debe hacerse en términos de las distorsiones de la cortina, resultantes de la acumulación de pequeños desplazamientos en cada ciclo de

fuerzas inerciales.

#### 5.1.6.4 Diseño contra erosión de Taludes.

Los procedimientos más conocidos para la protección del talud aguas arriba son:

- a) chapa de enrocamiento sobre un filtro de dimensiones y características adecuadas.
- b) Pavimento de concreto sobre un filtro de arena bien graduada.
- c) Mezclas asfálticas o suelo-cemento.

Las fallas por lavado de los filtros son los más peligrosos porque pueden permanecer ocultos mucho tiempo, durante el cual el fenómeno de erosión irá progresando. La única manera de evitar este daño en caso de enrocamiento es diseñar el sistema con el criterio de filtros graduados.

- Para la defensa del talud aguas abajo de la presa se emplean:

- a) chapa de enrocamiento
- b) césped

Combinados con un sistema de drenaje superficial que impida la concentración de grandes caudales de agua pluvial.

- Ventajas del Enrocado.

- Proporciona gran flexibilidad, absorbiendo las más severas condiciones de deformación del terraplén.
- Permeabilidad ya que elimina problemas de subpresión
- Resistente al oleaje.



Es de fácil reparación.

- Proporciona rugosidad lo que reduce la altura de rodamiento de las olas sobre el talud, reduciendo en la misma medida los requisitos de bordo libre.

### 5.1.7 Elección convencional de los temblores de diseño.

Cuando el diseño sísmico se basa en un análisis estático incluyendo una fuerza horizontal en la evaluación de la estabilidad, la elección del temblor de diseño equivale a la del coeficiente sísmico. Por motivos de congruencia dicho coeficiente debería ser tal que usado estáticamente produjera en la presa los mismos efectos (deformaciones) que las fuerzas dinámicas inducidas por el sismo; pero esta definición no es operacional, pues no permite determinar la relación entre las características del temblor y el coeficiente sísmico. De ella sólo se concluye que la fuerza estática equivalente debe ser mucho menor que la máxima fuerza de inercia desarrollada en la cortina durante el sismo, en vista de que esta última cambia rápidamente de sentido.

Dado que la relación entre la aceleración que se supone actuando estáticamente y las del terreno es muy indirecta, en la práctica las primeras se eligen con base en la costumbre, la intuición del ingeniero y lo que es usual para diseñar estructuras de otro tipo. Así lo más común en E.E.U.U. y en Méjico es usar un coeficiente sísmico constante con la altura, entre 0.05 y 0.15, dependiendo de la sismicidad y de las condiciones de cimentación del sitio, en tanto que las normas japonesas establecen para dicho coeficiente valores entre 0.12 y 0.25, atendiendo a los dos factores anteriores y a los posibles efectos que una falla de la presa causaría aguas abajo, y permiten para la condición de presa vacía (Japan Society of Civil Engineers, 1960),

Las normas soviéticas (Earthquake Engineering Research Institute, 1960) especifican coeficientes sísmicos variables con la altura dados por la fórmula

$$k = k' \left( 1 + 0.5 \frac{h}{h_0} \right)$$

donde

$k'$  = coeficiente que varía de 0.025 a 0.10, según sea la sismicidad del sitio y la importancia de la presa.

$h_0$  = elevación del centro de gravedad de la cortina sobre la cimentación.

$h$  = elevación donde se evalúa  $K$ .

Quando se adopta el anterior en foque empírico, tan importante como la especificación del coeficiente sísmico es la del método de análisis de estabilidad que se use, pues de uno a otro de los procedimientos de análisis más comunes pueden resultar diferencias equivalentes a la inclusión o exclusión de fuerzas de inercia horizontales correspondientes a un coeficiente sísmico entre 0.05 y 0.10.

Quando se acude al análisis modal se eligen espectros de diseño semejantes a los usados para diseño de edificios. Por último, cuando se prefiere recurrir a un temblor de diseño especificado por su acelerograma, es usual emplear el registro de algún temblor histórico apropiadamente modificado. Estos dos enfoques se ilustrarán con el siguiente ejemplo desarrollado por Cornell (1969).

Sea un sitio en terreno duro, localizado como se indica en la Fig. 5.5 con respecto a

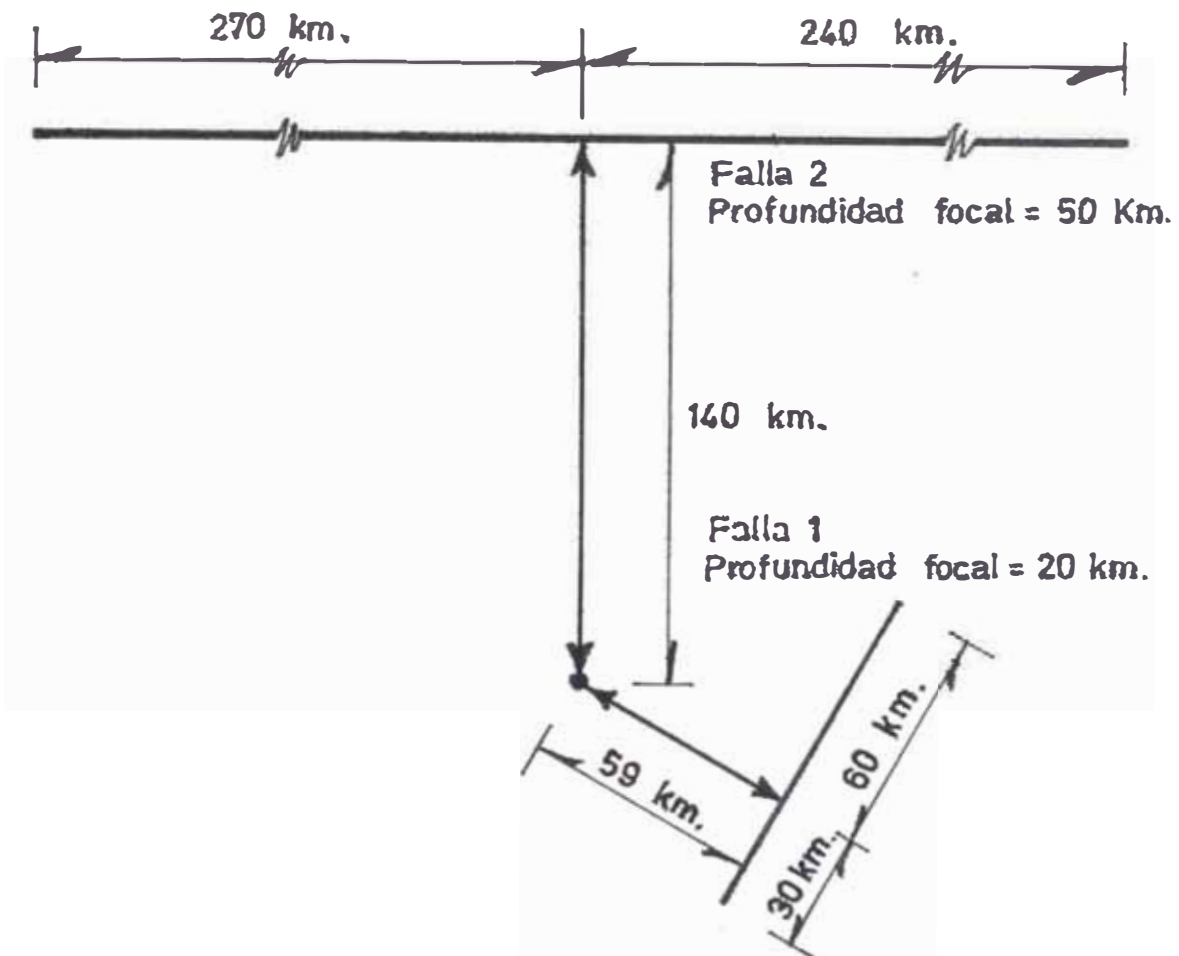


FIG. 5.5

dos fallas verticales activas cuya profundidad focal es la señalada. Supóngase que, con base en una regionalización sísmica, la intensidad de diseño recomendada es VII MM. Usando la correlación entre intensidad MM y máxima velocidad del terreno, se encuentra que a la intensidad VII MM corresponde a una velocidad máxima  $V=13$  cm/seg. correlacionando la distancia focal,  $R$ , magnitud,  $M$  y los máximos absolutos de velocidad y aceleración del terreno,  $v$  y  $a$ ; se obtiene lo siguiente para el caso en cuestión:

Sismo del diseño 1

- a) Supóngase originado en el punto más próximo a la falla 1, por lo que

$$R = \sqrt{20^2 + 59^2} = 62 \text{ km}$$

- b) La magnitud requerida para causar una velocidad máxima del terreno  $v=13$  cm/seg, a una distancia de 62 Km. es  $M \cong 7$ .
- c) La aceleración máxima esperada del terreno por un sismo de magnitud  $M \cong 7$  y distancia focal  $R= 62$  Km. es  $a= 0.1$  g.

Sismo de diseño 2

- a) Supóngase originado en el punto de la falla 2 más próximo al sitio entonces:  $R= 150$  Km.
- b) La magnitud requerida para  $v= 13$  cm/seg es  $M \cong 8$
- c) La aceleración máxima correspondiente es  $a= 0.05$  g

Adoptando la envolvente de la intensidad del posible sismo, debe escogerse la aceleración mayor de las dos, de donde los valores a usar para definir el sismo de diseño son  $v= 13$  cm/seg y  $a= 0.1$  g.

Aplicando a estos valores los factores de multiplicación correspondientes al amortiguamiento elegido, se obtiene el espectro de diseño siempre que sea este el criterio adoptado.

Si se opta por un registro de diseño no puede usarse el de la componente NS del temblor de El Centro, 1940, u otro que se juzgue más apropiado, aju-

tando las ordenadas para obtener la intensidad deseada (para este ejemplo, siendo la aceleración de diseño 0.1 g y la máxima aceleración de la componente NS de El Centro 0.33 g, el ajuste se haría multiplicando las ordenadas del acelerograma de este temblor por 0.10/0.33). En ciertos casos puede ser conveniente modificar no solo las ordenadas, sino también la escala de tiempos para lograr un contenido de frecuencias compatible con el definido por los valores de diseño  $a$  y  $v$  (Seed, Idriss y Kiefer, 1968).

También se acude con frecuencia a familias de temblores simulados con computadoras, elegidos de modo que reflejen aproximadamente el carácter que es de esperarse en atención a la sismicidad regional y a las distancias focales probables.

### **5.1.8 El concepto de utilidad.**

El proceso de optimización implica la comparación entre alternativas para elegir la mejor. Tal comparación sólo puede llevarse a cabo de manera sistemática si se dispone de una medida escalar asignable a cada posible desenlace o resultado de cada alternativa de acción del ingeniero. La medida escalar de preferencia se conoce como utilidad. Para establecerla puede procederse como sigue (Rosenblueth, 1969).

Se asignara a la expresión  $xPy$  el significado "el desenlace  $X$  es preferible al  $y$ "; a  $x\bar{P}y$  el significado "el desenlace  $X$  no es preferible al  $y$ ", y a  $xly$  "el sujeto es indiferente entre los desenlaces  $x$  y  $y$ ". Se estipulará que, dado un conjunto de desenlaces posibles, cada par de ellos está ligado necesariamente por la relación  $P$ , o por su negación,  $\bar{P}$ , y que

estas relaciones son transistivas, es decir,  $xPy$   $Pz$  implica  $xPz$  y análogamente para las relaciones  $\bar{P}$  é  $I$ . Nótese que las relaciones simultáneas  $x\bar{P}y$  y  $y\bar{P}x$  implican  $xIy$ .

Se introduce ahora el escalar  $u$ . Entonces  $u_x$  se leerá como "la utilidad del desenlace  $x$ ". Se le impone a  $u$  el requisito de que  $u_x > u_y$  si y sólo si  $xPy$ , de manera que  $u_x < u_y$  si  $x\bar{P}y$  y  $u_x = u_y$  cuando  $xIy$ . Dado un conjunto de desenlaces  $1, 2, \dots, n$ , se puede ordenarlos de manera que  $1\bar{P} 2 \bar{P} \dots \bar{P}n$ , y asignar valores arbitrarios a  $u_1$  y  $u_n$  sujeto sólo a la condición de que  $u_n > u_1$  si  $n\bar{P}1$ , y  $u_n = u_1$  si  $nI1$ . Para asignar utilidades a los demás resultados posibles puede acudirse al procedimiento de Neumann y Morgenstern (1943). En él se idea una lotería que tiene probabilidad  $\alpha_i$  de dar como resultado el desenlace  $i$ , y  $(1 - \alpha_i)$  de dar  $n$ ; se busca aquel valor de  $\alpha_i$  que produzca indiferencia entre el resultado  $i$  y la lotería. En consecuencia :

$$u_i = \alpha_i u_i + (1 - \alpha_i) u_n \dots \dots \dots (5.4)$$

También es usual el método de Churchman-Ackoff ( Churchman, Ackoff y Arnoff, 1959) para valuación de utilidades.

La ecuación 5.4 implica que la utilidad de una decisión que puede desembocar en una de varios resultados, cada uno con determinada probabilidad de ocurrir, es igual a la esperanza de las utilidades de esos resultados.

Una vez establecida una escala de utilidades, puede aplicársele cualquier transformación lineal de derivada positiva sin que se modifiquen

las decisiones que se tomen con base en dichas utilidades.

En vista de que se pretende optimizar para la nación y de que los recursos de ésta son casi siempre muy superiores a la máxima pérdida que puede ocasionar la falla de una presa, se supondrá que existe una relación lineal entre las utilidades asignadas como se indicó en los párrafos anteriores y los beneficios o pérdidas económicas acarreados por los eventos correspondientes.

Para la nación, el costo de cualquier daño a una obra incluye el costo de reparación, reconstrucción o sustitución de la obra en sí; el de la porción pérdida o inutilizada de su contenido; el de daños a otros bienes; el de daño o muerte de seres humanos; el valor de los beneficios que dejan de percibirse durante el período de reparación, reconstrucción o sustitución de las obras afectadas directa o indirectamente por el evento, y la pérdida de prestigio de la organización responsable de la obra.

La asignación de utilidad de todos aquellos conceptos que usualmente se consideran "intangibles", esto es, que no son pérdidas o beneficios materiales directos, constituye un problema difícil pero insoslayable si han de tomarse decisiones racionalmente.

La pérdida de prestigio de una institución gubernamental responsable de una obra que falla o sufre daños puede medirse por la magnitud de los gastos en que tendría que incurrirse para recuperar la confianza del público, por ejemplo el costo de las

obras que, siendo innecesarias desde otro punto de vista, habrían de construirse para ganar de nuevo la estimación pública (Rosenblueth, 1972). Los beneficios directos que dejarían de percibirse durante el período de operación, reconstrucción o sustitución de la obra afectada (energía eléctrica o agua de riego no suministradas, etc) pueden incorporarse al costo de la falla o daño en sí. El costo asociado a la pérdida de una vida humana puede tomarse como la esperanza de la contribución de un individuo al producto nacional bruto por el resto de su vida, o como la cantidad que la sociedad está dispuesta a pagar para evitar la pérdida de una vida (Ackoff, citado por Rosenblueth, 1969). Por ejemplo, de un estudio sobre la toma de decisiones en el diseño de carreteras en Francia, resulta que el valor asignado por la sociedad francesa en su conjunto a la vida de uno de sus individuos, en 1957, es aproximadamente 375,000 pesos mexicanos (Abraham y Thedié, 1960).

### 5.1.9 Función Objetivo.

Por función objetivo se entiende cualquier función monótona de la utilidad, de manera que la optimización equivale a la maximización o a la minimización de la función objetivo. En vista de lo dicho en el subcapítulo 5.1.8, conviene adoptar como función objetivo justamente la esperanza de los beneficios menos las pérdidas, incorporando en ellos los conceptos no materiales expresados en unidades monetarias, todo ello traducido a valores presentes. Generalmente puede darse a la función objetivo la forma de la ecuación:

$$Z = B - C - D \dots \dots \dots (1.1.)$$

siendo B= beneficios derivados de la existencia de la presa.



C= costo inicial de la obra

D= consecuencias de daños a sufrir o falla.

Para cuantificar valores presentes se adoptará la expresión

$$Z(0) = Z(t) e^{-\gamma t} \dots\dots\dots(5.5)$$

(Expresión obtenida al despejar el valor del capital inicial de la fórmula del interés compuesto, Rosenblueth, 1969).

donde z (t) es un valor instante t, futuro si t > 0 y presente si t=0 y  $\gamma$  es una tasa de interés continuo.

**5.1.10 Costos y beneficios.**

El costo inicial de una presa, a diferencia del de una obra de menor envergadura, se eroga a lo largo de un lapso importante. En consecuencia vale la pena traducirlo a valor presente. Por otra parte, su esperanza generalmente sobrepasa apreciablemente el presupuesto. Esta diferencia puede estimarse analizando los archivos de los organismos que dirigen la construcción de presas.

Los beneficios derivados de la existencia de una presa se inician generalmente cuando está por terminarse la construcción de la misma, conti núan aún cuando la obra haya sufrido daños y se la esté reparando, y cesan cuando sobreviene una falla de gran des proporciones. Por tanto, podemos escribir

$$B = E \left[ \int_0^{\infty} b e^{-\gamma t} R dt \right] \dots\dots\dots(5.6)$$

donde B es la esperanza del valor presente de los beneficios; b los beneficios que se producen por unidad de tiempo, los cuales son nulos para valores pequeños del tiempo y después mantienen su esperanza sensiblemente constante si se promedian a lo largo de ciclos anuales, y R (t) es la Función de confiabilidad, es decir, la probabilidad de que la presa no haya fallado hasta el instante t. La reconstrucción de una presa que sufre una falla catastrófica es casi siempre impráctica, por lo que la ecuación 5.6 no amerita modificación por este concepto.

Se simplifica la ecuación 5.6 si suponemos que  $b(t) = 0$  para  $t < t_1$ , y que la esperanza de b (t) es constante e igual a b para  $t > t_1$ , donde  $t_1$  es un valor del tiempo no mayor que el intervalo que toma la construcción de la presa.

Supondremos que la generación de temblores es un proceso generalizado de Poisson. Entonces.

$$R = e^{-\lambda t} \dots\dots\dots(5.7)$$

donde la tasa de falla,  $\lambda$ , es una variable aleatoria.  $\lambda$  es la tasa con la que se excede un parámetro,  $S_c$ , del temblor, tal como la velocidad máxima del terreno, calculado a partir de correlaciones con la magnitud y la distancia focal. Dado un parámetro calculado en esta forma, el parámetro real, S, de un temblor es una variable aleatoria. Para un parámetro real también es aleatoria la respuesta estructural,  $X_1$ . Por otra parte, dadas las propiedades nominales de una presa, su capacidad,  $X_1$ , para resistir temblores es asimismo una variable aleatoria. La variable  $S_c$  se puede escribir

$$S_c = (S_c/S) (S/X_1) (X_1/X) X \dots\dots\dots(5.8)$$

Y si se supone que  $X$  y las variables entre paréntesis son independientes entre sí y tienen distribuciones de probabilidades razonablemente bien comportadas, se concluye que la distribución de  $S_c$  es sensiblemente logarítmico-normal. La esperanza de  $S_c$  es igual al producto de las esperanzas de estas variables independientes; su modo es igual al producto de los modos correspondientes, y la variancia de  $L_n S_c$  es igual a la suma de las variancias de dichas variables.

Según lo que antecede,  $\lambda$  puede ponerse en la forma  $\lambda = \lambda(\xi, X)$ , donde  $x$  es el valor nominal de una variable (tal como la aceleración o la velocidad máxima del terreno o cualquier ordenada espectral) que mide la capacidad de la estructura para resistir temblores, y  $\xi$  es una variable aleatoria que en la mayoría de los casos tiene distribución aproximadamente logarítmico-normal. En un amplio intervalo de interés es válida una aproximación de la forma

$$\lambda = \alpha^{-1} \xi^{-r} x^{-r} \dots \dots \dots (5.9)$$

en la cual  $\alpha$  y  $r$  son constantes positivas y  $r$  se halla entre 2 y 4.

En un tratamiento muy simplificado se toma  $t_1 = 0$ , suponiendo que solamente puede presentarse un modo de falla (la falla de grandes proporciones) y se sustituye  $\lambda^{-1}$  por una variable determinística igual a la esperanza de la variable aleatoria  $\lambda^{-1}$ :

$$\lambda^{-1} = \alpha \tilde{\xi}^r x^r e^{r^2 \sigma^2 / 2} \dots \dots \dots (5.10)$$

donde  $\tilde{\xi} = \exp [E(L_n \xi)] = \text{mediana de } \xi$   
 $\sigma^2 = \text{var} (L_n \xi)$

En estas condiciones la ecuación 5.6 adopta la forma

$$B = b \int_0^{\infty} e^{-(\lambda + r)t} dt = \frac{b}{\lambda + r} \dots\dots\dots(5.11)$$

La esperanza del valor presente de las pérdidas por falla en este modelo vale

$$D = H \int_0^{\infty} f e^{-rt} dt \dots\dots\dots(5.12)$$

donde H es la esperanza del valor futuro de la pérdida en caso de falla y f es la función de densidad de probabilidades del tiempo a la falla, es decir,  $d(1 - R)/dt$ . Sustituyendo R de la ecuación 5.7 en la definición de f, y ésta en la ecuación 5.12, resulta:

$$D = H \frac{\lambda}{\lambda + r} \dots\dots\dots(5.13)$$

el problema consiste en maximizar Z. Si se sustituyen las ecuaciones 5.11 y 5.13 en la (1) se tiene

$$Z = \frac{b}{\lambda + r} - C - H \frac{\lambda}{\lambda + r} \dots\dots\dots(5.14)$$

El proceso de optimización se reduce entonces a comparar diversas alternativas de diseño y elegir la que suministre el máximo valor de Z. Este es el procedimiento seguido por Esteva, Elorduy y Sandoval (1969) para la revisión de una presa de mampostería.

En el intervalo de mayor interés generalmente vale suponer que C es de la forma

$$C = a + cx \dots\dots\dots(5.15)$$

donde a y c son constantes. Sustituyendo las ecuaciones 5.10 y 5.15 en la 5.14, y si además es pequeña la probabilidad de que  $\lambda/\gamma$  sea grande en comparación con uno, se obtiene una expresión cuya derivada, igualada a cero, suministra una solución sencilla para el valor óptimo de X:

$$x = \left[ \frac{H\gamma}{c\gamma\alpha\xi^{\gamma}e^{\gamma^2\sigma^2/2}} \right]^{1/(\gamma+1)} \dots\dots\dots (5.16)$$

Para un modelo más realista en la ecuación 5.6 se sustituye la forma supuesta de E (b) y la función R que suministra la ecuación 5.7; se encuentra:

$$B = bE \left[ \int_{t_1}^{\infty} e^{-(\lambda+\gamma)t} dt \right] = bE \left[ \frac{e^{-(\lambda+\gamma)t_1}}{\lambda+\gamma} \right] \dots\dots\dots (5.17)$$

La ecuación 5.17 puede evaluarse numéricamente.

El valor presente de la esperanza de las pérdidas por daño y por falla puede considerarse como constituido por una parte  $D_1$ , que corresponde a daños reparables, y otra  $D_2$ , debida a falla de grandes proporciones.

Se considerará primero  $D_2$ . Para su cálculo es válida la ecuación 5.13, sustituyendo  $\lambda/(\lambda+\gamma)$  por su esperanza, valuada tomando a  $\xi$  como variable aleatoria:

$$D_2 = HE \left( \frac{\lambda}{\lambda+\gamma} \right) \dots\dots\dots (5.18)$$

De nuevo, si es válida la ecuación 5.9,  $\tau/\lambda$ , tiene distribución sensiblemente logarítmico-normal y es pequeña la probabilidad de que  $\lambda/\tau$  sea grande en comparación con uno, la ecuación 5.18 puede aproximarse a :

$$D_2 = \frac{H}{1 + E(\tau/\lambda)} \left[ - \frac{\text{var}(\tau/\lambda)}{(1 + E(\tau/\lambda))^2} \right] \dots\dots\dots (5.19)$$

donde:

$$E\left(\frac{\tau}{\lambda}\right) = \alpha \tau \tilde{\xi}^{\tau} x e^{\tau^2 \sigma^2 / 2}$$

$$\text{var}(\tau/\lambda) = (e^{\tau^2 \sigma^2} - 1) [E(\tau/\lambda)]^2$$

Para evaluar  $D_1$ , se considera como daño reparable la pérdida de borde libre causada por un temblor. Si se elige la aceleración máxima del terreno,  $a$ , como parámetro del movimiento sísmico y se acepta la hipótesis de comportamiento rígido-plástico de la cortina (subcapítulo 5.15), puede utilizarse la figura 5.6 para calcular con relativa sencillez el descenso de la corona ante un sismo especificado y el costo correspondiente,  $d_1(a)$  de esa pérdida de borde libre.

Si se adopta la ecuación 5.9 para la tasa,  $\lambda$ , con la que se excede el parámetro  $a$  del temblor, la esperanza del valor presente de la pérdida por daño reparable vale

$$D_1 = \frac{H_1}{1 - v} \dots\dots\dots (5.20)$$

donde:

$$H_1 = \int_{a_1}^{a_2} d_1(a) \frac{\lambda}{\lambda + \tau} da \dots\dots\dots (5.21)$$

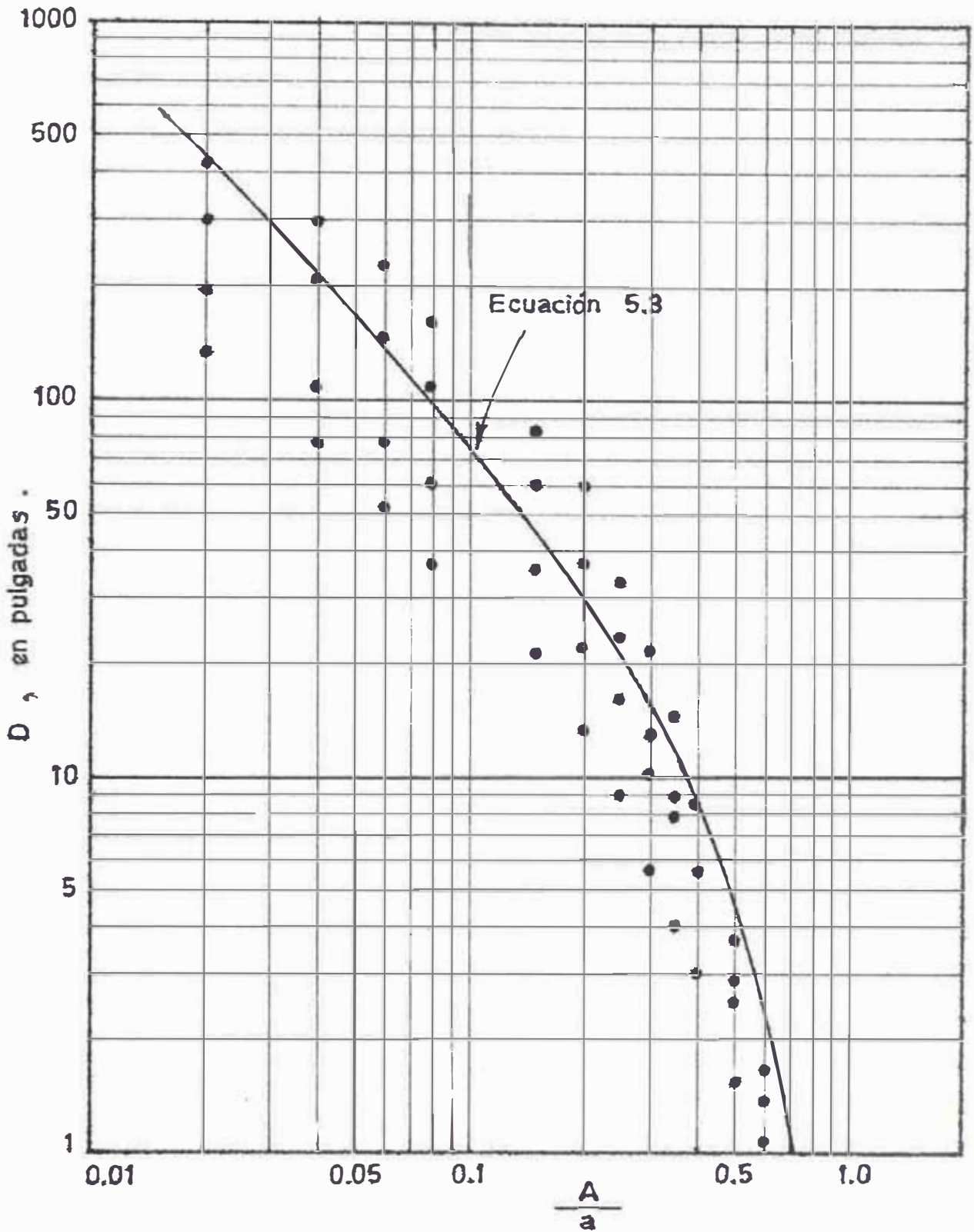


Fig. 5.6.: Comparación entre el valor real y la esperanza del desplazamiento relativo máximo del talud de una presa (Newmark y Rosenblueth, 1971).

y:

$$v = \int_{a_1}^{a_2} \frac{\lambda}{\lambda + r} da \dots\dots\dots(5.22)$$

donde las aceleraciones  $a_1$ , y  $a_2$  son, respectivamente, la correspondiente a la mínima pérdida de bordo libre que amerita reparación y la asociada a la falla de grandes proporciones.

Ahora, al combinar las ecuaciones 5.18 y 5.20 para la esperanza del valor presente de la pérdida en su totalidad, la función objetivo adopta la forma

$$Z = B - (C + D_1 + D_2) \dots\dots\dots(5.23)$$

El proceso de optimización consiste en comparar diversas alternativas de diseño y elegir la que proporcione el máximo valor de Z.

**5.1.11 Otros detalles del diseño antisísmico.**

Considerando que no se puede analizar cuantitativamente todos los efectos de los sismos en una presa, deben derivarse algunos aspectos del diseño solo de la consideración cualitativa de los mecanismos de daños expuestos en el Cap VI. Esto requiere la adopción de ciertos detalles de diseños que, en general, no afectan demasiado el costo de la presa y, por tanto, no invalidan los resultados del proceso formal de optimización descrito anteriormente.

Los detalles más importantes del tipo mencionado tienen por objeto reducir el peligro de agrietamiento, del corazón impermeable de la



cortina, y de la pantalla impermeable de la cimentación, y el riesgo de erosión de la corona por desbordamiento de corta duración. Entre ellos pueden mencionarse:

- a) Adopción de corazones impermeables amplios constituidos por materiales suficientemente deformables, plásticos y cohesivos para minimizar la probabilidad de agrietamientos por deformación diferencial y para reducir el riesgo de erosión interna en caso de aparición de grietas.

Esas características son particularmente deseables en la parte superior del corazón impermeable.

- b) Uso de filtros y transiciones de dimensiones generosas a ambos lados del corazón impermeable, constituidos por materiales granulares limpios y bien graduados, capaces, los de aguas abajo, de prevenir la erosión interna del corazón, y los de aguas arriba, de funcionar como autosellantes de grietas eventuales.
- c) Diseño del corazón impermeable y de sus zonas granulares próximas, de modo que sus compresibilidades sean semejantes, a fin de reducir el peligro de agrietamiento por transferencia de carga del corazón a las zonas granulares, y viceversa.
- d) Uso de suelos de baja contracción volumétrica en la parte superior del corazón impermeable para reducir el agrietamiento por secado.
- e) Preferencia, en la cimentación, de pantallas impermeables de tipo plástico (delantal de arcilla compactada, trinchera rellena de arcilla compactada, pantalla de inyecciones de mezclas plásticas, panta-

lla de lodos) sobre las de caracter frágil (pilotes, paneles o muros de concreto).

- f) Adopción de segundas líneas de defensa en las zonas críticas de la pantalla impermeable de la cimentación cuando, por consideraciones diferentes de las sísmicas, aquella tiene que ser del tipo rígido.

Un ejemplo de medida de este tipo es el bloque de 14 m. de espesor y 28 m. de altura de suelo inyectado que envuelve la porción superior de la pantalla impermeable de concreto de la presa Morelos (Marsal y Reséndiz, 1971).

- g) Localización de la cortina de modo que su cimentación no esté cortada por fallas geológicas de las tres primeras categorías mencionadas en el capítulo VI.
- h) En igualdad de costos, preferir aquella combinación de altura de cortina y capacidad de vertedor que permita manejar la avenida de diseño con su máximo volumen de almacenamiento temporal, pues en estas condiciones será mayor la diferencia entre el nivel ordinario de operación del embalse y la cresta de la presa, y por tanto será menor el riesgo de desbordamiento durante sismo.

## 5.2 METODO DEL COEFICIENTE SISMICO.

### 5.2.1 Generalidades.

En razón de construir una presa de terraplenes antisísmica, es necesario considerar para el proyecto íntegro de la presa los siguientes factores:

- lugar de construcción
- forma
- materiales
- detalles del diseño

Debido a sismos acaecidos, se ha logrado visualizar consecuentes deterioros en las presas por lo que, los siguientes puntos deberán predominar en los diseños de presas:

1. Es aconsejable seleccionar un lugar con buenas condiciones del suelo: Los desplazamientos del movimiento sísmico en terreno duro ó rígido es solamente una fracción del desplazamiento que se realiza en terreno suave. Actualmente, sin embargo, una presa de terraplenes es frecuentemente empotrada debido a que el material no ofrece dureza necesaria por lo tanto, es necesario verificar un estudio concienzudo de la estabilidad de la fundación del suelo durante un sismo.
2. En suelo de arena fina o suelos con lentes de arena fina, existe el peligro de licuación durante el sismo. Cuando se presenta esta clase de suelos en áreas sumamente amplias y resulta extremadamente dificultoso el tratar de mejorarlos mediante algún tratamiento, dicho lugar no será recomendable para la construcción de una presa de terraplenes.

3. Cuando el cuerpo está empotrado sobre el sedimento de un lecho de río y el corazón está profundamente empotrado en una fundación rocosa, hay el temor de futuros agrietamientos por ello es necesario procurar zonas de transición entre el cuerpo y el corazón en razón de la variación de rigidez de la fundación la que será gradualmente en esta área.
4. En una presa de tierra existe el peligro de que los deslizamientos puedan extenderse por debajo de la fundación de un terreno suave, y ser la causa de fallas en la base del talud. Por lo que es necesario para cálculos de estabilidad, el haber hecho también consideraciones de este tipo de colapso.
5. Hay la posibilidad que el pié de un talud sea desprendido durante un sismo. Para prevenir este daño resulta efectivo ubicar roca sana en esta porción.
6. Cuando la profundidad del suelo impermeable es muy grande, las capas son en algunos casos, extendidas sobre importantes superficies tanto aguas arriba como aguas abajo, en vez de extender el corazón bajo el suelo impermeable. Entonces se recelaría en que se podrían formar grietas en los estratos arcillosos, pero dentro de las capas. Una contramedida muy efectiva para esto es el procurar que el enrocado tenga taludes suaves en los bordes u orillas de los colchones de barro o lodo. Sin embargo, en una zona donde se sabe anticipadamente que habrán violentos sismos, es recomendable evitar la fuga del agua usando colchones de barro o lodo.

7. En las conexiones entre la presa y los flancos del valle, es necesario que estos últimos sean adecuados para los contactos. Por este propósito, se ha considerado efectivo hacer más suaves los taludes de los estribos y la presa ligeramente arqueada de tal manera que las presiones actuarán en la porción en contacto entre la presa y los dos lados del valle.
  
8. Las tuberías enterradas y otras semejantes son generalmente deterioradas y dañan a su vez la presa durante la ocurrencia sísmica que los provocó, debido a que sus vibraciones difieren con las de la presa. Por lo tanto, las ubicaciones del empotramiento de ellos deberán ser seleccionadas para evitar contacto entre el suelo natural y la presa, siendo más práctico ubicarlas en terreno natural

Además de la estabilidad dinámica de la presa, existe otro problema que deberá tenerse en cuenta siempre y que es el "Desbordamiento" del agua embalsada al sucederse un sismo. Las alturas de grandes olas producidas en el reservorio durante el sismo han sido ya descritas en la sección anterior. En presas de terraplenes el hecho de que estas sean más débiles contra estos sucesos sobresalientes, señalan necesidad de proveerlas de un adecuado bordo libre. Comunmente el bordo libre de las presas de terraplenes son aproximadamente de 1 m. más alto que los de las presas de concreto. Las normas de diseño del "Comité Nacional de grandes presas de Japón" recomienda que ellos no serán menores que 2.0 m. para presas de alturas bajo los 50 m.; 3.0 m. para 50 a 100 m. y 3.5 m. para alturas mayores de 100 m.

Con los progresos recientes en almacenamientos por bombeo, en las técnicas de generación de energía, han sido construídos pequeños reservorios. Hay una posibilidad de que las vibraciones del orden más bajo inducidas en los reservorios sean por la larga frecuencia del movimiento sísmico, causando en las superficies del reservorio ascensos agudos del agua. Por lo tanto, es necesario para este punto darle una especial consideración en el caso de reservorios pequeños.

El método adoptado tradicionalmente para examinación de la estabilidad de una presa durante un sismo ha sido el del "Método del Coeficiente Sísmico". De acuerdo con este método, la sección transversal de la presa es seleccionada tal que el factor de seguridad contra la masa de tierra deslizante a lo largo de la superficie de deslizamiento será mayor que un valor dado. Los argumentos por lo que es empleado este método como un método básico de diseño son que el equilibrio de fuerzas queda satisfecho, que este método de cálculo puede ser aplicado a varias condiciones producidas por operación del embalse de agua y que hay muchas presas diseñadas satisfactoriamente bajo este método. De todo lo visto teórica y experimentalmente, este método es considerado de ser uno de los más dignos de confianza para chequear la estabilidad de una presa de tierra. Pero esto no es suficiente y los esfuerzos y desplazamientos de la presa, y la resistencia dinámica de materiales siguen siendo investigados. Lamentando, sin embargo, que hay muchos puntos quedados en los estudios de dinámica de presas que se encuentran incompletos, y como no se ha investigado la etapa en cada diseño, éste puede ser hecho directamente empleando este método de coeficiente sísmico. De esta manera, los diseños son verificados empleando el méto-

do estático convencional, pero es más deseable incluir tal cantidad de material de estudios de dinámica como fuera posible.

Aún en el caso de cálculos de estabilidad de una presa por el método estático convencional en razón de las observaciones efectuadas sobre comportamiento de presas durante sismos considerando la intensidad sísmica como uniforme, desde la corona bajando hacia el fondo.

Todas las observaciones indican que la parte superior de una presa vibra intensamente comparada con la parte del fondo, y además la relación es claramente alta. Por lo tanto, es más razonable tomar el coeficiente de diseño sísmico con un valor alto para la cumbre de la presa en el caso de tenerse una presa alta.

La fig 5.7 da un ejemplo de esta distribución de coeficiente sísmico empleados en el diseño de una alta presa de enrocado,

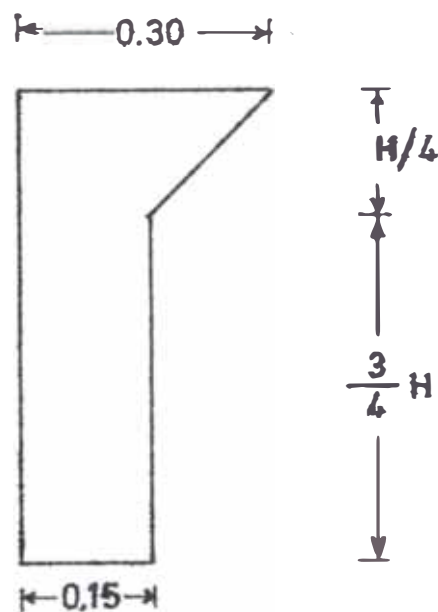


Fig. 5.7.

**5,2,2 Analisis de estabilidad de Terraplenes por el método de la superficie circular de deslizamiento.**

En el método del Coeficiente Sísmico, las fuerzas sísmicas actuantes sobre una presa están consideradas que trabajan horizontalmente, por lo que este coeficiente sísmico está determinado por:

- a) La sismicidad del lugar.
- b) El tipo de suelo de la fundación, y
- c) La importancia de la presa.

En Japón, tales coeficientes de diseño sísmico están convenientemente indicados en la Tabla 5.1 y son empleados de acuerdo a las normas establecidas (1969) por el Comité Nacional sobre Grandes Presas.

**TABLA COEFICIENTE SISMICO SEGUN EL TIPO DE SUELO.**

CLASIFICACION DEL SUELO		COEFICIENTE CORRECTO
SUAVE	N=0, estrato con espesor 2 m. N 2, estrato con espesor 5 m. N 4, estrato con espesor 10 m.	1.2
NORMAL	Estrato diluvial y aluvial con exclusión de suelos blandos.	1.0
ROCA	Formaciones rocosas terciarias o anteriores a este período.	0.8

**TABLA 5.1**

Hay que considerar que cuando el reservorio está vacío y cuando haya una sobrecarga en el nivel de agua, se tomarán la mitad de los valo-



res de dicha Tabla, mientras que en el caso de avenidas anormales la fuerza sísmica no es tomada en consideración. Además de la fuerza de inercia, la presión hidrodinámica también trabaja como una carga durante un sismo.

La presión hidrodinámica trabajando sobre una presa es considerada que actúa normalmente en la superficie de aguas arriba. En consideración a los valores de la presión mencionada, se especifica su siguiente fórmula:

$$p_h = C \gamma_0 k H \dots\dots\dots (5.24)$$

sin embargo:

$$C = \frac{C_m}{2} \left\{ \frac{h}{H} \left( 2 - \frac{h}{H} \right) + \sqrt{\frac{h}{H} \left( 2 - \frac{h}{H} \right)} \right\}$$

donde

- $p_h$ : presión hidrodinámica (ton/m<sup>3</sup>)
- $\gamma_0$ : peso unitario del agua (ton/m<sup>3</sup>)
- $k$ : coeficiente sísmico de la presa.
- $H$ : tirante del agua, desde el nivel del embalse hasta el suelo de fundación (m).
- $h$ : tirante de agua, desde el nivel del embalse hasta un punto arbitrario (m)
- $C_m$ : valor de la presión dinámica del agua sobre taludes (Coeficiente de Zanger) ver fig. 5.8.

Las normas recomiendan que los valores del nivel de agua y coeficiente sísmico de la presa para los cálculos, sean tomados como indica la Tabla 5.2, donde están combinadas las presiones hidrostática é hidrodinámica de agua durante sismos.

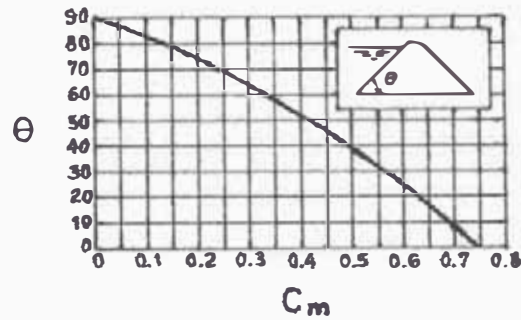


Fig. 5.8.: Coeficiente de Zanger, de presión dinámica de agua sobre Taludes.

TABLA 5.2

Estado del nivel de agua del embalse.	Nivel de agua		
	Presión Hidrostática	Presión Hidrodinámica	Coefficiente Sísmico
Altura normal del nivel de agua	Altura normal del nivel de agua + altura de ola debida al viento + $\frac{1}{2}$ altura de ola debida al sismo.	Altura normal del nivel de agua.	Coefficiente sísmico de la presa.
Sobrecarga en el nivel de agua.	Sobrecarga en el nivel de agua + altura de ola debida al viento + $\frac{1}{2}$ altura de ola debida al sismo.	Sobrecarga en el nivel de agua.	$\frac{1}{2}$ del coeficiente sísmico de la presa.

La estabilidad del talud es usualmente examinada utilizando el método de Deslizamiento de un segmento circular en fallas de taludes.

El método para analizar la estabilidad de un talud de aguas arriba será descrito seguidamente, dejando constar que este mismo método pue-

de ser aplicado al talud de aguas abajo ó a los colchones de fango. Una superficie de deslizamiento circular, indicada en la Fig. 5.9 es asumida para ser analizada la estabilidad de la masa de tierra sobre dicha superficie a deslizarse. Las fuerzas que intervienen como causantes del deslizamiento de la masa de tierra son:

- 1.- La presión de carga del embalse de agua.
- 2.- La carga muerta de la masa de tierra.
- 3.- Las fuerzas sísmicas.
- 4.- La presión de agua de poros actuando a lo largo del plano de deslizamiento.

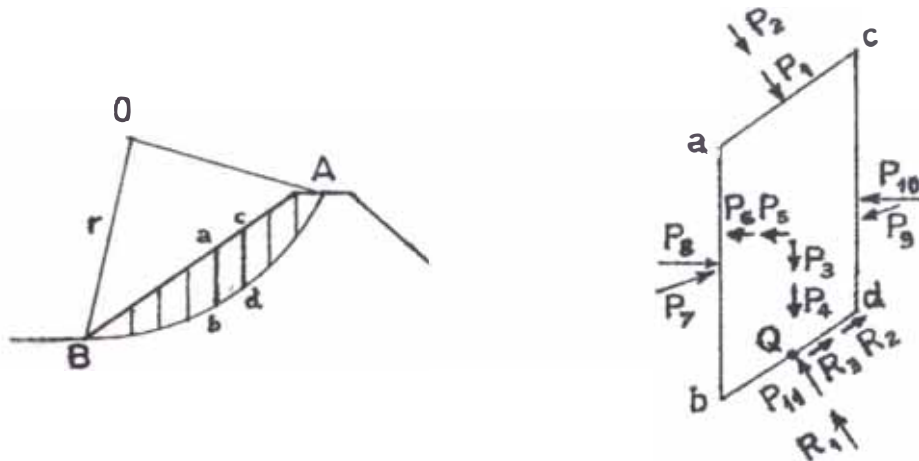
Las fuerzas resistentes al deslizamiento son:

- 1.- La cohesión, y
- 2.- La fuerza de fricción,

las que trabajan sobre la superficie de deslizamiento. La presa será considerada segura cuando el momento de la masa con respecto al centro del círculo de deslizamiento no exceda al momento último.

En estos tiempos, no debemos olvidar que el efecto de la resistencia debida al peso del suelo es reducida por la presión de agua de poros. Esta presión de agua de poros depende de la penetración del agua como de la presión de aguas residuales debidas a procedimientos de construcción. Cuando se considera el efecto sísmico, la presión de agua de poros viene a ser todavía más compleja y el hacer una exacta evaluación resulta bastante dificultosa bajo las actuales condiciones. Por lo tanto el diseñador puede en una forma bastante aproximada estimarlo convenientemente.

El orden para obtener la resis



**Fig. 5.9.:** Fuerzas actuantes en una dovela.

tencia sobre una superficie de deslizamiento, es necesario conocer la distribución de esfuerzos sobre la superficie. Sin embargo, hay problemas de carácter estáticamente indeterminados que impiden su resolución. Por lo tanto, según la Fig. 5.9 la masa de tierra ha sido dividida mediante columnas en una serie de segmentos limitados por la superficie circular de la masa deslizante; y la distribución de esfuerzos sobre la superficie de deslizamiento es obtenida por determinación de los esfuerzos normales actuantes sobre los fondos de dichas columnas.

Tomando así una columna de suelo tal como abcd y verificando las fuerzas que actúan sobre él, se encuentran en número de 14. De ellas las fuerzas denotadas con la letra P son las fuerzas actuantes sobre la masa de tierra y las fuerzas denotadas con la letra R son las resistencias a la compresión. Así:

- $P_1$ : presión hidrostática sobre plano ac.
- $P_2$ : presión hidrodinámica sobre plano ac.
- $P_3$ : peso del suelo en abcd
- $P_4$ : peso del agua contenida en abcd
- $P_5$ : fuerza sísmica actuante sobre el suelo abcd.

- $P_6$ : fuerza sísmica actuante sobre el agua con  
tenida en abcd.
- $P_7$ : presión de tierra sobre el plano ab.
- $P_8$ : presión de agua de poros sobre el plano a  
b.
- $P_9$ : presión de tierra sobre el plano cd.
- $P_{10}$ : presión de agua de poros sobre el plano c  
d.
- $P_{11}$ : presión de agua de poros sobre el plano b  
d.
- $R_1$ : Fuerza normal sobre el plano bd.
- $R_2$ : Cohesión actuante sobre el plano bd, y
- $R_3$ : Fricción actuante sobre el plano bd.

Algunas de estas fuerzas son conocidas exactamente mientras que otras son difíciles para ser determinadas, ya sea por su naturaleza física confusa o por el alto grado de estática indeterminada. Con respecto al último de ellos se hacen suposiciones convenientes en lo relacionado a su estimación, pero dependiendo de la suposición planteada pueden tenerse varios métodos de cálculos de estabilidad.

Las magnitudes y direcciones de las fuerzas  $P_1$  a  $P_{11}$  actuantes en el punto Q son determinados como sigue:

- $P_1$  es la presión hidrostática del embalse de agua actuando sobre el plano ac.
- $P_2$  se calcula su valor mediante la ecuación 5.24 y actúa en la dirección de  $P_1$ .
- $P_3$  y  $P_4$  son los pesos del suelo y del agua contenidos en abcd respectivamente.
- $P_5$  es determinado multiplicando el peso de la masa de suelo por el coeficiente sísmico.

- $P_6$  es obtenido multiplicando el peso de la masa de agua contenida en la masa de suelo por el coeficiente sísmico siempre que la permeabilidad de dicho suelo sea bastante baja o pobre. Este valor será reducido en caso de contar el suelo con un valor de permeabilidad mayor o cuando ésta aumente.
- $P_7$  y  $P_9$  se asume que se anulan entre sí.
- $P_8$ ,  $P_{10}$  y  $P_{11}$  son presiones de agua de poros siendo obtenidas a partir de presiones filtrantes que son determinadas por la teoría de flujo de aguas. Las variaciones en estas presiones durante la ocurrencia de un sismo son despreciables.
- Entonces la componente normal de la fuerza resultante de  $P_1$  a  $P_{11}$  en el plano ab es expresada como  $P_n$  y la componente tangencial al plano ab es  $P_t$ ,  $P_n$  y  $R_1$  están en equilibrio mientras que  $P_t$  se equilibra con la suma de  $R_2$  y  $R_3$
- El máximo valor que puede alcanzar  $R_2$  es  $cl$  donde  $c$  es la resistencia a la cohesión y  $l$  es la longitud de ab.

El máximo valor que puede alcanzar  $R_3$  es  $P_n \cdot \tan \varphi$ , donde  $\tan \varphi$  es el coeficiente de fricción interna.

- Por lo tanto, el máximo valor del Momento Resistente ( $M_R$ ) con respecto del punto 0 es:

$$M_R = r (cL + \sum P_N \cdot \tan \varphi) \dots \dots \dots (5.25)$$

donde:

r: radio del círculo

L: longitud del arco AB

$\Sigma$ : representa la suma de las columnas individuales de suelo obtenidas por seccionamiento de la masa de tierra deslizante.

Las fuerzas actuantes sobre la masa de suelo AB son comprimidas por las presiones hidrostática e hidrodinámica a nivel del plano AB, los pesos del suelo y del agua contenidos en la masa del suelo y las fuerzas sísmicas actuantes sobre éstas y la presión de agua de poros actuando sobre el plano de deslizamiento. De ellos, las fuerzas gravitacionales y las fuerzas sísmicas que actúan sobre el suelo y el agua contenida en la masa de suelo AB son aplicadas en el centroide de dicha masa. Además como la presión de agua de poros sobre el plano de deslizamiento son dirigidos hacia el punto O; ellos no tienen momentos con respecto al punto O. La suma de los momentos de las fuerzas con respecto del punto O es expresada como M. Cuando M no exceda a  $M_R$  entonces la masa de suelo no llegará a deslizarse hacia abajo. Por lo tanto la relación de M a  $M_R$  es considerada como el Factor de Seguridad contra el deslizamiento, al que se designará como FS y que es:

$$FS = \frac{M}{M_R} \dots\dots\dots (5.26)$$

Considerando de la misma manera otras superficies más de deslizamiento y verificando los mismos cálculos para cada una de esas superficies circulares de deslizamiento se obtiene el "mínimo valor" del factor de deslizamiento y si este valor es-

tá fijado dentro de los límites del factor de seguridad del diseño, la presa será considerada como estable.

En las Normas de Diseño para los Programas de Mejoramiento de Tierras del Ministerio de Agricultura y Selvicultura, se ha especificado que dicho factor no será menor que 1.2; para dar fe de estos casos se presenta la Tabla 5.3.

**TABLA 5.3 : EJEMPLOS DE FACTOR DE SEGURIDAD.**

PRESA	TIPO	Coeficiente sísmico.	Altura de agua.		Rapidez de desniv.agua		En plenitud	
			Lado aguas arriba	Lado aguas abajo	Lado aguas arriba	Lado aguas abajo	Lado aguas arriba	Lado aguas abajo
Milboro Yanase	Corazón Incl.	0.12	1.56	--	1.15	--	1.52	--
	Corazón Cent.	0.12	1.06	1.02	--	--	--	--
Kisenyama.	Corazón Cent.	0.12	1.21	--	1.15	--	1.80	--
Honzawa Gando	Corazón Cent.	0.15	1.30	1.38	1.26	1.54	1.75	--
	Corazón Incl.	0.15	--	1.26	2.35	--	2.19	--

### 5.2.3 Verificación de Estabilidad de Taludes por el Método del desplazamiento :

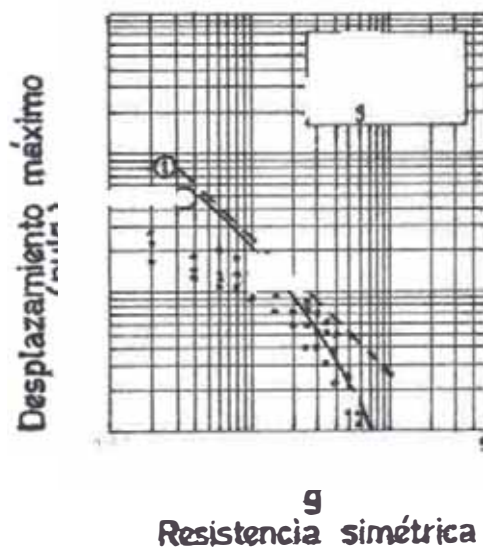
El método de la sección anterior está basado en la teoría de que cuando el momento que atenta causar el deslizamiento de una masa de suelo excede al momento debido a la resistencia, la presa consecuentemente tenderá a fallar.

Considerando que hay la posibilidad de ocurrencia de algún deterioro en el interior de la presa que podría conducir al colapso último con el con el transcurrir del tiempo y que a su vez resulta dificultoso el resanar los daños sufridos en el corazón de la presa, son maneras de pensar consideradas a primera vista como conservadoras, pero que es tomado como apropiada



do en el diseño de una presa de terraplenes. Sin embargo durante un sismo violento es forzoso asumir que el momento que atenta causar el deslizamiento de la masa de suelo exceda al momento debido a la resistencia en un número pequeño de veces para períodos cortos durante el sismo. El problema será que extensión deslizable pueda ciertamente ser tolerada por la presa.

Al asumir que el deslizamiento de una masa de suelo empezará durante la ocurrencia de un sismo violento o terremoto, cuando el momento debido a las fuerzas extrañas excedan al momento resistente. La masa de suelo que ya ha comenzado a deslizarse estará sujeta a la fuerza gravitacional, a las fuerzas sísmicas y a la resistencia, pero el deslizamiento seguirá avanzando. Sin embargo, la resistencia continuará actuando mientras las fuerzas sísmicas tienden a ser rápidamente reducidas para llegar a ser de sentido contrario luego, tal que el deslizamiento de la masa de suelo sufra una deceleración y llegue a detenerse.



**Fig. 5.10.:** Desplazamientos estandarizados para sismos normalizados (resistencia simétrica) (Prof. N.M. Newmark).

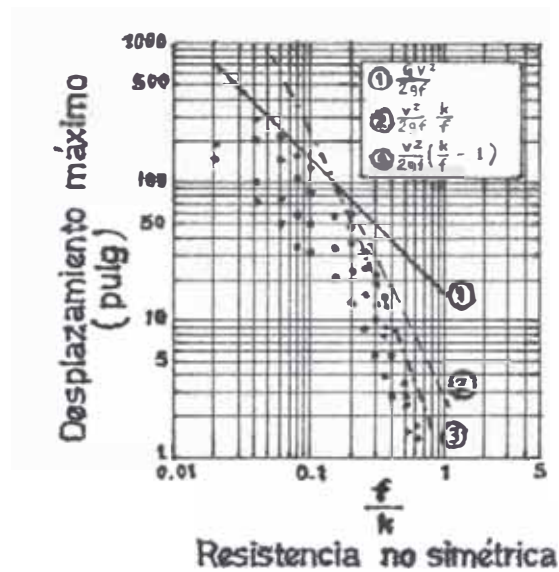


Fig. 5.11.: Desplazamientos estandarizados para sismos normalizados (resistencia no simétrica) (Prof. N.M, Newmark).

Cuando la aceleración sísmica es nuevamente incrementada se producirá el deslizamiento una vez más y se repetirá el mismo fenómeno ya descrito. Con cada repetición, la cantidad total de deslizamiento se vá incrementando y entonces el sísmo originará un cierto grado de desplazamiento permanente. Si el aumento de este deslizamiento no hace peligrar la presa, esta se considerará estable después de ocurrido el sísmo.

En razón de aclarar este fenómeno N.M. Newmark calculó el desplazamiento relativo en el suelo de un objeto apoyado sobre él por fricción llena, estando el objeto sometido a movimientos sísmicos. Siendo el peso del objeto como "W" y el coeficiente sísmico "k", la fuerza sísmica actuante sobre el objeto será "kW". Cuando kW exceda a un cierto valor dado, el objeto comenzará a moverse. Mientras tanto el movimiento estará sometido a una resistencia además de la fuerza sísmica. Las fuerzas con tales características son por lo general llamadas de fricción llena. Aquí este aumento es expresado como "fW", donde

"f"es denominado como el coeficiente de fricción.

Se conocen ondas sísmicas de entradas, así por ejemplo, hubieron tres tipos de ondas sísmicas durante el sismo de "El Centro" y de otros más, todos normalizados por tamaños, empleándose una aceleración máxima de 0.50 g y una velocidad máxima de 30 pulg/seg. Los resultados están indicados en la fig. 5.10 y 5.11. Las abscisas de las figuras son las relaciones entre el coeficiente de fricción y los coeficientes sísmicos, mientras que las ordenadas son los máximos valores de desplazamientos del objeto con relación al suelo. Los valores de los desplazamientos relativos están expresadas aquí en unidades de pulgadas. También, las curvas envuelven los resultados de los cálculos numéricos y las ecuaciones representativas de esas curvas están incluidas en ambas figuras.

La figura 5.10 muestra un caso donde el objeto puede deslizarse a uno y otro lado, mientras que la fig 5.11 presenta el caso donde se puede deslizar solamente a un lado.

El deslizamiento del talud de una presa corresponde al último caso y el deslizamiento de una presa sobre una base corresponde al primer caso.

De acuerdo a estas figuras, las últimas cantidades de deslizamiento son tan grandes que minimizan el valor  $f/k$ , y la cantidad es más grande cuando el deslizamiento puede ocurrir en una sola dirección que cuando pueda ocurrir en uno y otro lado. Además, en la fig 5.7 se nota que la última cantidad de deslizamiento es notoriamente aumentada cuando

"k" viene a ser 3 ó más veces más grande que "f".

Tomados desde este punto de vista puede ser comprendido que una máxima velocidad de una serie de movimientos sísmicos juega un rol extremadamente importante en el último valor ó cantidad de deslizamiento. De esta manera, la velocidad máxima del movimiento sísmico parecería tener una mayor influencia sobre la estabilidad de una presa que la máxima aceleración.

Esta teoría de seguridad de presas enfoca especialmente el desplazamiento, el cual es relativamente sencillo medirlo, por cuanto el método convencional de intensidad de esfuerzos resulta bastante dificultoso para calcularlo y verificarlo. Por lo tanto este método es bastante interesante puesto que presenta un método diferente de verificación de la estabilidad durante un sismo.

Sin embargo, hay una interrogante como si la resistencia actuante sobre una masa de tierra o masa rocosa que ha comenzado a moverse sea considerada como una simple fricción llena (rozamiento entre sólidos). Se reconoció en los ensayos de modelos que una porción de la superficie del talud que una vez comenzado su movimiento, colapsa en forma de avalancha después de diversas repeticiones de vibración. Además como un fundamento de diseño, es grave permitir la deformación plástica aún temporalmente, porque en una presa de terraplenes los daños más leves permitirán más tarde filtraciones de agua que llegan a ser causas de deterioros. Por ello, si la deformación plástica es permitida, los límites serían extremadamente bajos.

#### **5.2.4 Verificación de la Estabilidad de una presa por medio de cálculos de esfuerzos.**

En daños a presas durante sísmos hay colapsos de taludes, agrietamientos de coronas y aflojamiento de masas de suelo. Sin embargo, el método convencional no puede ser empleado para cualquier otro caso como no sea para el colapso de taludes. En razón para estudiar los otros dos problemas es que probablemente sea necesario aclarar los esfuerzos internos. También en verificaciones de la falla de un talud no puede ser suficientemente condicionado para usar solamente el método convencional. Por lo que se efectuarían consideraciones más racionales si pueden ser hallados los esfuerzos dinámicos.

Sin embargo, actualmente, los esfuerzos de una presa son esfuerzos no lineales y por tal, extremadamente dificultosos para ser calculados exactamente, y las propiedades dinámicas de los materiales de terraplenes son hasta ahora no muy bien comprendidas. Por todo esto, se anticipó que muchas dificultades serán experimentadas durante el diseño de una presa basado sobre sus esfuerzos, y los pasos deben ser claros para este método de diseño por medios de futuros empeños. Los avances más remarcados hechos recientemente en cálculos numéricos técnicos, inspiran más confianza, considerando las posibilidades de establecer cualquiera de los métodos.

En la sección 3.2.1, los esfuerzos dentro de una presa son calculados empleando la teoría elástica y el método del coeficiente sísmico. Cuando esto es comparado con los ensayos de falla de los modelos, puede verse que dichas fallas ocurren en

porciones donde el rango de los esfuerzos tensores cubren una área bastante amplia. En otras palabras, en los análisis numéricos de esfuerzos cuando las fuerzas sísmicas están incrementadas, aparecen altos esfuerzos de tensión en las porciones cercanas a las superficies de secciones del cuerpo, y el área del rango de los esfuerzos tensores es ensanchada. Sin embargo, en los ensayos de los modelos, las grietas son formadas en esas porciones y por ellas podrían sucederse deslizamientos en formas de avalanchas. También en los modelos de presas con corazones altamente rígidos, las grietas tienden a formarse en el corazón mismo, mientras que los cálculos de la porción a media altura hacia la cresta del corazón vienen a ser áreas de esfuerzos tensores. En ese momento los máximos esfuerzos tensores son alrededor de los 25 a 30 Kg/cm<sup>2</sup> en las secciones del cuerpo y cerca de 10 Kg/cm<sup>2</sup> en el corazón de acuerdo con los cálculos. Actualmente esos valores podrían diferir de acuerdo al tamaño de los granos y otras propiedades de los materiales de terraplenes. Tal que si existe una estrecha relación entre los cálculos del rango de los esfuerzos tensores y la falla en los ensayos de los primeros modelos por la suposición que la falla causará aflojamiento de la masa de suelo y pérdida de la resistencia del suelo donde aparecen los esfuerzos tensores en los cálculos.

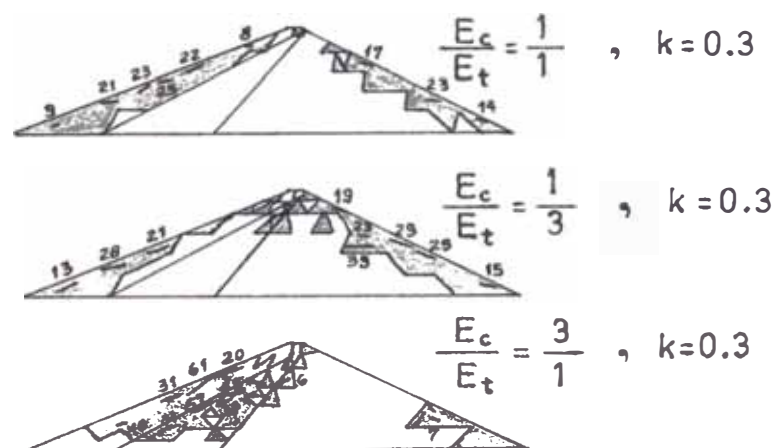
Además cuando se han realizado los cálculos de los esfuerzos, el esfuerzo tensor más grande es producido en la superficie de la porción de la parte media del talud. Esta porción se estima que sea la de mayor peligro. Cuando ya se ha establecido, que cuando los cálculos de esfuerzos son hechos considerando que las ondas sísmicas sean ondas superficiales que avanzan a lo largo de la superficie del sue

lo tanto como cuando la estabilidad del talud sea examinada estáticamente por el método de la superficie circular de deslizamiento, la conclusión es que la superficie del talud en su porción a media altura es la porción que más fácilmente tenderá a colapsar. Ese mismo resultado es obtenido con varios métodos de cálculos que indican que esa porción, actualmente llega a colapsar más fácilmente. Por lo tanto, se considera como previsión una berma ancha en la mitad de la elevación de la presa para incrementar la estabilidad de esta porción, la cual a su vez incrementará la estabilidad del talud entero de la presa.

H. B. Seed, estableció comparando esfuerzos calculados y propiedades de los materiales ensayados para la presa Sheffield, que la falla de esta presa en el sismo de Santa Bárbara, de 1925, fué probablemente debida a la licuación del suelo en la parte céntrica de la base de la presa. Este tipo de comparación proporcionó un nuevo método para verificación de la estabilidad de una presa.

Posteriormente a partir de ejemplos de verificación de estabilidad de presas por medio de esfuerzos internos, se comprobó la influencia que ejerce la ubicación del corazón en la presa, siendo más recomendable la posición central, ó inclinado hacia el lado de aguas arriba. Como bien se sabe, el papel que cumple el corazón es el de impedir el paso del agua, asimismo el propósito del cuerpo aguas arriba es el de ofrecer protección para el corazón, y el cuerpo de aguas abajo proporciona estabilidad para la presa. Por lo tanto, en una simple consideración podría aparecer que una presa con corazón inclinado, que tiene una gran sección del cuerpo aguas abajo ofrece-

ría una estabilidad más alta. Sin embargo, cuando se consideran aspectos del área de rango de tensiones y el aumento de esfuerzos tensores producidos durante un sismo, la presa de corazón central aparece como más estable. La fig 5.12 enseña los rangos de tensiones y los máximos valores de esfuerzos tensores para los tres casos de relaciones de rigideces entre el corazón y el cuerpo de 1:3, 1:1 y 3:1, y para un coeficiente sísmico de 0.3. Se puede ver que los rangos de tensión son más grandes, además hay mayor aumento de los esfuerzos en el cuerpo de aguas arriba y en corazones de presas de corazón inclinado que aquellas presas con corazón central como se mostró en la fig 4.20. Por todo esto se considera que las fallas por avalanchas de taludes de aguas arriba y agrietamiento de corazones son más probables de ocurrir en presas de corazón inclinado. Además cuando ocurren asentamientos durante ó después de la construcción, no se sucederán grandes deformaciones en las presas de corazón central, y por lo tanto, hay menos riesgo de que se produzcan agrietamientos en el corazón.



**Fig. 5.12.:** Zona de esfuerzos tensores en terraplenes con corazón inclinado ( $k=0.3$ ).



# CAPITULO VI

## EFECTOS SISMICOS A ESTRUCTURAS DE PRESAS DE TIERRA

### 6.1 INTRODUCCION.

Las presas de tierra existen desde épocas muy remotas. Hoy, con los avances de la Mecánica de Suelos y Equipos de construcción, se ha revolucionado la técnica constructiva para este tipo de presas, a tal punto que se han construído presas de tierra de grandes alturas, como por ejemplo:

- Presa Oroville, de tierra, 226 m. de altura y 2,028 m. de longitud de cresta, construída en E.E.U.U.
- Presa Nurek, de enrocado, 300 m. de altura y 810 m. de longitud de cresta, construída en la U.R.S.S.

En Japón también se tienen numerosas presas altas que bordean los 100 m. de altura, tales como:

- Presa Miboro, de 131 m. de altura.
- Presa Yanase, de 115 m. de altura.
- Presa Nagano, de 128 m. de altura.
- Presa Kisenyama, de 95 m. de altura.

La estabilidad de este tipo de estructura depende mayormente de las condiciones de construcción observadas en el lugar. Los problemas referentes que suelen presentarse son:

- a) La intensidad de la carga aplicada al terre-

no no resulta ser tan grande, por lo que este tipo de presa puede construirse sobre un terreno no muy resistente. Sin embargo, tal terreno usualmente vibrará más durante un sismo que el de tipo resistente y duro. Cabe considerar la posibilidad de licuación de ciertos tipos de terrenos.

- b) Puesto que los materiales de una presa de tierra no pueden resistir los esfuerzos cortantes, fácilmente se formarán grietas internas. Al existir éstas, con el transcurrir del tiempo sufrirá deterioros por las filtraciones del agua. En caso de ser una presa de enrocado, al producirse rápidos descensos del nivel de agua y repetirse constantemente, existirá el peligro de que los agregados finos del material de relleno sean lavados muy fácilmente. Estos deterioros son frecuentemente no descubiertos debido al grueso espesor del terraplén pudiendo ser causa de una inesperada falla durante un terremoto.
  
- c) Durante la construcción y después de su terminación se producirán asentamientos progresivos en el terraplén al transcurrir el tiempo. Mientras que por un lado este fenómeno tiende a rigidizar la presa, por otro lado cuando el asentamiento debido a la consolidación no es uniforme a lo largo de toda la presa, será la causa de deslizamientos locales y agrietamientos que podrían afectar tuberías involucradas a la presa.

Considerando estos problemas, deberán tomarse especiales precauciones en el estudio de estabilidad cuando este tipo de presas sean cons-

truídas en zonas donde los sismos a esperarse sean de intensidades altas.

## **6.2 CASOS DE DAÑOS SISMICOS A PRESAS DE TIERRA.**

Los casos de daños sísmicos en presas de tierra son muy numerosos, existiendo casos de presas con alturas menores de 20 m. que resultaron afectadas o destruídas por terremotos acaecidos. Por ejemplo, una presa de irrigación de 8 m. de altura y 200 m. de longitud sufrió un agrietamiento como consecuencia del terremoto de Off-Tokachi, en 1968, produciendo pérdida del volumen de agua embalsada y destruyendo los arrozales y vías férreas de la zona.

Similares fallas se presentaron en las ya terminadas presas de Alta Murayama, Baja Murayama y de Ono, al sucederse el terremoto de Kanto en 1923, las de Otaniike de la Prefectura de Ehime y Otaniike de la Prefectura de Kagawa que fueron seriamente dañadas por el terremoto de Nankai de 1944, Japón.

También en otros países se tienen casos de daños por sismos a este tipo de presas, así por ejemplo se puede mencionar la presa Sheffield, de 9 m. de altura, la presa Hebgen de 26 m. de altura y la de San Fernando de 40 m. de altura, en E.E.U.U. de Norte América.

Examinando los casos de presas de tierra sujetas a terremotos se puede visualizar que el daño nunca ocurrió en sismos de intensidades VI ó menos. Un sismo con intensidad de VII correspondiendo ésta a la intensidad sentida en los lugares donde se tienen reservorios suele afectarlos; así durante la ocurrencia de los terremotos de Mikawa (1945) y Yoshino

(1952) de intensidad VII, estos produjeron agrietamientos, asentamientos irregulares y filtraciones en diversas presas.

Para el caso del sismo de Oga (1939) la intensidad sísmica registrada en el distrito de Oga fué de VIII a IX, donde un total de 58 presas de irrigación sufrieron el embate de la fuerza telúrica resultando 12 de ellas destruidas. Algunas quedaron destruidas en el mismo momento del terremoto, pero el resto fué consecuencia de efectos posteriores al sismo tan fuertemente acaecido, ya que sufrieron agrietamientos que motivaron infiltraciones del agua embalsada produciendo tubificación y arrastre de materiales finos restándole consistencia a la presa, para finalmente fallar. Sucedieron casos que en reservorios escalonados debido al colapso del reservorio superior motivó la destrucción del reservorio inferior.

Hay que hacer mención que durante el terremoto de San Francisco (1906), a pesar de tener un buen número de presas de tierra sobre o muy cercanas a la falla activa de San Andrés, éstas sólo sufrieron unos pocos daños, no detectando ninguna destrucción, ya que en ellas se hizo efectiva la evaluación de sus resistencias sísmicas.

Desde luego que es naturalmente difícil para un material falto de resistencia a la tensión como lo es el material de terraplenes, el poder contrarrestar o resistir un violento movimiento sísmico. Es aquí cuando surgen las interrogantes de si la antisísmica viene siendo evaluada en el grado de su importancia o lo contrario.

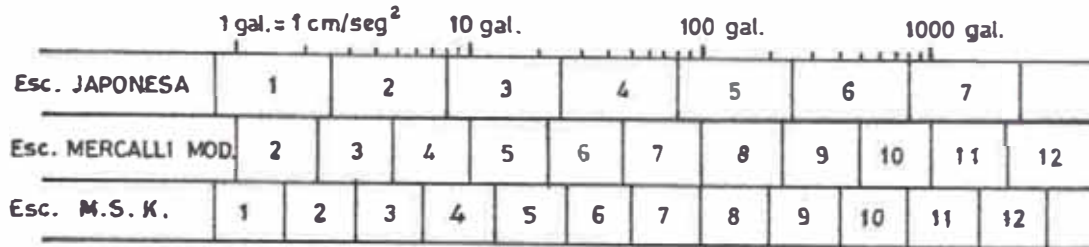
A partir del año de 1955 aproximadamente, se han desarrollado modernos diseños y técnicas de construcción de presas como que ya se inicia la era de las altas presas modernas tales como tipo arco, gravedad y enrocado.

ESCALA DE INTENSIDADES ESTABLECIDA POR LA AGENCIA METEOROLOGICA DEL JAPON.

- 0 .- Sentido por un sismógrafo pero no por seres humanos.
- I .- Sentido cuando la persona se encuentra inmóvil y silencioso, o por personas extremadamente sensitivas a los sismos.
- II .- Sentido generalmente por todos. Vibraciones suaves de puertas y ventanas.
- III.- Vibración de las edificaciones, traqueteo de ventanas y puertas, balanceo de objetos colgantes como focos de luz eléctrica, detectando un encrespamiento sobre la superficie del agua en un vaso.
- IV .- Fuerte movimiento de edificaciones. Se caen objetos inestables y se derrama el agua en un vaso llenado hasta los 4/5 de su volumen total.
- V .- Agrietamiento de muros, serios derrumbes de lentes rocosos y piedras. Daños a chimeneas de ladrillos y empastes de barro en paños de las casas.
- VI .- Aproximadamente 30% de destrucción de edificaciones de madera. Deslizamientos de montañas y desprendimientos de acantilado en cantidad numerosa.
- VII.- Más del 30% de edificaciones de madera es destruída.

Entre los casos de daños síis

a) Aceleraciones Sísmicas.



b) Velocidades Sísmicas.

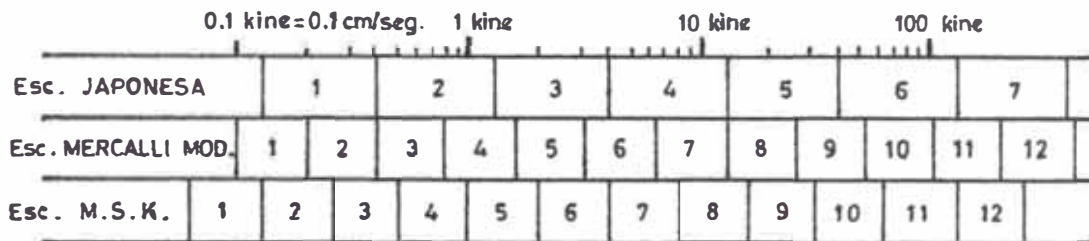


FIG. 6.1

micos a presas de tierra podemos enumerar los siguientes:

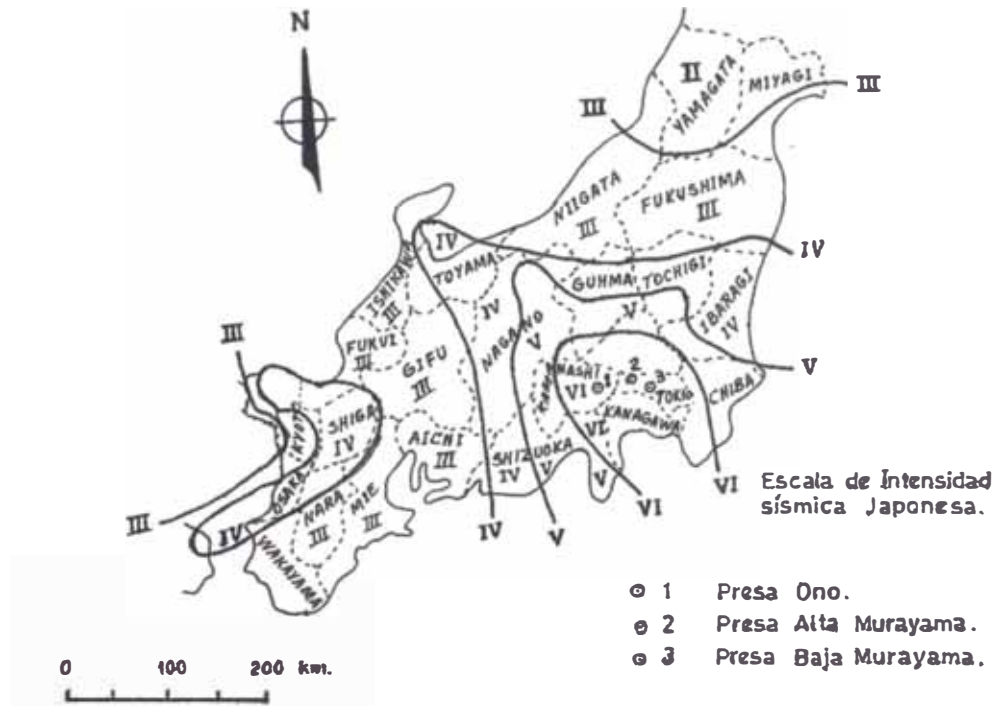
1.- SISMO DE KANTO

Acaeci6 el 1° de Setiembre de 1923, su epicentro estuvo localizado en 35°25'N y 139°50'E su magnitud fué de 8.3 y de intensidad VI de la escala japonesa (intensidad X RF, escala Rosi Forell).

Este sismo afect6 una serie de presas altas cuya relaci6n se presenta a continuaci6n:

Nombre de la presa.	Ubicaci6n	Tipo de presa.	Altura (m.)	Longitud de cresta (m)	Ancho de cresta (m)	Ancho de la base (m)
Ono	Prefect.de Yamanashi	Tierra	49.1	309.0	7.24	203.0
Murayama-Kami	Tokio	Tierra	24.0	320.0	6.36	129.0
Murayama-Shimo	Tokio	Tierra	30.3	590.0	7.27	148.0

La ubicación de estas presas la presentamos en la gráfica siguiente:



**Fig. 6.2.:** Distribución de la intensidad sísmica en el sismo de Kanto, en 1923.

### 1.1 PRESA DE ONO.

Ubicada en un tributario del Río Sagami en la región de Chubu. Es una presa de tierra con corazón central impermeable. Su altura es de 37.3 m. desde la cimentación y de 49.1 m. desde la base del fondo del corazón central.

El corazón central es de material concreto y estabilización suelo-cemento y el material del cuerpo es de tierra. La presa quedó terminada en el año de 1914 para 9 años más tarde ser afectada por el terremoto de Kanto.

El eje de la presa corría en la dirección N21°E. El estribo izquierdo era curvado hacia el lado de aguas arriba. La geología de la ribera derecha es un estrato paleozoico y la ribera izquierda es aluvional. La mayor parte de la presa descansa sobre un lecho rocoso.

La intensidad sísmica en la zona de la presa fué estimada a partir de las observaciones sobre el número de monumentos de piedra derribados, calculándose alrededor de 330 gal., expresado en la escala de intensidades como VI. Tuvieron lugar asentamientos de aproximadamente 3 cm. en el centro de la cresta de la presa y otro de 25 cm. en la sección curvada del estribo izquierdo. Sobre la cresta apareció una grieta de 20 cm. de ancho, 6 m. de profundidad y 40 m. de longitud, cerca del estribo izquierdo. También sobre el talud aguas arriba aparecieron varios agrietamientos que corrían paralelos al eje de la presa, siendo todas ellas superficiales no extendiéndose en el cuerpo. En el talud de aguas abajo y a una distancia de cerca de 10 m. de la cresta, se localizaron varias grietas más. La grieta más cercana a la cresta medía aproximadamente 10 cm. de ancho y 60 m. de longitud. Igualmente se ubicaron numerosos agrietamientos pequeños, detectando una grieta de 10 cm. de ancho, 11 m. de profundidad y 30 m. de longitud. También se comprobaron esponjamientos sobre el talud aproximadamente 18 m. bajo la cresta.

La atención se centró en el hecho que ocurrieron severos daños a la presa a pesar que sus taludes poseían relaciones de 1: 3 el de aguas arriba, y de 1: 2.5 el de aguas abajo, los que se consideran en el rango de "pendientes suaves".



En 1934 se realizaron mediciones de velocidad de ondas de corte en el cuerpo de la presa, encontrándose que en la cresta eran de solamente 52 m/seg. en comparación a que 50 pies debajo de la cresta eran de 88 m/seg. A esta diferencia de velocidades de ondas de corte se atribuye el agrietamiento de la porción superior de la presa.

## 1.2 PRESA MURAYAMA.

El embalse Murayama es un sistema compuesto de dos presas de tierra, una superior denominada Murayama - Kami y la otra inferior llamada Murayama - Shimo.

### 1.2.1 PRESA MURAYAMA - KAMI.

Está ubicada en un tributario del Río Tama en la región de Kanto. Es una presa de tierra de 24 m. de altura, con corazón central. La dirección del eje de la presa es N 10°E. Quedó terminada en Junio de 1923, apenas poco tiempo antes de que ocurriera el terremoto de Kanto. La geología de la zona de la presa es de una formación de greda o margas del período terciario. El material terraplenado del corazón es una mezcla de arcilla y arena combinados en la relación de 2: 1. Este material fué colocado en capas de 9 cm. de espesor las que compactadas quedaron reducidas espesores de 6 cm. mediante empleo de rodillos. En las otras secciones de la presa, la tierra se colocó en capas de 15 cm. de espesor las que fueron compactadas a 9 cm. En el talud de aguas arriba fué depositada una capa de grava de 30 cm. de espesor sobre la que se colocó bloques de concreto de 1.8 m<sup>2</sup> de sección, y espesores de 30 y 45 cm. El espacio entre los bloques de concreto fué relleno con arcilla. La inten

sidad sísmica en este distrito fué estimada de la escala de Intensidades como VI. El nivel de agua del reservorio estaba 7.58 m. por debajo del nivel máximo en el momento de ocurrencia de los sismos.

Los daños causados por el sismo fueron entre otros, el desplazamiento hacia el frente de los bloques de concreto, moviéndolos aproximadamente 6 cm., la destrucción de un conducto de drenaje del parapeto del muro vertical sobre la cresta de la presa. Se observaron asentamientos de 18 cm. al centro de la cresta. Sobre el talud aguas abajo, se detectaron asentamientos cercanos a 1.20 m. en su parte media, existiendo una grieta de 12 cm. de ancho por 110 m. de largo. Además hubieron otros asentamientos de hasta 1.20 m. alrededor del centro de los conductos de drenaje, en la berma y pie del talud aguas abajo de la presa. El alineamiento de una berma de la presa sufrió una desviación muy suave. Sin embargo, no aparecieron grietas en los taludes de la presa.

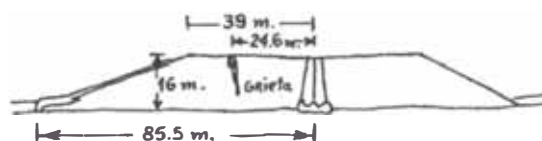
Investigaciones sísmicas llevadas a cabo en esta presa en 1934, se comprobó que las velocidades de las ondas de corte cerca a la cresta eran de 114 m/seg., mientras que 50 pies por debajo de ella eran de 121 m/seg.

#### 1.2.2 PRESA MURAYAMA - SHIMO

Ubicada cerca de la presa Murayama Kami, El método de construcción empleado fué similar a la anterior. En el momento de ocurrencia del terremoto de Kanto, esta presa aún no estaba terminada, recién había alcanzado una altura de 16.2 m. de su altura total que posteriormente llegaría a 30.3 m.

Aparecieron tres grietas para  
lelas al eje de la presa aproximadamente 25 m. aguas  
arriba del centro de la presa, siendo la más notoria  
una de 2.4 cm. de ancho, 10 m. de profundidad y 68 m.  
de longitud, reconociéndose que la cimentación donde a  
pareció esta grieta era la más débil.

La medición de las velocidades de las ondas de corte en la presa mostraron valores de 105 y 99 m/seg., respectivamente en la cresta y 50 pies por debajo de ella. El incremento en la velocidad de las ondas de corte cerca de la cresta fué atribuído al hecho de que la cresta había sido usada como una vía ocurriendo por ello una compactación local en el material superficial.



**Fig. 6.3.:** Daños a la presa Murayama-Shimo durante su construcción (Terremoto de Kanto, 1- Set-1923).

## 2.- SISMO DE NANKAI

Hay 7 casos en los cuales se conoce que presas altas han sido dañadas por el terremoto de Nankai, sucedido el 21 de Diciembre de 1946. Todas estas presas cumplían servicios de irrigación y aparte de la presa Honen - Ike localizado en la prefectura de Kagawa que es de tipo arcos múltiples de concreto armado, las restantes presas son de tierra. De todas ellas damos descripciones de las presas Otani Ike y Honen-Ike.

## 2.1 PRESA OTANI - IKE.

Ubicada en Otani, región de Shikoku, es una presa de tierra con corazón central impermeable. Posee 27 m. de altura, un ancho de cresta de 8 m., 116.4 m. de ancho en la base y 213 m. de longitud de la cresta. Las pendientes de los taludes son de 1:4 el de aguas arriba y de 1:3, el de aguas abajo, el terraplén exigió un volumen total de 168,800 m<sup>3</sup>. Esta presa quedó terminada en 1920. El suelo de cimentación es arenisca.

Fué a los 26 años de concluída su construcción cuando soportó el terremoto de Nankai. El promedio de la intensidad sísmica sentida en la zona fué reportada como VI, a pesar de que la distancia epicentral se encontraba en el mar, la costa experimentó una alta intensidad sísmica local. El tirante de agua del embalse era de 16 m. en el momento del sismo. La dirección del eje de la presa es N 85° E.

El sismo tan violento provocó una grieta sobre la cresta, aproximadamente de 84 m. de longitud la que corría paralela con el eje de la presa. En resumen, aparecieron otras grietas más, paralelas al eje de la presa sobre el talud de aguas arriba a 12 y 22 m. del extremo aguas arriba de la cresta y sus longitudes eran de 60 m. y 24 m. respectivamente. Las alcantarillas en la base de la presa y en el estribo izquierdo también sufrieron deterioros.

Durante la reparación de la presa, se rellenaron las grietas siendo nuevamente compactadas, aplicándose inyecciones de lechada de cemento a las alcantarillas.

## 2.2 PRESA HONEN - IKE.

Ubicada en la región de Shikoku. Esta presa sufrió daños menores por efecto del terremoto de Nankai de 1946. La presa tiene 30 m. de altura siendo su longitud de cresta de 145 m., de los cuales la parte central de 87 m. es una estructura de arco múltiple contigua a una estructura de gravedad de concreto en ambos extremos. Cada sección en arco tiene una luz de 14.4 m.

El sismo causó una grieta en la sección de arco múltiple cerca de la unión con el contrafuerte detectándose filtraciones de agua. Estas filtraciones ocurrieron también en el estribo izquierdo donde la cimentación rocosa era poco resistente. Los daños fueron resanados mediante inyecciones de lechada de cemento.

## 3.- SISMO DE SAN FRANCISCO.

Sucedió el 18 de abril de 1906, su epicentro estuvo en los  $38^{\circ}00' N$  y  $123^{\circ}00' W$ , siendo su magnitud de 8.3 y la intensidad fué de X en la escala de Rossi Forell.

### 3.1 PRESA DE SAN ANDRES.

La falla de San Andrés atraviesa este reservorio desde el lado Noroeste hasta la presa de tierra que está conformada por dos rellenos separados por un promontorio rocoso que sirvió como estribo común para ambos rellenos. La falla pasaba a través del promontorio del estribo común y no interceptó ninguno de los rellenos. La presa fué construída en 1870. Para ello se construyó un muro de concreto en una trinchera abierta hasta tocar

roca, cuya parte superior se elevó por sobre el estrato de roca, construyendo sobre él la porción inferior del núcleo de arcilla de 20 pies de ancho.

El método constructivo y el material de relleno empleados han sido discutidos por Sherard.

El material directamente debajo de la presa consiste en un estrato gravoso mezclado con arena y arcilla, variando su espesor desde unos pocos pies cerca a los extremos, hasta 39 pies en el punto más profundo. La roca noroeste es serpentina y la del lado este es basalto y diabasa. Estas dos porciones rocosas están separadas por el plano de falla.

Antes de 1906 no se tuvieron problemas de sismos, estabilidad o filtraciones, y en 1875 la presa fué elevada a 18 pies.

En 1906 la falla atravesó el promontorio dividiendo ambos rellenos. El promontorio fué desplazado. Asimismo, la carretera y una cerca existente en esa zona fueron desplazados cerca de 7 pies por efecto del movimiento sísmico.

La presa mostró una severa de formación por una distancia de más de 150 pies. Se encontraron grietas paralelas a la cresta, y transversales cerca al apoyo central. Una de las grietas más severas corría en diagonal a través de la presa por debajo del vertedero que no llegó a ser dañado. Se ubicó una grieta de 3 pulgadas de ancho extendiéndose a lo largo de la línea central en toda la extensión de la presa. Hubieron otras grietas en la carretera, En

el pié aguas abajo de la presa, no se detectaron evidencias de filtraciones.

La presa se ha mantenido en uso y la única reconstrucción necesaria después del sismo de 1906 fué el revestimiento sobre el promontorio, y por lo tanto la estructura ya no aparece dividida en ese punto.

### 3.2 PRESA UPER CRYSTAL SPRINGS.

La falla de San Andrés atraviesa la presa de Uper Crystal Springs casi en ángulo recto.

Fué construída en 1878 y es similar a la presa de San Andrés, se encuentra cimentada por el lado NO sobre peridotita serpentínada mientras que por el lado SO se apoya en la antigua formación aluvional de Santa Clara, la que en algunos lugares alcanza los 300 piés de espesor conformando un depósito aluvional estratificado con fragmentos angulares de roca y cantos rodados.

No se tienen datos sobre su proceso constructivo pero se supone haya sido similar a la de San Andrés. Al ocurrir el sismo de San Francisco en 1906, la presa de Uper Crystal Springs se hallaba en estado de servicio, y los daños que se detectaron fueron:

En la intersección de la falla con la presa la estructura fué desplazada y dislocada cerca de 8 pies. Aparecieron grietas transversales y longitudinales en la parte superior de la presa, siendo algunas de las transversales de un ancho de 6

pulgadas y profundidad de 4 pies. Estas grietas no eran tan definidas e indicaban una distorsión general en cada lado de la línea de falla.

Los hechos indicaban también que además del desplazamiento de la presa, hubo una considerable compresión en la dirección normal a la falla. En la cresta de la presa, que se encontraba a unos 20 piés por encima de la cimentación rocosa considerando que la distorsión aparente estaba asociada con el levantamiento de la presa ocurrido unos años antes lo que motivó un relleno de 7 piés de espesor los que no fueron compactados adecuadamente como sí se efectuó en la parte principal de la presa. Este relleno adicional y el alto nivel de la napa freática dieron como resultado que ocurrieran grietas longitudinales y los taludes presentaron tendencia de futuros deslizamientos. Es muy difícil decir hasta que punto el sismo de 1906 dió prueba de la capacidad de retención del embalse de agua en esta presa, ya que tenía el mismo nivel de agua a ambos lados.

### 3.3 ANTIGUA PRESA DE SAN ANDRES.

Durante el sismo de 1906 esta presa se encontraba completamente sumergida siendo nuevamente visible en 1931 al bajar el nivel de agua del reservorio, comprobándose que se había desplazado como consecuencia del movimiento de la falla, la cual pasaba a través de la presa a un ángulo recto con la cresta y a unos 30 pies del vertedero Oeste. El desplazamiento a lo largo de la falla era cerca de 7 piés. El único daño visible en la presa era una grieta de 2 pulgadas de ancho que se extendía verticalmente hacia arriba por la superficie de ladrillo del vertedero. No se conoce el proceso constructivo ni los materiales em



pleados en esta presa.

#### 3.4 PRESA DE LAKE RANCH.

Es otra presa interceptada por la falla de San Andrés, situada a 2 millas al sur del pueblo de Congress Springs. Fué construída por el año de 1877. No se tiene descripción de los procedimientos ni de los materiales empleados en su construcción.

El sismo de San Francisco de 1906 no interesó la estructura principal sinó un dique subsidiario de 3 piés de alto. Se comprobó que el agua del reservorio rebasó este dique pero no se llegó a reportar ningún daño en la estructura principal de los estribos.

#### 3.5 PRESA DE BEAR GULCH.

Esta presa se ubica al SE de la presa Uper Crystal Springs y a 2 millas al NE de la falla de San Andrés.

La estructura original es un relleno homogéneo construído el año de 1896 con una arcilla medianamente plástica de origen fluvial. Se consideró que el método de construcción fué similar al empleado en la presa de San Andrés. Su cimentación es arenisca blanda y esquisto con una inclinación de algunos grados en la dirección de aguas abajo. Durante el sismo de San Francisco en 1906 la presa no fué dañada, dado que la intensidad sísmica local fué bastante baja. Sin embargo se reportó que el agua del reservorio fue arrojada 25 pies más allá de la cresta de la presa. Algunas de las tuberías de agua que iban del reservorio al pueblo de Meulo Park llegaron a fallar.

En 1929 la presa fué elevada 18 pies y en 1936 ocurrió un pequeño deslizamiento de 3 pies de espesor en la cara aguas abajo.

### 3.6 PRESA DE PIEDMONT.

Esta presa de tierra fué construída en 1905. No tiene núcleo. El material de relleno fué tomado del área misma del reservorio y era un material areno limoso, producto de la descomposición de las formaciones de arenisca. La presa está cimentada también sobre arenisca. Fué terminada apenas unos meses antes del sismo habiendo sido llenada y pueta en uso.

Como resultado del sismo aparecieron grietas transversales y longitudinales cerca a un extremo de la presa, mientras que en la parte central se observó un asentamiento de aproximadamente 6 pulgadas.

Una inspección de la presa en 1930 mostró una deflexión lateral de la cresta en 6 pulgadas en la dirección aguas abajo. Al mismo tiempo se estimó que el revestimiento de concreto de la cara aguas arriba se había asentado 18 pulgadas en el nivel de la cresta.

### 4.- SISMO DE IMPERIAL VALLEY.

Acaeció el 22 de Junio de 1915, siendo su epicentro ubicado en  $32^{\circ} 48' N$ ,  $115^{\circ} 30' W$ , no se logró conocer la magnitud, pero su intensidad fué estimada como IX RF.

#### 4.1 DIQUE DE VOLCAN LAKE.

Se encuentra a 25 millas al sur de Calexico, México; no se poseen datos sobre su construcción que comprendió los años de 1890 a 1900, bajando previamente el nivel del agua del lago. El área se compone de depósitos muy blandos, saturados, además posee una alta actividad sísmica. Durante los sismos, a menudo se puede observar como surgen columnas de lodo elevándose de los numerosos "geisers" volcánicos del área.

El sismo que ocurrió en 1915 fué sumamente severo quedando el dique en un estado desastroso. En la zona se describió al sismo como fuerte, pero los mexicanos que moraban en el lado Oeste del lago lo describieron como muy suave. Se estima que la intensidad sentida en la zona fué de VI RF como máximo.

La estructura fué inspeccionada inmediatamente después del sismo verificándose una gran destrucción y fracturación del cuerpo principal del dique. Hubieron grietas de 18 pulgadas de ancho tanto en la cara aguas arriba como en la de aguas abajo del dique, extendiéndose 5 piés en el cuerpo. En ese mismo año de 1915 se produjo un segundo sismo pero que fué considerado menos intenso que el sucedido en el mes de Junio. Posteriormente al segundo sismo, este dique fué reconstruído, siendo nuevamente dañado por el sismo de 1940. En el sismo la falla cruzaba la estructura a un ángulo recto con el centro. El dique falló en más de seis partes, inundando el área aguas abajo. La intensidad fué por lo menos de IX M.M.

## 5.- SISMO DE TEJON PASS

Acaeció el 22 de Octubre de 1916.

### 5.1 PRESA FAIRMONT.

Los métodos de construcción y las condiciones de la cimentación fueron descritos por Kelly. Esta presa fue sujeta a sismos moderados como los de Tejon Pass y Santa Mónica. Sufrió un asentamiento cerca al estribo izquierdo. No se tiene mayores datos sobre su comportamiento.

## 6.- SISMO DE SANTA BARBARA.

Sucedió el 29 de Junio de 1925, su epicentro fué ubicado en  $34^{\circ} 18' N$ ,  $119^{\circ} 48' W$ , la magnitud fué de 6.3 y la intensidad de IX RF.

### 6.1 PRESA SHEFFIELD.

Está ubicada a 1.5 millas al Norte de Santa Bárbara, California. Fué construída con material de lo excavado para el reservorio y compactado pasando el equipo de construcción sobre el relleno. La pendiente aguas arriba fué protegida con una capa de arcilla de 4 piés de espesor, la que se llevó 10 piés en la cimentación para servir como una pantalla. Este estrato de arcilla fué protegido con un revestimiento de bloques de concreto articulado de 20 piés x 20 piés de sección y 5 pulgadas de espesor. De acuerdo con Nunn, se tomaron toda clase de precauciones para asegurar una buena construcción.

En el sitio que ocupa la presa hay un estrato de arenisca perteneciente al eoceno

que se inclina ligeramente en dirección aguas abajo; sin embargo el material de la superficie es una cama aluvional con superficie horizontal, en general consiste de cantos rodados del eoceno, arenisca y esquisto. El material esquistoso se encuentra descompuesto y da algunas propiedades plásticas al medio. El depósito aluvional está bien compactado y no presenta vacíos; no se conoce el espesor de este depósito, pero en el lugar de la presa se extiende de 10 a 20 pies por debajo del nivel del suelo. Juzgando su topografía Buwalda infiere un espesor máximo de algunas decenas de pies bajo el fondo del reservorio. Inmediatamente por debajo de la presa el depósito aluvional consiste de arena arcillosa intercalada con arena limosa y delgadas capas de arcilla con cantos rodados. Esta formación se extiende a una profundidad de 4 a 22 pies por debajo del nivel donde se encuentra la arenisca.

La tubería de desagüe pasaba por debajo de la presa en su punto medio y fué colocada en una zanja que se rellenó con arcilla y estando conectada a una compuerta de acero situada 15 pies aguas abajo del extremo inferior de la presa.

La presa falló el 29 de Octubre de 1925 cuando un sismo de intensidad moderada ocurrió en la región de Santa Bárbara. Antes de esa fecha toda el área estuvo sometida a sismos cuya intensidad máxima llegó a ser VI, exactamente en 1917 (escala de Rosi Forell). El sismo de 1925 tuvo intensidad de VIII RF, mientras que en otros lugares la intensidad fué de IX RF debido a la naturaleza del suelo.

Willis indica que en la ciudad de Santa Bárbara la intensidad estimada fué de X

RF, indicación razonable dado que un pequeño río y un pantano existentes en el lugar fueron rellenados. Sin embargo la intensidad en el lugar de la presa debe haber sido bastante menor y probablemente no excedió de VIII RF. Tal que la compuerta de acero del reservorio no mostró ningún daño y el Hotel San Isidro, cercano a la presa y cimentado en arenisca sólo tuvo algunas de sus chimeneas dañadas.

### 6.3 DETALLES SOBRE DAÑOS SISMICOS.

#### 6.3.1 Grietas Longitudinales.

Las grietas longitudinales constituyen el tipo de daño sísmico que se presenta con mayor afluencia. Tales grietas son localizadas generalmente en el área de la cresta de la presa. Al suceder ellas en los taludes suelen presentarse en la cara del talud aguas arriba, debido al aumento de permeabilidad en dicha porción de la presa. Sin embargo cuando el drenado de aguas abajo es inadecuado, también pueden surgir grietas en ese lugar.

La formación de anchas grietas longitudinales se considera debido a esfuerzos de tensión producidos en la superficie de la presa. Las profundidades de las grietas en estos casos son usualmente asumidas como  $\frac{1}{2}$  de la altura en la cual el terraplén de suelo puede mantener su verticalidad, esto es;

$$H = \frac{1}{2} h$$

donde: H = profundidad de la grieta.

h = altura del terraplén.

y a su vez se conoce el valor de h mediante la expre-

sión :

$$h = \frac{4c}{\gamma} \tan \left( 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

siendo:

$\gamma$  = peso por unidad de volumen.

$c$  = cohesión

$\varphi$  = ángulo de fricción interna del suelo.

No siempre los deslizamientos ocurren simultáneamente sobre el talud.

La otra causa de origen de las grietas longitudinales es el desigual asentamiento ya sea del corazón o del terreno de fundación. En el ejemplo de daños sísmicos de presas mostrado en la Fig. 6.3 las grietas longitudinales se formaron en la parte media de la presa, parte que fué construída sobre la cimentación más débil del suelo. Puesto que las grietas longitudinales son interiores, algunas veces son tales que no pueden ser localizadas a simple vista, resultando necesario efectuar una minuciosa y detallada investigación. Grietas similares se formaron en la presa Hachi, y fueron descubiertas cuando se comenzó a excavar en el cuerpo de la presa con el fin de resanar los aliviaderos deteriorados por el sismo de Niigata.

### 6.3.2 Deslizamiento de Taludes.

Los deslizamientos de taludes pueden ser considerados como el resbalamiento de una masa a lo largo de una superficie interior de la presa, consecuente de la pérdida de estabilidad debida a la variación de esfuerzos por lo que el suelo pierde

resistencia debido a la vibración y al aumento de la presión de agua de poros o subpresión. En casos de daños sísmicos estos deslizamientos ocurren más frecuentemente en los taludes aguas arriba y los desplomes son más comunes en taludes aguas abajo.

Tales daños también suelen hacerse presentes en taludes bastantes suaves como 1:3. Al respecto, tal como se han realizado en ensayos de vibración o investigado casos de daños sísmicos, la aparición de una grieta sobre la cara del talud aguas a arriba no necesariamente indica que hay un deslizamiento en esa cara, pues muchas veces hay grietas que corren a través de la presa, desde el talud aguas arriba hacia el talud aguas abajo.

Si el relleno del talud aguas arriba está saturado, podrá ser posible la licuación cuando se encuentre sujeto a una vibración que exceda un determinado límite. De acuerdo a ello, las investigaciones de la Mecánica de Suelos, indican que dicha licuación ocurre más fácilmente cuando la pendiente del talud es bastante suave. Una vez producida la licuación, el talud no tendrá mucha relación para la estabilidad de la presa. En consecuencia, deberán tomarse serias precauciones en la utilización de los materiales y en la construcción para prevenir la licuación.

### **6.3.3 Grietas Transversales.**

Las grietas transversales conocidas son de cuatro tipos:

1. Las formadas por una vibración violenta en la dirección paralela al eje de la presa.



2. Las formadas cerca a ambos extremos del terraplén, debidos a diferentes características entre la vibración del terraplén y los estribos.
3. Las formadas debido más que nada a la consolidación no uniforme en el interior de la presa, especialmente sobre los aliviaderos.
4. Las debidas a asentamientos diferenciales de la fundación.

Comparando las grietas transversales con las longitudinales las primeras se suceden con menos frecuencias que las segundas, pero el daño que las primeras originan es que pueden servir como fuga de agua prestando servicio como si fueran canales, causando roturamientos, por lo cual es aconsejable su temprana reparación.

#### **6.3.4 Asentamientos.**

Según estudios de daños sísmicos, los deslizamientos son por lo general una consecuencia de asentamientos seguidos por socavaciones y derumbamientos y luego por pandeo o compresión. Los casos de asentamientos debidos únicamente por socavación o por compresión en el terraplén, son relativamente escasos. El máximo asentamiento reportado a consecuencia de presión de tierras en presas fué de 70 cm. acaecido en la presa Funaoka (de 11 m. de altura) y de 30 cm. en la presa Kuzugadai (5.2 m. de altura) durante el terremoto de Niigata. Ambas presas son de tierra, ubicadas en áreas donde la intensidad sísmica sufrida fué de VII; los asentamientos son por lo general del orden del 6% de la altura de la presa.

### 6.3.5 Accesorios.

El tipo de daño más común que sufren los accesorios de una presa son las grietas y roturas en los aliviaderos y filtraciones de agua por la superficie de contacto entre el aliviadero y el material térreo del cuerpo de la presa. Estas filtraciones pueden ser la causa de futuras tubificaciones en el interior - del terraplén para generar luego la fractura o rotura de la presa. A fin de que ello no suceda será necesario una investigación muy minuciosa. El agrietamiento de tuberías montadas en la tierra puede ser debido al hecho de que la última o posterior no puede ser preservado en gradas con un gran desplazamiento de tierra debido a la diferencia entre los dos. Por lo tanto es conveniente que las tuberías presenten flexibilidad. El empleo de tuberías de acero y juntas flexibles resulta bastante efectiva en la prevención de este tipo de daños.

De acuerdo a un informe de reservorios de irrigación en el país de Japón, los daños a presas de tierra originados por fuertes lluvias y por envejecimiento es remotamente más común que la originada - por efectos sísmicos, pero una interesante conclusión del estudio es que los sismos son aunque lejanamente una causa del envejecimiento de las presas. La afinidad radica en que puede una avería ser tan leve, por efecto de un sismo, que no es notado simplemente en el acto, pero con el transcurrir del tiempo la estructura de la presa se va debilitando sea por la continúa infiltración del agua o por otras ocurrencias, todo lo cual conduciría eventualmente a una posterior falla de dicha estructura.

#### **6.4 Relaciones entre los materiales del terraplén y las fallas en estructuras de presas de tierra.**

Las presas son diseñadas para resistir los terremotos, tal es así, que casi no hay casos de falla completa. Sin embargo como se ha establecido previamente, un número de pequeñas presas de tierra para la agricultura han fallado durante los terremotos acaecidos y la falla más usual es la de deslizamiento del talud sobre una superficie de deslizamiento hacia el lado de aguas arriba. Han sido numerosas las presas de tierra menores de 15 mt. de altura, en la península del distrito de Oga y un número grande, palpable en ellos, han sido dañados por el violento y fuerte sismo local que acaeció por el año 1939. Las investigaciones sobre las consecuencias sufridas fueron chequeadas convenientemente, dándose relaciones que posteriormente fueron reconocidas, sobre las formas de las presas, los materiales y las fallas de la presa.

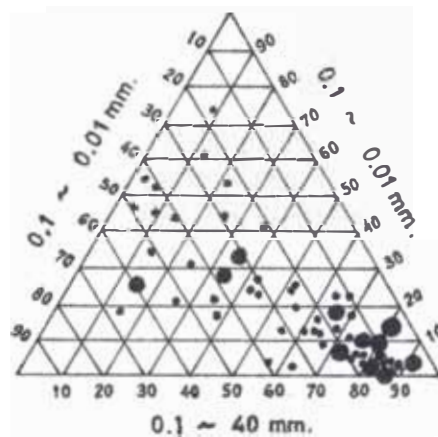
##### **6.4.1 Gravedad Específica.**

No hay conexión directa entre la gravedad específica del material del terraplén y los deterioros sísmicos.

##### **6.4.2 Características del tamaño de los Granos.**

La fig. 6.4 es una carta de clasificación de suelo en el reconocimiento de las presas de tierra. Los círculos grandes indican presas roturadas, los círculos pequeños indican no dañadas o simplemente presas dañadas levemente. Hay 12 círculos grandes; los tres de la parte central media representan presas conocidas que han fallado por causas ajenas a las propiedades del suelo. Los otros nueve círculos

están todos en la esquina inferior derecha indicando que hay una estrecha relación entre el tamaño del grano de los suelos y los daños sísmicos. De acuerdo a esto, la arena no es conveniente para ser material de terraplenes debido a que es muy sensible a la vibración y podría licuarse debido a la penetración del agua en ella.



● Fallada                      • Intacta o ligeramente fallada

**Fig. 6.4.:** Efecto del tamaño de los granos de suelos sobre daños sísmicos en presas de Tierra.

### 6.4.3 Cohesión y Resistencia a la Fricción.

La cohesión y resistencia a la fricción tienen estrecha relación con la resistencia sísmica de una presa. Cuando la cohesión ó resistencia a la fricción son suficientemente grandes, entonces habrá un daño sumamente pequeño; cuando hay solamente un grado bajo de cohesión y de resistencia, entonces hay peligro de roturamiento ó fractura de la presa. Puesto que la resistencia a la fricción se hace marcadamente inferior por la vibración, la estabilidad de una presa será perjudicada en esos momentos por un sismo, a menos que la fricción sea excepcionalmente

alta o tan pequeña que no sea asumida para contribuir a la estabilidad en el diseño de la presa. En el último caso, la cohesión debe naturalmente ser alta y no ser sensible a la vibración.

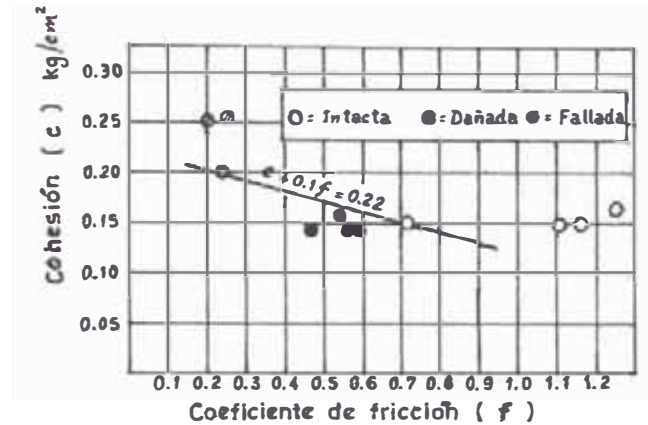


Fig. 6.5.: Efecto del coeficiente de fricción y la cohesión de suelos sobre daños sísmicos a presas de Tierra.

La relación entre la cohesión resistencia a la fricción y grado del daño para las presas investigadas está ilustrada en la fig. 6.5 la que facilita una estimación de límites para prevención de roturas. Asumiendo que este límite sea una línea recta, las condiciones para prevención de rupturas cuando "C" es resistencia cohesiva en Kg/cm<sup>2</sup> y "f" es el coeficiente de fricción están dadas por:

$$c + 0.1 f > 0.22 \dots \dots \dots (6.1)$$

En comparación con los materiales, las prácticas constructivas también afectan la estabilidad de una presa y las investigaciones al respecto han revelado que cuando la rigidez del corazón difiere demasiado mayor que la del cuerpo, la grieta será grave.

#### 6.4.4 Forma de la Presa.

De acuerdo al informe de daños sísmicos, los taludes cuya gradiente sea más suave que 1:25 no fallarán. Sin embargo, una estrecha relación entre la altura, ancho de cresta y talud, con el grado de daño sísmico no ha podido ser reconocido.

Los resultados de las investigaciones de daño sísmicos durante el sismo de Niigata a presas de tierra menores de 20 mt. de altura, mostraron el mismo resultado con respecto al talud. En consecuencia, hubieron más daños en presas muy altas que en las bajas; las presas quedaron intactas cuando los anchos de cresta eran entre el 40% al 100% de la altura y quedaron dañadas cuando los anchos de cresta fueron muy estrechos ó más anchos que éste. A través de estos resultados es posible sacar conclusiones que no existe estrecha relación entre la gradiente del talud y el daño sísmico cuando el talud es suficientemente suave, también que un ancho de cresta bastante grande favorece la amplificación del compás de la vibración hasta llegar a la fracturación, asimismo, una berma efectiva una disminución de daño al talud posterior.

Se debe anotar que las presas citadas anteriormente fueron en su mayoría presas pequeñas adaptadas para servicios agrícolas, las que no necesariamente fueron construídas con técnicas modernas. Hay que considerar que cuando no se ha efectuado un correcto control en el proceso constructivo, los defectos en los materiales y las técnicas de construcción llegan a ser obvios. Por lo tanto, cuando se ha ejecutado un adecuado control a modernas construcciones, tampoco se puede afirmar que las gradientes de

los taludes no tienen relación con los daños sísmicos. Sin embargo, visualizando los ejemplos de daños sísmicos no se puede afirmar simplemente que una presa quedará intacta siendo de talud suave.

### **6.5 Fallas en Presas de Enrocado.**

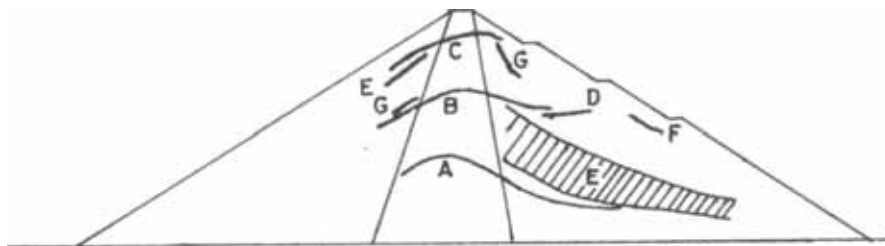
Dado que la historia de presas de enrocado es reducida y no habiendo ocurrido sismos de gran magnitud, si consideramos que los acaecidos se encuentran en el rango de sucesos generalizados, entonces se puede decir que aún no se conoce que tipo de fallas podrían sucederse. Los estudios de fallas utilizando ensayos de modelos son en verdad muy necesarios. Pero, existen problemas para las consideraciones de similitud entre el modelo y el prototipo, esto es, que hace falta contar con algún medio efectivo para estudiar el mecanismo de falla de este tipo de presa.

Se tienen algunos ensayos hechos sobre modelos de presa de enrocado con corazón central, altura de 1.4 m., ancho de cresta de 0.14 m., ancho de base de 6.4 m., teniendo las siguientes gradientes en los taludes, 1: 2.5 para el de aguas arriba y 1: 2.1 para el de aguas abajo. El modelo signado como "A", poseía un corazón con mayor rigidez que el cuerpo o cortina, mientras que el modelo "B" tuvo un corazón con una rigidez aproximadamente igual que la del cuerpo.

El modelo fué construído sobre una mesa vibratoria, con la que se le aplicó una vibración sinusoidal con un período constante de 0.22 segundos. Gradualmente se fué incrementando la ampli-

tud hasta conseguir que la presa fallara. El período de 0.22 segundos fué determinado a partir de la capacidad de la mesa vibratoria, la que resultó ser mucho más larga que el período natural del modelo. Prácticamente las vibraciones se aplicaron en forma continuada hasta provocar el colapso del modelo a manera de avalancha ocurrida en la superficie. Luego de sucederse el colapso, se confirmó la posición de la línea de deslizamiento mediante el empleo de instrumentos colocados en el interior del cuerpo del modelo. Además, en el caso del modelo "B", las variaciones de las deformaciones durante el tiempo de vibración y la deformación residual de la presa después del colapso también fué medida y controlada.

En el siguiente gráfico se describen las progresiones de las fallas presentadas en el modelo "B" como consecuencia de los ensayos de vibración.



**Fig. 6.6.:** Zonas de progresión de daños en el modelo de terraplenes.

1. Cuando la aceleración de la mesa vibratoria alcanzó aproximadamente los 140 gal, el cuerpo y la cara aguas abajo cercanas a la cresta sufrieron leves asentamientos. Simultáneamente ocurrieron desplazamientos relativos en las líneas A , B, y C como está indicado en la fig. 6.6. Hasta que la aceleración de la mesa vibratoria alcanzó aproximadamente los



270 gal, esos desplazamientos no se incrementaron pero se mantuvieron más o menos constantes en casi todos los puntos. La extensión de los desplazamientos también fué pequeña. Esos desplazamientos relativos se suponen que ocurrieron debidos a la vibración de los materiales compactos de la presa.

2. Cuando la aceleración de la mesa vibratoria alcanzó entre los 190 a 210 gal, apareció cerca de la línea D un desplazamiento relativo imperceptible. Esto indicó que se había producido una condición inestable dentro de esa área.
3. Cuando la aceleración se incrementó a 270 gal, se produjo, un desplazamiento relativo a la vibración en la vecindad de la línea D como se observa sobre el área encerrada de E que es el área sombreada en la figura. Sin embargo, este desplazamiento no se incrementó y permaneció más o menos constante. Además, la presión sobre los gránulos encerrados bajo el talud aguas abajo, contiguas a la superficie y a media altura de la presa, dirigidas hacia arriba, han sido indicadas como ondas de formas sinusoidales pero señalando previamente que una cara se encuentra saturada. Esto es probablemente lo acontecido ya que los esfuerzos en esta porción estuvieron variando por la tensión.
4. Cuando la aceleración alcanzó los 280 gal, de vibración, apareció un desplazamiento relativo cerca de la línea F, y a 320 gal, otro cerca de la línea G. Sin embargo, casi no hubieron aumentos en la extensión de esos desplazamientos.
5. Cuando la aceleración alcanzó los 340 a 350 gal.,

las deformaciones se vieron incrementadas repentinamente cerca de la línea D. Se puede ver que hubieron desmoronamientos de la porción de la superficie a media altura de la corona. Aproximadamente dos ciclos posteriores, originaron un repentino incremento en las deformaciones en el talud debajo de F. Seguidamente hubo un fenómeno similar producido en el cuerpo sobre el lado de aguas abajo cerca a la cresta, y el talud comenzó a colapsar uniformemente.

6. Según estas investigaciones realizadas después de la terminación de los experimentos, el corazón se asentó en la parte de la cresta, y al mismo tiempo de la parte media superior hacia el lado de la cara aguas abajo. La falla del corazón estaba limitada por una porción de la cresta y no alcanzaba a las partes inferiores. La situación del colapso alcanzado de esta manera se muestra en la fig 6.7.b. Puede verse que solamente la porción anterior al plano paralelo a unos 15 cm. debajo de la superficie estaba alterada en forma extrema.

La falla del Modelo A es mostrada con las diferencias siguientes de la falla del Modelo B:

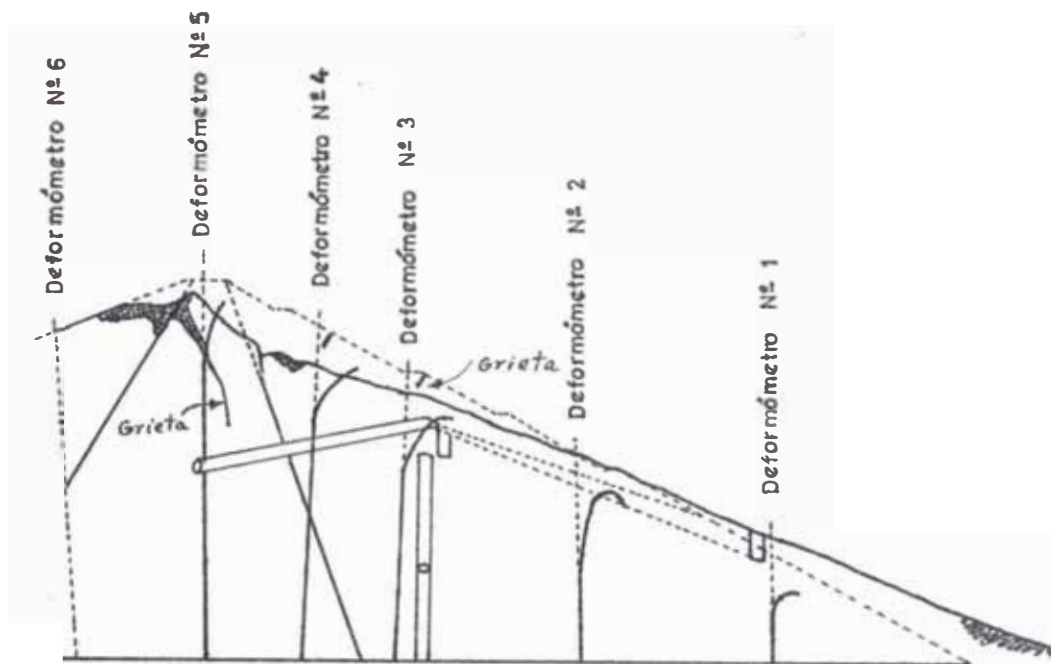
1. En una aceleración de la mesa vibratoria, de aproximadamente 380 gal., se produjeron grietas horizontales en el talud de aguas abajo, en las alturas medias, y dicho talud colapsó rápidamente, mientras que en el modelo B, la superficie del talud de aguas abajo indicaba que el material del cuerpo estaba sueltamente suelto en el fondo.
2. El estado del colapso alcanzado por el Modelo A es

mostrado en la fig. 6.7 a. La porción anterior al plano paralelo, a unos 15 cm. bajo la superficie estaba alterada como en el Modelo B, pero el asentamiento del cuerpo fué mayor que el del Modelo B.

3. En el caso del Modelo A, el desplazamiento del corazón hacia el lado de aguas abajo no pudo ser reconocido.
4. En el caso del Modelo A, las grietas formadas más o menos paralelas en el extremo aguas arriba de la cresta del corazón hacia el lado aguas abajo del mismo. En el caso del Modelo B, una grieta fué localizada en la superficie del corazón aguas abajo y en la parte superior del corazón derribada hacia el lado de aguas abajo.

Puesto que hay algunas interrogantes en lo referente a la validez en la generalización de estos experimentos, ya que las consideraciones están basadas momentáneamente sobre ellos, es que hay diversas etapas en las modificaciones de la figura ocurrida dentro de una presa debida a la influencia sísmica. En otras palabras, la falla última no ocurre repentinamente cuando se tiene una condición de seguridad. Las deformaciones permanentes son producidas en ciertas partes debido a la variación. Ocurriendo la variación, el cambio mismo es evitado de seguir progresando, hasta que alguna otra condición sea satisfecha, aún cuando no se hayan producido marcados cambios en el interior de la presa. Subsecuentemente, cuando la segunda condición ya ha sido satisfecha, nuevamente ocurrirán cambios en otro lugar, en el cual los casos de variación serán nuevamente impedidos de seguir progresando. Es probable que la variación de la primera etapa

está relacionada a la segunda condición. Como el fenómeno aquí descrito es similar a las líneas de Lueder's que aparecen intermitentemente debidos al endurecimiento de la deformación luego del rendimiento de los ensayos de tensión de materiales metálicos, es considerado conveniente llamarlo "deformación por endurecimiento de una presa de terraplenes".



**Fig. 6.7.:** a Fallas producidas por efectos vibratorios en un modelo de presa "A" con corazón rígido.

Después de varios experimentos, finalmente habrá una variación que no podrá ser detenida y será cuando la presa se fracturará. Luego las condiciones que causan la falla en la etapa final no son las únicas que dañan la presa, ya que todas las condiciones a partir de la primera etapa hasta la etapa final contribuyen a la falla localizándose en lugares internos de la presa ciertos deterioros con cada etapa.

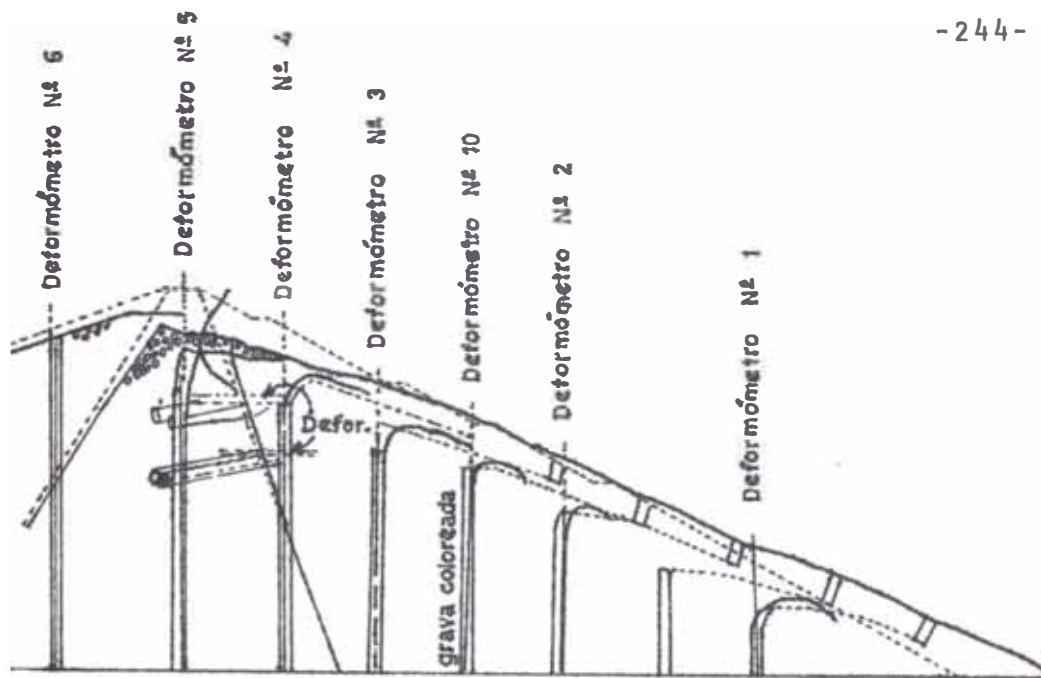


Fig. 6.7.: b Fallas producidas por efectos vibratoriales en un modelo de presa "B" con corazon blando.

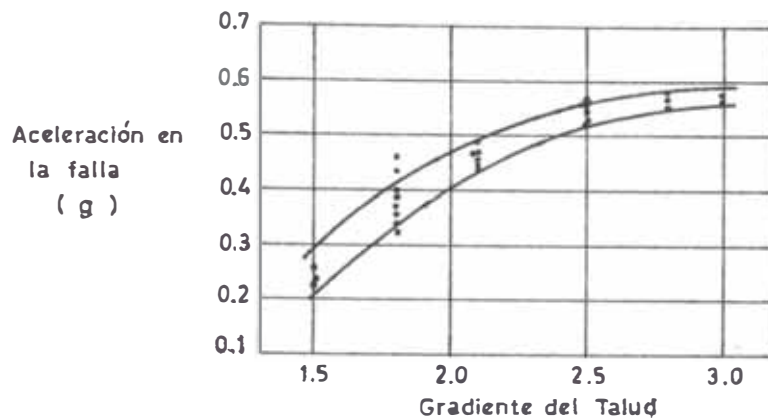
El corazon es el responsable por el estancamiento del agua y es la parte más importante de la presa. Por lo cual, los estudios de su comportamiento durante los sismos es realmente muy importante. La influencia del corazon sobre la estabilidad dinámica del cuerpo de la presa difiere dependiendo de las rigideces. Cuando la rigidez del corazon es alta hay pequeñas deformaciones y asentamientos relativos en el cuerpo. Debido a esto, cuando no hay zona de transición, como en los modelos de ensayos descritos anteriormente, hay una pérdida de continuidad entre el corazon y el cuerpo. Según esto, cuando una fuerza considerable es ejercida sobre el corazon se formarán grietas longitudinales debidas a los esfuerzos tensores causados por esta fuerza. Esas grietas empiezan desde la porción de la cresta y avanzan más o menos verticalmente hacia el interior de la presa.

Cuando la rigidez del corazón no difiere de la del cuerpo, el corazón sufrirá una desviación muy clara de gran amplitud. Sin embargo, no se formarán grietas longitudinales, pero cuando ocurre un colapso en el cuerpo como el de tipo avalancha, ofrece en un lado los deterioros y malogros, y la porción de la cresta del corazón exhibirá colapsos secundarios.

La intensidad sísmica durante un colapso tipo avalancha, en el cuerpo, es relacionado con la gradiente del talud. La fig. 6.8. muestra la relación entre la gradiente del talud y la intensidad crítica de vibración necesaria para causar un colapso tipo avalancha. En este experimento, el modelo de terraplenes tenía 1.4 mt. de altura y había sido hecho con un material uniforme. El material del cuerpo tenía grava dura con un promedio de tamaño de granos de 3.6 cm.; la relación del diámetro más largo con el diámetro más corto era de  $1.2 \sim 1.3$ . De la figura se puede ver que cuando la gradiente del talud es menor que 1: 2.3, el colapso ocurrirá con la más alta aceleración al talud más suave. Sin embargo, cuando el talud tiene una gradiente mayor que 1: 2.3, la intensidad crítica no dependerá de la gradiente del talud teniendo una aceleración de aproximadamente 0.57 g.

La fig 6.8 nos muestra los resultados de los experimentos con los modelos de presas considerando reservorio vacío. Cuando el reservorio está lleno, se encontrará que la aceleración en la falla será cerca del 60% de la aceleración dada en esta figura.

Un punto importante acerca



**Fig. 6.8.:** Efecto de la gradiente del talud sobre la aceleración sísmica en la falla del talud.

de fallas de presas es el efecto del tamaño de la roca, acerca del colapso de un talud de una presa de en rocado. Muy pocas investigaciones han sido convenientemente realizadas sobre este problema. Los ensayos de vibración sobre la estabilidad de taludes hechos con apilamiento de piedras quebradas, con diámetros de 0.5 a 1.0 cm, gravas de 2 a 6 cm. de diámetros y pedruzcos de 10 á 30 cm. de diámetro.

Se experimentaron taludes con gradientes de 1: 1.8 y 1:2.1 y de sus resultados se tuvo que un talud colapsó con una aceleración inferior al período de vibración más largo, y la aceleración de falla vino a ser más alta que el tamaño del grano más grande. Esta relación se muestra en la fig 6.9 y está expresada por la ecuación siguiente:

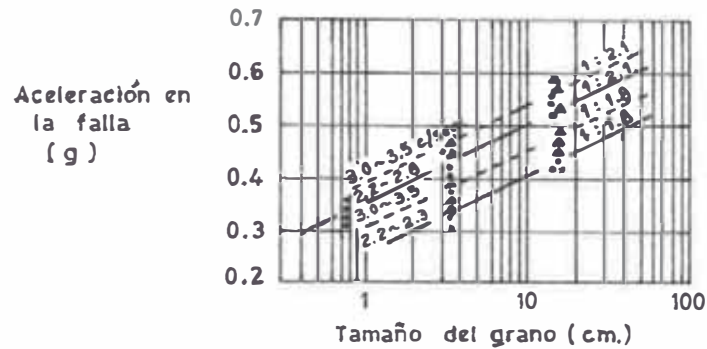
$$\alpha = 0.14 \log_{10} \phi + K$$

donde:

$\alpha$  = aceleración requerida para causar colapso del talud (cm/seg<sup>2</sup>).

$\phi$  = diámetro del grano (cm), y

K = constante determinada por la frecuencia y la gradiente del talud.



**Fig. 6.9.:** Relacionamiento entre la aceleración sísmica en la falla del talud y el tamaño del grano de suelo.

La Tabla 6.1 presenta los resultados de los experimentos para obtener el valor de K.

TABLA 6.1 VALORES DE K

FRECUENCIA	GRADIENTE DEL TALUD	
	1: 1.8	1: 2.1
2.15 ~ 2.3 cps	0.255	0.355
3.0 ~ 3.5 cps	0.300	0.385

De estos resultados se considerará que la estimación de la resistencia dinámica de una presa obtenida a base de un modelo hecho de materiales de granos pequeños resulta demasiado baja.

También se considera que la escala de materiales está relacionada a la estabilidad del talud durante la vibración. Puesto que la influencia escalonada sobre la estabilidad dinámica de un talud no ha sido estudiada completamente, se ha dicho que la estabilidad es alta cuando hay una conveniente dis



tribución de los tamaños que cuando se tiene granos de tamaño uniforme, porque resulta mejor el acomodamiento de las rocas a emplear en el lugar cuando hay una adecuada distribución de tamaños. Esto debe ser considerado válido cuando las rocas son esmeradamente acomodadas, como si fuera un trabajo de albañilería en piedra, pero no se puede decir que la estabilidad será bien estimada en la manera de hacinamiento o apilamiento de las piedras. Cuando se tenga que las rocas están mezcladas grandes con chicas, resulta concebible el esperar que una roca pequeña se encuentre ubicada entre dos rocas grandes y que en estas circunstancias opere como un rodillo que permita cierta libertad de movimiento.

# CAPITULO VII

## CONCLUSIONES Y OBSERVACIONES

### 7.1 SOBRE EL COMPORTAMIENTO DINAMICO DE MATERIALES.

Hay necesidad de incrementar los conocimientos en esta área cada vez mayor en virtud del desarrollo previsible de los métodos numéricos de análisis. En otros casos se necesita información que permita llenar con algo más que suposiciones intuitivas las lagunas sobre el comportamiento dinámico de los materiales térreos. Los siguientes son algunos de los tópicos cuya investigación interesa más actualmente:

- a) Relaciones esfuerzo-deformación de suelos bajo programas de carga cualesquiera.
- b) Ensayo dinámico de suelos bajo estados de esfuerzos diferentes del axialmente simétrico y estudio de los efectos del tipo de ensayo en las propiedades dinámicas mediadas en el laboratorio. El Primer paso en esta investigación debe ser el desarrollo de equipo apropiado.
- c) Comparación de las propiedades dinámicas de suelos a escalas de campo y de laboratorio.
- d) Efecto del envejecimiento en las propiedades dinámicas de suelos arcillosos compactados.
- e) Compactación y licuación de suelos granulares por perturbaciones dinámicas. Esto es asunto de gran interés - para el diseño sísmico de presas sobre depósitos aluviales de espesor grande, pues gobierna la decisión de excavar, tratar o aceptar el material natural de cimentación.

El problema tiene 3 aspectos que parece recomendable estudiar independientemente:

- e.1 La relación de vacíos de equilibrios de suelos granulares sujetos a perturbaciones dinámicas.
- e.2 Los efectos de la permeabilidad y la extensión de la

masa granular y de sus condiciones de frontera en la magnitud y distribución de presiones de poro inducidas, y

- e.3 los métodos de densificación aplicables a escalas y condiciones de campo.

Lo más conveniente será emprender tales investigaciones en mesa vibradora usando masas de suelos con dimensiones lineales de varios metros.

## **7.2 SOBRE SISMICIDAD.**

Para mejorar las cartas sísmicas, bastaría esperar a que se produjeran más temblores y procesar la información usando programas existentes de computadora. Las correlaciones podrían mejorarse instalando acelerógrafos y sismoscopios en lugares adecuados e interpretando los registros que se obtuvieran. También puede calcularse el efecto de filtrado de las ondas sísmicas a través de mantos blandos usando una teoría lineal, unidimensional, cuando vale idealizar la superficie del terreno y la estratificación como horizontales y tener en cuenta solo las ondas transversales (Herrera y Rosenblueth, 1965; Herrera, Rosenblueth y Rascón, 1965). Conservando la hipótesis de comportamiento lineal e idealizando el proceso como bidimensional, pueden considerarse otras estratificaciones mediante análisis que emplean elementos finitos (Clough y Chopra, 1966; Chopra, Dibaj, Clough, Penzien y Seed, 1969; Idriss y Seed, 1967), teniendo en cuenta el "amortiguamiento por radiación" (pérdida de energía por refracción de las ondas reflejadas - que inciden en la interfase suelo-roca) de acuerdo con las indicaciones de Newmark (1967) y de Rosenblueth y Elorduy (1969).

Con objeto de superar las limita

ciones de las hipótesis y correlaciones a que se ha hecho referencia, deberán llevarse a cabo las siguientes investigaciones principales:

- a) Estudios sobre el proceso de generación de temblores, que permitan establecer relaciones más fidedignas entre magnitud y tasa de excedencia, especialmente para magnitudes muy altas e influencia de la naturaleza de las rocas, de su estado de esfuerzos y de la historia de sus deformaciones y fracturamientos en estas relaciones, llegando a establecer modelos tales como los de Poisson, ramificados o de renovación, para tener en cuenta correlaciones espaciales y temporales en la ocurrencia de sismos.
- b) Descubrimiento de correlaciones entre las características geotectónicas de la corteza y la sismicidad local. Ello permitirá ampliar grandemente las estadísticas al incorporar información sobre áreas similares a la que se considere, la cual puede estar atravesando una etapa de baja actividad sísmica, sin dar indicios directos de un posible surgimiento de actividad intensa. En este sentido, son espectaculares los cambios en actividad que han manifestado Nueva Madrid, en Misuri, EUA, y la falla de Anatonía, en Turquía, C.R. Allen (1969) ha iniciado estudios de esta naturaleza.
- c) La interpretación de evidencias geomorfológicas en cuanto a actividad sísmica, que pueda extender hasta en varias decenas de miles de años el tiempo para el que se dispone de información. Tal evidencia incluye la presencia de huellas de deslizamientos de tierra y movimientos relativos en fallas geológicas (Lensen, 1970, y Allen, 1970), la existencia de rocas que forman arabescos o mantienen posiciones de equilibrio precario (Rosenblueth, 1971) y rocas que muestran abra

si3n producidas por otras que yacen a peque1a distancia de ellas (Allen, 1970, y Rosenblueth, 1971).

- d) Refinamientos al modelo de Rasc3n y Cornell (1969) de simulaci3n de temblores, el cual obvia la necesidad de idealizar el fen3meno de la producci3n de s3ismos como puntual. Los refinamientos habr3n de incluir la consideraci3n de ondas superficiales (que dicho modelo no tiene en cuenta), la generaci3n de sismos en sistemas de fallas geol3gicas y la combinaci3n de este modelo con aquellos que tienen en cuenta la estratificaci3n del suelo.
- e) An3lisis de la transmisi3n de ondas en medios con heterogeneidades aleatorias y de la reflexi3n y refracci3n en interfase con irregularidades tambi3n aleatorias.
- f) Estudios sobre el efecto de la presencia de suelos de comportamiento no lineal en las caracter3sticas locales de los temblores.

### **7.3 SOBRE ANALISIS DINAMICO DE PRESAS.**

Se idealiza el comportamiento de la cortina, bien como r3gido-pl3stico, bien como lineal. En el segundo caso, el empleo de las t3cnicas del elemento finito bidimensional ha permitido analizar incluso la interacci3n cortina-cimentaci3n (Chopra y Perumalswami, 1969, y Wilson, 1969) y la interacci3n cortina-l3quido - almacenada (Chopra, Wilson y Farhoomand, 1969), si bien el primero de estos fen3menos aguarda ser estudiado teniendo en cuenta el amortiguamiento por radiaci3n en la forma que se mencion3 a prop3sito de la sismicidad.

En principio es posible emplear la t3cnica del elemento finito bidimensional para calcu

lar la respuesta de una cortina integrada por materiales cuyas relaciones esfuerzo-deformación siguen leyes cualesquiera. Ello permitiría idealizar el comportamiento de tales materiales de una manera tan realista como se deseara, sobre todo una vez que se conocieran mejor las ecuaciones constitutivas de los suelos y enrocamientos. Sin embargo, tal enfoque tiene dos serios inconvenientes. Uno es la complejidad excesiva de los cálculos, aun cuando se disponga de una computadora digital de gran rapidez y capacidad; el otro radica en la dificultad de generalizar las conclusiones que se obtuvieran de cada análisis de este tipo, pues el número de variables que se manejaría sería enorme.

Los estudios sobre interacción entre el líquido almacenado y la cortina se han limitado a problemas idealizados como planos. Igualmente respecto a los análisis de la refracción de las ondas de sonido en el fondo del vaso (Rosenblueth, 1971) y al hecho de que la perturbación sísmica no llega simultáneamente a todo el fondo (Flores Victoria, Herrera y Lozano, 1969). En cambio, la obtención de presiones hidrodinámicas en vasos de forma irregular, mediante el empleo de modelos analógicos (Nath, 1969), está limitada por la hipótesis de que la cortina, el fondo y las paredes del vaso son indeformables. Aparentemente no hay ningún estudio fidedigno de los efectos que tienen la porosidad del enrocamiento y las deformaciones de éste en las presiones hidrodinámicas.

A la luz de esta situación procede investigar los siguientes temas:

- a) Extensión a tres dimensiones de los análisis bidimensionales que suponen comportamiento lineal.
- b) Extensión a tres dimensiones del análisis que idealiz-

za el comportamiento de la cortina como rígido-plástico.

- c) Análisis de cortinas basados en hipótesis drásticamente simplificados respecto a su comportamiento, tales como la de relaciones esfuerzo-deformación elastoplásticas, pero menos alejados de la realidad que las de comportamiento rígido-plástico o lineal.
- d) Estudio de la interacción entre cortina, líquido almacenado y cimentación, teniendo en cuenta el amortiguamiento por radiación, forma arbitraria del vaso, efectos de la porosidad e irregularidades de las interfaces y efectos de cambios volumétricos del enrocamiento.
- e) Ampliación de los estudios que anteceden para tener en cuenta el arribo no simultáneo de la perturbación a toda la extensión de las interfases cimentación-cortina y cimentación-líquida almacenado.
- f) Desarrollo de métodos para el cálculo de oleajes debidos a deslizamientos de tierra hacia el vaso.
- g) Desarrollo de métodos de análisis que permitan estimar la correlación que existe entre las diversas componentes de una perturbación sísmica.

#### **7.4 SOBRE LOS METODOS DE ANALISIS SISMICO DE PRESAS DE TIERRA.**

Para el análisis de la estabilidad de los taludes de una presa ante la sollicitación existen dos métodos:

**1er. Método.-** Se calculan las fuerzas de inercia máximas que actúan sobre la presa durante un sismo. Estas fuerzas se supondrán que actúan permanentemente como fuerzas estáticas, las que serán agregadas a las de-

más fuerzas consideradas en el análisis convencional de estabilidad de taludes y se determina el factor de seguridad contra la falla. La estabilidad se considera aceptable si este factor es mayor que 1.3.

**2do. Método.-** Se calcula el desplazamiento acumulado producido por deslizamiento a lo largo de la superficie potencial de falla. Si para el sismo de diseño, el desplazamiento total no excede cierto valor, el talud se considera aceptable. Este método de análisis ha sido propuesto por Newmarck (1965), Seed y Martin (1966). El factor de seguridad puede ser menor que 1 durante la corta duración de algunas pulsaciones sísmicas del temblor de diseño.

En ambos tipos de método mostrados, las fuerzas de inercia suelen determinarse idealizando la cortina como cuerpo rígido o como viscoelástico lineal (comportamiento lineal).

La hipótesis de considerar la cortina como cuerpo viscoelástico lineal, permite conocer las respuestas de la cortina en condiciones que poco se relacionan con la falla. Por otra parte, el considerar a la cortina como rígida es una hipótesis poco realista para cortinas de altura moderada a grande, pues conforme a los registros de las respuestas de prototipos a la acción sísmica, las aceleraciones varían desde la base hasta la corona en forma creciente.

### **Indicaciones:**

a) Análisis por el 1er. Método considerando la presa como Cuerpo Rígido: Método Mexicano:

- El análisis se hace asimilando el sismo a una acele



ción horizontal uniforme aplicada estáticamente a la cortina.

La aceleración de diseño debe ser la máxima aceleración sísmica registrada en el lugar del proyecto.

b) Análisis con la Hipótesis de considerar la cortina como cuerpo viscoelástico Líneal: Método de Elementos Finitos.

- El análisis de presas de tierra y enrocamiento mediante el Método de Elementos Finitos ha sido recientemente desarrollada en los últimos 8 años por investigadores de la Universidad de California en Berkeley (Chopra, Dibaj y Clough, 1969).
- La presa se idealiza como un ensamble de elementos discretos interconectados en sus nodos. Las fuerzas actuantes distribuidas sobre la presa se reemplazan por fuerzas concentradas equivalentes en los puntos nodales y las ecuaciones de equilibrio se plantean con los desplazamientos de los puntos nodales como incógnitas.
- Este problema se resuelve mediante programas de computación electrónica (Fortran IV).
- Los datos de entrada al programa son:
  - 1.- Descripción geométrica de la presa, mediante coordenadas de los puntos nodales.
  - 2.- Propiedades mecánicas de cada elemento conformante de la presa.
  - 3.- Fracción de amortiguamiento  $C/C_C$  para cada modo de vibración que sea considerado.
  - 4.- Componente horizontal y vertical del sismo.

Resultados en la salida del Programa:

- 1.- Frecuencias circulares naturales.
- 2.- Desplazamiento, velocidad y aceleración de los puntos nodales en iguales incrementos de tiempo durante el sismo.
- 3.- Esfuerzos para cada elemento y esfuerzos nodales a través de la presa.

## **7.5 SOBRE CRITERIOS DE DISEÑO SISMICO.**

Las aceleraciones de diseño se derivan a partir de estudios de sismicidad usando reglas arbitrarias, y los valores nominales de los parámetros que definen la resistencia de los materiales que constituyen la cortina y su cimentación se eligen a partir de los resultados de prueba de laboratorio aplicando reglas igualmente arbitrarias. La experiencia es sumamente escasa en relación con el comportamiento sísmico de presas de tierra o enrocamiento. Por ello será conveniente tomar las medidas siguientes:

- a) Una labor educativa que conduzca al manejo con soltura de las aplicaciones más relevantes de la teoría de probabilidades y de los conceptos y técnicas de optimización por parte de quienes diseñan.
- b) El mejoramiento de los conocimientos actuales sobre las distribuciones de probabilidades de los parámetros que definen el comportamiento de los materiales integrantes de la cimentación y de la cortina.
- c) La adopción generalizada de programas de ensayo de estos materiales, enfocándolos hacia la obtención sistemática de datos que permitan definir las distribuciones de probabilidades que se requieren en cada caso particular.
- d) El refinamiento de métodos para estimar el monto de

las pérdidas por daño y por falla de las presas y la sistematización de criterios de evaluación de estas cantidades para cada proyecto específico.

- e) El desarrollo de gráficas, monogramas, programas de computadora y otros elementos auxiliares para la aplicación expedita de los criterios en cuestión. Especialmente útil sería la elaboración de lenguajes de computadora que permitieran plantear directamente los problemas de diseño en términos de confiabilidad y optimización.

Quien diseña ha de tener presente todos los modos en que puede experimentar daño o puede fallar la obra cuyo proyecto tiene encomendado. Tratóndose de cortinas de diseño moderno construídas de acuerdo con prácticas contemporáneas, dichos modos comprenden la pérdida de bordo libre, el agrietamiento, particularmente el transversal, y el colapso por deslizamiento a lo largo de superficies de falla.

Adicionalmente a la elaboración de procedimientos adecuados de diseño aplicables a presas de concepción convencional, cabe esperar beneficios importantes del ejercicio de la imaginación para inventar nuevos tipos de presas.

## **7.6 SOBRE CONDICIONES DE SEGURIDAD CONTRA FLUJO INCONTROLADO.**

1. Debe evitarse que las condiciones geológicas de la cimentación o del vaso permitan concentraciones de flujo hacia fuera del embalse. Por ejemplo en estratos permeables, esto puede solucionarse mediante pozos de alivio.
2. El contenido de agua y la energía de compactación

de los suelos del corazón impermeable deben ser tales que los asentamientos posteriores a la construcción resulten mínimos.

3. Los materiales diversos de la cortina deben distribuirse adecuadamente, proveyendo zonas de transición de espesor y granulometría adecuadas a ambos lados del corazón impermeable, especialmente en cortinas en que son posibles asentamientos diferenciales de importancia.
4. Procurar que las propiedades mecánicas (compresibilidad, resistencia y permeabilidad) del material colocado en las zonas impermeables sean uniformes a fin de minimizar las posibilidades de deformación diferencial, arqueo, agrietamiento, o concentración del flujo de agua. Para ello se requiere el control tanto de las propiedades índices de los suelos (en especial su granulometría y sus límites de consistencia) como de las condiciones de colocación y compactación como son el contenido de agua y el % de compactación.
5. La gradiente de salida aguas abajo de la presa debe ser mucho menor que la unidad, y si la cimentación es de material térreo, el agua debe descargar a un filtro invertido de espesor y granulometría adecuados.
6. Las filtraciones a través de la cortina o de la cimentación deben ser observadas continuamente aguas abajo de la presa y cuando las condiciones geológicas favorecen la creación de altas subpresiones, se deberán instalar pozos de alivio.
7. La compactación de los suelos finos en los contactos con la boquilla o con estructuras rígidas debe ser cuidadosamente planificada, a fin de impedir que ta-

les contactos constituyen vías de fácil acceso para el agua.

8. Deben evitarse los conductos a través de terraplenes o cimentaciones compresibles y cuando sean ineludibles diseñarlos conservadoramente.

## **7.7 OTRAS OBSERVACIONES.**

Recordemos que la capacidad más conveniente de un vaso de almacenamiento para fines de riego se determina de acuerdo con los estudios hidrológicos, las superficies cultivables y los análisis económicos respectivos.

A la anterior capacidad útil debe sumarse la correspondiente a residuos, que depende de las características particulares de la corriente, por lo que respecta a transporte de sedimentos. Es costumbre para determinar esta capacidad, considerar que la vida útil de la obra es de 50 años.

Por otra parte, mediante la estimación del gasto máximo probable que pueda ocurrir en la cuenca, hasta el sitio en que se propone la construcción de la presa, se calcula la capacidad de la obra de excedencias y, previo diseño de la estructura correspondiente, la carga sobre la cuesta del vertedor.

De esta manera se conocen el nivel mínimo de operación de la presa, el nivel de aguas normales de la misma y el nivel de aguas máximas; a este último habrá que agregar el borde libre, para fijar la elevación de la corona de la cortina.

Salvo algunas excepciones, las obras de excedencias construídas en presas de tierra son de cuesta libre. A partir de un diseño preliminar se

construyen modelos para examinar su funcionamiento hidráulico, corregirlo convenientemente y obtener la información requerida por el proyecto definitivo.

La estimación del gasto máximo de la avenida se basa en el análisis de los escurrimientos máximos del río registrados en el pasado, y si el período de observación es corto, se complementa con estudios especiales relativos a las modalidades de la cuenca y las precipitaciones máximas ocurridas. Cuando el período es demasiado pequeño y no se dispone tampoco de datos de lluvia máxima, se recurre al procedimiento de comparación de cuencas.

En cuanto al borde libre, se fija de modo que con un cierto margen de seguridad cubra la altura del oleaje en el vaso, calculada según fórmulas conocidas.

A partir de los estudios de materiales disponibles en la proximidad de la boquilla y las características de la cimentación, se desarrollan varias alternativas para determinar la solución más económica que, al mismo tiempo, satisfaga los requisitos de seguridad normalmente aceptados en esta clase de obras. Por la abundancia de los materiales pétreos la mayoría de las grandes estructuras de tierra construídas tienen fuertes respaldos de roca.

## BIBLIOGRAFIA

1. OKAMOTO, SHUNZO: "Introduction to Earthquake Engineering", Edit, John Wiley & Sons, 1973.
2. THE JAPAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS: "Earthquake resistant design for civil Engineering Structures, Earth structures and Foundations in Japan", 1973.
3. VALLENAS FERNANDEZ, JOSE: "Recomendaciones para el Diseño Antisísmico de Obras de Ingeniería Civil", Tesis UNI, N° 1448.
4. OKAMOTO, SHUNZO: "On the dynamics behavior of an earth dam during earthquake", Procs, III World conference on Earthquake Engineering, Vol. 2, Nueva Zelandia.
5. ROSENBLUETH, EMILIO: "Presión Hidrodinámica por sismo en Presas", Instituto de Ingeniería, UNAM, N° 283.
6. BUSTAMANTE, J y LOPEZ, J.: "Water pressure on dams subjected to earthquakes", Journal Engineering Mechanics División, ASCE, Vol. 92, N° EM5, pp 115 - 127.
7. RESENDIZ, D.; ROSENBLUETH, E; MENDOZA, E.: "Diseño sísmico de Presas de Tierra y Enrocamiento", Instituto de Ingeniería, UNAM, N° 300.
8. AMBRASEYS, N.N.: "The seismic stability of earth dams", Procs, II World Conference on Earthquake Engineering, pp 1345 - 1363, Tokyo y Kioto.
9. CASAGRANDE, A.; SHANNON, W.: "Stress - deformations -

and strength characteristics of soils under dynamic loads" Procs, II International Conference on Soil Mechanics, Vol, 5, pp 29-34, Rotterdam.

10. MARSAL, RAUL J.: "Presas Pequeñas: "Notas sobre diseño y construcción", Instituto de Ingeniería, UNAM, N°326.
11. SANDOVAL, H.: "Sistema de Información sobre Sismos", Instituto de Ingeniería, UNAM, N°348.
12. NEWMARK, N.M.: "Effects of earthquakes on dams and embankments", Geotechnique, Vol, 15, N°2.
13. SPRINGALL, ROLANDO: "Libre Bordo en Presas", Instituto de Ingeniería, UNAM., N°264.
14. MARSAL, RAUL y TAMEZ, ENRIQUE: "Algunos problemas relativos al Diseño y construcción de presas de Tierra", Instituto de Ingeniería, UNAM, N°8.
15. WESTERGAARD, H.M.: "Water pressures on dams during earthquakes", Trans., ASCE, Vol. 98.
16. AMBRASEYS, N.N.: "On the seismic behavior of earth dams", Procs., II World Conference on Earthquake Engineering, Vol, 1, pp 331-356, Tokyo.
17. CHOPRA, A.K.: "Hydrodynamic pressures on dams during earthquakes", Journal Engineering Mechanics División, ASCE, Vol. 93, N°EM6, pp 205-223.
18. MONONOBE, N.; TAKATA, A, y MATSUMURA, M.: "Seismic stability of the earth dams", Memorial, II Congreso Internacional de Grandes Presas, Washington.