

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL



ANÁLISIS DINÁMICO DE LA PRESA YURACMAYO

TESIS

Para optar el Título Profesional de:

INGENIERO CIVIL

JORGE LUIS MACEDO ESCUDERO

Lima – Perú

2009

DEDICATORIA:

**A mis padres Jorge y Aída por
enseñarme la bondad y nobleza.**

A mi hermano Roger, una gran persona.

A mis sobrinos Royer, José y Estefany.

A la memoria de mis Abuelos.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por las gracias recibidas.

A toda mi amada familia. A mis padres Jorge y Aída por el apoyo de siempre, a mi hermano Roger por el ejemplo brindado, a mi cuñada Alina. A mis sobrinos Royer, José y a la pequeña Estefany por inspirarme a ser un buen ejemplo para ellos.

A mi asesor el Dr. Zenón Aguilar Bardales, por la eficiente y dedicada orientación, por su desinteresado y constante apoyo así como por sus enseñanzas las cuales hicieron posible la realización de este trabajo.

Al Ing. Fernando Lazares por haberme motivado a la realización del trabajo así como por las sugerencias y constante apoyo.

A la Ing. Rosa Moreano por la confianza, los consejos, la amistad e invaluable apoyo.

Al Ing. Ramiro Piedra por su amistad, las enseñanzas, los equipos facilitados y el constante apoyo.

A los Ing. Jorge Chávez y Juan Pablo Almora, por sus muy acertadas sugerencias.

Al Dr. Hugo scaletti Farina por las enseñanzas en el método de los elementos finitos, el estímulo y los consejos brindados.

A los Ing. Silvia Levano y Horacio Callirgos de EDEGEL, por las facilidades brindadas.

Al Dr. Víctor Sánchez Moya por el apoyo financiero para la realización del trabajo, al Dr. Jorge Alva Hurtado por las sugerencias y facilidades brindadas.

A la Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad Nacional de Ingeniería por la formación profesional y los recursos ofrecidos para la realización de este trabajo.

A todos los profesores de la FIC-UNI por los excelentes conocimientos transmitidos.

A mis amigos Cesar, Frank, Guillermo, Carlos, Luis, Sheyla, Juan Pablo, Saúl, Karina, Vanesa, Silvia, Dany por su amistad y constante apoyo.

A todas las personas que contribuyeron de alguna manera en el desarrollo de la presente Tesis.

RESUMEN

En este trabajo se desarrolla una metodología para la evaluación del comportamiento dinámico de presas de tierra siguiendo un procedimiento de etapas. En la primera etapa se considera la instrumentación sísmica de la estructura con equipos acelerométricos, como segunda etapa tenemos el procesamiento e interpretación de los registros obtenidos, la tercera etapa consiste en la calibración de un modelo de elementos finitos con el que se pueda obtener una respuesta cercana a la real para los sismos registrados en los equipos instalados y finalmente la cuarta etapa consiste en evaluar la respuesta dinámica de la estructura para el sismo de diseño, considerando las propiedades del modelo calibrado.

Para la aplicación de la metodología se realizó el análisis dinámico de la presa Yuracmayo, esta estructura es una presa de tierra con una altura sobre la fundación de 56.0m, longitud de coronación de 558.5m y un volumen total de 1.67 MIO m³ de material morrénico distribuido entre sus diversos componentes, esta presa fue instrumentada el año 2003 con equipos acelerométricos. Del monitoreo de estos equipos, el cual es realizado hasta la fecha se han obtenido algunos registros sísmicos, con los cuales se ha aplicado la metodología descrita.

El desarrollo de este trabajo se ha distribuido en 6 capítulos:

En el capítulo I se describen los antecedentes que llevaron a la ejecución del trabajo, se presentan los objetivos del estudio y finalmente se describe la organización de las actividades realizadas en campo y gabinete.

En el capítulo II se hace una descripción del comportamiento de los suelos ante sollicitaciones sísmicas, se analizan las condiciones de esfuerzos impuestas por cargas cíclicas tratando específicamente el caso de propagación de las ondas S; así mismo se analiza el comportamiento del suelo como un ensamblaje de partículas elásticas, lo cual permite ilustrar muchos aspectos del comportamiento del suelo bajo pequeñas deformaciones, a continuación se introduce el concepto del módulo de corte máximo y se hace una descripción de las pruebas en campo y laboratorio para su evaluación, seguidamente se describen los diversos

factores que afectan este parámetro y las diversas correlaciones existentes para su evaluación. Finalmente se hace una descripción de las curvas de degradación para los diversos tipos de suelos.

En el capítulo III se describe la naturaleza de la carga sísmica, así como el uso de los acelerómetros para la cuantificación del movimiento del terreno y los procedimientos para el procesamiento de los registros obtenidos. A continuación se describen los procedimientos para la cuantificación de la demanda sísmica mediante estudios de peligro sísmico y finalmente se analizan los factores que influyen en la respuesta sísmica de presas de tierra.

En el capítulo IV se describe el análisis de estabilidad sísmico de presas de tierra, considerando el procedimiento pseudoestático. A continuación se describe el método de los elementos finitos para el análisis dinámico de estructuras de tierra presentando los diversos modelos para caracterizar el comportamiento del suelo, finalmente se describe el método de Makdisi-Sedd para la evaluación de deformaciones permanentes en presas de tierra.

En el capítulo V se procede a realizar la calibración del modelo para la presa Yuracmayo, según la metodología ya descrita y utilizando para este fin los sismos más representativos registrados durante el periodo de monitoreo (2005-2008).

En el capítulo VI se procede a evaluar la respuesta sísmica de la presa para el modelo calibrado, considerando los sismos de Lima (1974) y de Moquegua (2001), los cuales fueron escalados a la aceleración pico en la base rocosa. Así mismo se realiza un cálculo de las deformaciones permanentes para ambos sismos considerando los métodos de Makdisi-Seed y Newmark, encontrándose que la presa es capaz de resistir un movimiento con la aceleración del sismo de diseño presentando pequeñas deformaciones. A continuación se evalúa el índice de posibles daños en la presa al ser sometida a los sismos considerados siguiendo la metodología de Swiasgood (2003). Finalmente se presentan las conclusiones encontradas en el desarrollo del trabajo y las recomendaciones para futuras investigaciones.

Palabras Clave: Análisis dinámico, espectro de respuesta, aceleración espectral, deformaciones permanentes, módulo de corte dinámico.

ÍNDICE

RESUMEN.....	IV
INDICE.....	VI
LISTA DE FIGURAS.....	XI
LISTA DE TABLAS.....	.XXIII
CAPÍTULO I : GENERALIDADES.....	1
1.1 ANTECEDENTES.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	2
1.3 ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO.....	2
CAPÍTULO II COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS ANTE SOLICITACIONES SÍSMICAS.....	4
2.1 INTRODUCCIÓN.....	4
2.2 CONDICIONES DE ESFUERZO DEFORMACIÓN DE LOS SUELOS ANTE CARGA CÍCLICA.....	4
2.2.1 CONDICIONES DE ESFUERZOS IMPUESTAS POR UNA CARGA CÍCLICA.....	5
2.2.2 ASPECTOS BÁSICOS DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DEL MEDIO DE PARTÍCULAS.....	7
2.3 EVIDENCIA EXPERIMENTAL PARA LA CONSIDERACIÓN DE LA RIGIDEZ BAJO PEQUEÑAS DEFORMACIONES.....	10
2.3.1 RELACIONES HISTERÉTICAS ESFUERZO DEFORMACIÓN.....	10
2.3.1.1 Módulo de Corte Secante.....	11
2.3.1.2 Módulo de Corte Máximo.....	11
2.3.1.3 Amortiguamiento.....	12
2.3.2 MEDICIONES DEL MÓDULO DE RIGIDEZ BAJO PEQUEÑAS DEFORMACIONES.....	12
2.3.2.1 Pruebas de Laboratorio.....	13
2.3.2.2 Pruebas In Situ.....	18

2.4	CORRELACIONES PARA EL CÁLCULO DE LA RIGIDEZ BAJO PEQUEÑAS DEFORMACIONES.....	23
2.4.1	PARÁMETROS QUE AFECTAN LA RIGIDEZ BAJO PEQUEÑAS DEFORMACIONES.	23
2.4.1.1	Influencia del Esfuerzo de Confinamiento.	23
2.4.1.2	Influencia de la Relación de Vacíos.	25
2.4.1.3	Influencia de la Plasticidad del Suelo.....	26
2.4.1.4	Influencia de la Relación de Sobreconsolidación (OCR).....	26
2.4.1.5	Influencia de la Deformación de corte y la Deformación Volumétrica.	27
2.4.1.6	Otros Factores que Influyen en la Rigidez bajo Pequeñas Deformaciones.....	29
2.4.2	EVALUACIÓN DEL MÓDULO DE CORTE MÁXIMO	30
2.5	CURVAS DE DEGRADACIÓN DEL MÓDULO CORTANTE Y AMORTIGUAMIENTO.	35
2.5.1	CURVAS DE DEGRADACIÓN PARA ARENAS.	35
2.5.2	CURVAS DE DEGRADACIÓN PARA GRAVAS.	36
2.5.3	CURVAS DE DEGRADACIÓN PARA ARCILLAS.....	38
2.5.4	CORRELACIONES PARA EL CÁLCULO DE LAS CURVAS DE DEGRADACIÓN.....	39
 CAPÍTULO III CONSIDERACIONES EN EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE ESTRUCTURAS DE TIERRA.....		57
3.1	INTRODUCCIÓN.....	57
3.2	NATURALEZA DE LA CARGA SÍSMICA.....	57
3.2.1	SISMOS.....	57
3.2.1.1	Propagación de Ondas Sísmicas.....	58
3.2.1.2	Intensidad	58
3.2.1.3	Magnitud	59
3.2.2	CUANTIFICACIÓN DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO	59
3.2.2.1	Aceleración, Velocidad y Desplazamientos Máximos del terreno.....	61

3.2.2.2 Duración del Movimiento.....	62
3.2.2.3 Espectros de Respuesta e Intensidad Espectral.....	63
3.2.3 PROCESAMIENTO DE ACELEROGRAMAS.....	64
3.2.3.1 Correcciones de Línea Base.....	64
3.2.3.2 Filtrado de Frecuencias.....	65
3.2.4 CARGA SÍSMICA SOBRE ESTRUCTURAS.....	66
3.3 CUANTIFICACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA.....	68
3.3.1 ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINÍSTICO.....	68
3.3.2 ANÁLISIS SÍSMICO PROBABILÍSTICO.....	70
3.4 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA RESPUESTA SÍSMICA.....	71
3.4.1 EFECTOS DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN.....	71
3.4.1.1 Efectos de la Rigidez del Terreno de Cimentación.....	72
3.4.1.2 Efectos del Espesor del Terreno de Cimentación.....	73
3.4.2 EFECTOS DE LA NO LINEALIDAD DE LOS MATERIALES.....	73
3.4.3 EFECTOS DE LA NO HOMOGENEIDAD DE LA PRESA.....	74
3.4.4 EFECTOS DE LA GEOMETRÍA DEL VALLE.....	74

CAPÍTULO IV : ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE TIERRA.....82

4.1 INTRODUCCIÓN.....	82
4.2 ESTABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DE TIERRA.....	82
4.2.1 EVALUACIÓN PSEUDOESTÁTICA.....	82
4.2.2 COEFICIENTE SÍSMICO EN ESTRUCTURAS DE TIERRA.....	84
4.3 ANÁLISIS DINÁMICO POR EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS.....	86
4.3.1 ECUACIONES ELEMENTALES DE MOVIMIENTO.....	86
4.3.2 ECUACIÓN GLOBAL DE MOVIMIENTO.....	88
4.3.3 TAMAÑO MÁXIMO DE ELEMENTOS PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO.....	89
4.3.4 INTEGRACIÓN EN EL TIEMPO.....	89
4.3.5 MATRICES DE MASA.....	90
4.3.6 AMORTIGUAMIENTO.....	91
4.3.7 AMORTIGUADORES IMPERFECTOS.....	92

4.4	APROXIMACIÓN LINEAL EQUIVALENTE DE LA RESPUESTA NO LINEAL.....	94
4.5	MODELO NO LINEAL EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS..	95
4.6	PROCEDIMIENTOS PARA EVALUAR DEFORMACIONES PERMANENTES INDUCIDAS POR SISMOS	96
4.6.1	MÉTODO DE NEWMARK.....	97
4.6.2	MÉTODO DE MAKDISI-SEED.....	97
CAPÍTULO V CALIBRACIÓN DEL MODELO PARA LA PRESA YURACMAYO.....		107
5.1	REGISTROS SÍSMICOS OBTENIDOS DE LA PRESA YURACMAYO.	107
5.2	MODELOS INICIALES DE ELEMENTOS FINITOS PARA LA PRESA YURACMAYO.....	108
5.2.1	PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.....	108
5.2.2	MODELOS PLANTEADOS	113
5.3	EVALUACIÓN DE ESFUERZOS ESTÁTICOS DE LA PRESA YURACMAYO.....	114
5.4	ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA PARA LOS MODELOS PLANTEADOS.....	116
5.5	CALIBRACIÓN FINAL DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS	117
CAPITULO VI ANÁLISIS DINÁMICO DE LA PRESA YURACMAYO PARA EL SISMO DE DISEÑO.....		129
6.1	INTRODUCCIÓN.....	129
6.2	CARACTERÍSTICAS DE LOS PRINCIPALES MATERIALES	129
6.3	ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ESTÁTICO Y PSEUDOESTÁTICO.	129
6.4	DATOS PARA EL ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA.	131
6.5	ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA.	131
6.6	ANÁLISIS DE DEFORMACIONES PERMANENTES.....	133
6.7	DISCUSIÓN DE RESULTADOS	133
CONCLUSIONES		156
RECOMENDACIONES.....		159
BIBLIOGRAFÍA		160

ANEXOS.

I.	Acelerogramas y espectros de respuesta de los sismos registrados	169
II.	Evaluación del módulo de corte máximo para los materiales de la presa.	182
III.	Curvas de degradación de rigidez y razón de amortiguamiento.....	190
IV.	Coeficiente de fluencia para el análisis de deformaciones permanentes.....	195
V.	Resultados de la aplicación del método de Makdisi Seed para el cálculo de aceleraciones máximas y periodo natural.....	200
VI.	Resultados de la aplicación del método de Newmark para el cálculo de deformaciones permanentes.....	208
VII.	Sondeos realizados en la presa Yuracmayo y planta general (planos P1 y P2).....	217

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO I		GENERALIDADES	
Fig. 1.1	Ubicación zonal de la presa Yuracmayo.....	3	
Fig. 1.2	Vista general de la presa Yuracmayo desde aguas abajo	3	
CAPÍTULO II		COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS ANTE SOLICITACIONES SÍSMICAS	
Fig. 2.1	Trayectorias de esfuerzos efectivos para el proceso de consolidación K_0 (trayectoria de A hacia B), y para la posterior carga drenada, compresión axial (AC), extensión axial (AE), compresión lateral (LC) extensión lateral (LE). (Kramer, 1996)	41	
Fig. 2.2	(a) condiciones de esfuerzo y deformación en cuatro etapas diferentes impuestas a un elemento de suelo, debajo de la superficie, por la propagación vertical de ondas de corte. (b) círculos de Mohr, localización de los polos y orientación de los ejes principales de esfuerzos. (c) Trayectorias de esfuerzos. (Kramer, 1996).	41	
Fig. 2.3	Arreglo cúbico de un conjunto de partículas esféricas sometidas a un esfuerzo normal σ y a un esfuerzo cortante τ , que producen las fuerzas entre partículas N y T. (Dobry et al., 1982).....	42	
Fig. 2.4	Lazos histeréticos donde se observa la degradación de la rigidez con el aumento de la deformación de corte $G_2 < G_1$ para $\varepsilon_2 > \varepsilon_1$ (Benz, 2007).....	42	
Fig. 2.5	Módulo de corte secante y módulo de corte tangente (Kramer, 1996).....	43	
Fig. 2.6	Curva esqueleto mostrando el valor del módulo cortante máximo.....	43	
Fig. 2.7	Esquema para el cálculo del coeficiente de amortiguamiento, ΔW representa a la energía		

	disipada y W representa a la máxima energía de deformación.....	44
Fig. 2.8	Aparato del ensayo de columna resonante (a) vista superior del sistema de carga (b) vista de perfil del sistema de carga y el espécimen del suelo (Epri, 1993).....	44
Fig. 2.9	Cámara para el ensayo triaxial cíclico (Kramer, 1996).	45
Fig. 2.10	Tiempo-historia de esfuerzos desviadores y trayectoria de esfuerzos para a) condiciones de consolidación isotrópica b) condiciones de consolidación anisotrópicas con inversión de esfuerzos c) condiciones de consolidación anisotrópica sin inversión de esfuerzos (Kramer, 1996).....	45
Fig. 2.11	Aparato de corte directo simple cíclico (Airey y Wood, 1987).....	46
Fig. 2.12	Aparato de cilindro hueco para el ensayo torsional cíclico. El espécimen es colocado entre membranas internas y externas sobre las cuales pueden ser aplicadas presiones internas y externas independientemente. La aplicación del torque cíclico induce esfuerzos de corte cíclicos en planos horizontales. (Kramer, 1996).....	46
Fig. 2.13	Refracción de una onda propagándose a través de una frontera.....	47
Fig. 2.14	Ángulo crítico de incidencia ψ_c que diferencia entre reflexión y refracción (Aguilar y Egóavil, 2000).....	47
Fig. 2.15	Trayectorias de propagación para ondas reflejadas y refractadas (Aguilar y Egóavil, 2000).	47
Fig. 2.16	Curvas de tiempo de viaje para ondas directas, reflejadas y refractadas (Kramer, 1996).....	48
Fig. 2.17	Trayectoria de viaje para una onda refractada.....	48
Fig. 2.18	Esquema del ensayo de refracción sísmica (Aguilar y Egóavil, 2000).....	49
Fig. 2.19	Resultados del procesamiento de registros en el	

	ensayo MASW.....	49
Fig. 2.20	Variación del coeficiente exponencial m como función del índice de plasticidad (IP) y el límite líquido (LL). (Viggiani y Attkinson, 1995; Hitcher, 1996).....	50
Fig. 2.21	Influencia de la plasticidad en la reducción de la rigidez. A la izquierda base datos para suelos con diferente IP. Derecha cuadro IP (Vucetic y Dobry, 1991).....	50
Fig. 2.22	Prueba de compresión isotrópica interrumpida por pequeños ciclos de carga (Lade y Abelev, 2005).....	51
Fig. 2.23	Módulo de corte máximo (G_0) Vs relación de vacíos (e) (Datos obtenidos de las Tablas 2.1, 2.2 y 2.3), (Benz, 2007).....	51
Fig. 2.24	Correlación entre los resultados obtenidos del ensayo CPT y el módulo cortante máximo. Izquierda (Lunne et.al., 1997). Derecha (Mayne y Rix, 1993)....	52
Fig. 2.25	Variación del coeficiente K_2 respecto al ángulo de fricción, la relación de vacíos, el esfuerzo efectivo y el coeficiente K_0 (Seed et.al., 1992).....	52
Fig. 2.26	Variación del coeficiente K_2 respecto al índice de vacíos (Seed et.al., 1992).....	53
Fig. 2.27	Curva de degradación del módulo cortante normalizada para arenas (Sedd e Idriss, 1970).....	53
Fig. 2.28	Influencia de la presión de confinamiento en el amortiguamiento para arenas (Seed et.al., 1992).....	53
Fig. 2.29	Comparación del módulo de corte para suelos gravosos y para arenas, a una densidad relativa de 75% (Seed et.al., 1992).....	54
Fig. 2.30	Comparación del módulo de corte para suelos gravosos y para arenas, a una densidad relativa de 95% (Seed et.al., 1992).....	54
Fig. 2.31	Curva de degradación del módulo cortante normalizada para gravas (Seed et.al., 1992).....	55
Fig. 2.32	Variación del amortiguamiento con la deformación cíclica cortante en gravas. A la izquierda variación	

	para densidades relativas de 65, 80 y 100% (Seed et.al., 1992).....	55
Fig. 2.33	Comparación del amortiguamiento para suelos gravosos y arenas (Seed et.al., 1992).....	56
Fig. 2.34	Curvas de degradación de rigidez para diferentes valores de IP (Vucetic y Dobry, 1991).....	56
Fig. 2.35	Variación del amortiguamiento para diferentes valores de IP (Vucetic y Dobry, 1991).....	56

CAPÍTULO III CONSIDERACIONES EN EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE ESTRUCTURAS DE TIERRA

Fig. 3.1	Propagación del sismo mediante ondas de cuerpo (P y S) y ondas de superficie (Love y Rayleigh), (Colindres, 1993).....	77
Fig. 3.2	Naturaleza de los desplazamientos de las partículas de un suelo durante el paso de a) Ondas de compresión P, b) Ondas cortantes S, c) Ondas Rayleigh R y d) Ondas Love L.....	77
Fig. 3.3	Esquema de los elementos básicos de un sismógrafo (Kramer, 1996).....	78
Fig. 3.4	Error de línea base en los acelerogramas (Hudson, 1979).....	78
Fig. 3.5	A la izquierda, efecto del ruido de alta frecuencia. A la derecha efecto del ruido de baja frecuencia (Hudson, 1979).....	79
Fig. 3.6	Comportamiento de los filtros ideales, paso-bajas, paso-altas y paso-bandas (Carreño, 2000).....	79
Fig. 3.7	a) Análisis de interacción cinemática b) Análisis de interacción inercial (Kramer, 1996).....	80
Fig. 3.8	Presas y cimentación en un valle rectangular (Dakoulas, 1990).....	80
Fig. 3.9	Respuesta no lineal de la sección central de una presa sometida a aceleraciones de 0.05g y 0.20g y respuesta lineal de la presa sometida a una aceleración de 0.20g. A la izquierda amplificación en	

	la corona. A la derecha amplificación a media altura de la presa. (H_1 =espesor de la cimentación; H_2 =altura de la presa; $VS_1=VS_2$ = Velocidades de ondas S en la presa y en la cimentación, iguales a 400 m/s; L = longitud de la presa, z = profundidad a partir de la cresta (Dakoulas, 1990).....	81
Fig.3.10	Comparación entre análisis tridimensionales (3D) y de deformación plana (2D), para presas en valles triangulares y rectangulares (Makdisi et al., 1982).....	81
 CAPÍTULO IV ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE TIERRA.		
Fig. 4.1	División mediante dovelas para el análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite.....	101
Fig 4.2	Mapa de zonificación del coeficiente sísmico en el Perú (Ruesta et al., 1988).....	101
Fig. 4.3	Discretización de una estructura de retención, ilustrando los grados de libertad de un elemento típico de 4 nodos (Kramer, 1996).....	102
Fig. 4.4	Mapeo de un elemento cuadrilátero irregular en las coordenadas x-y a un cuadrado a en las coordenadas s-t (Kramer, 1996).....	102
Fig. 4.5	Modelo de contorno viscoso para ondas incidentes P y S (Lysmer et al., 1969).....	103
Fig. 4.6	A la izquierda relación de energía para la onda incidente P. A la derecha relación de energía para onda incidente S (Lysmer et al., 1969).....	103
Fig. 4.7	Proceso iterativo usado en el método equivalente lineal.....	104
Fig.4.8	Trayectoria de esfuerzo deformación típica obtenida mediante el modelo no lineal en términos de esfuerzos efectivos, incorporado en el programa QUAKE/W2007.....	104
Fig.4.9	Variación de la relación de aceleraciones máximas con la profundidad de la masa deslizante. (Makdisi y Seed, 1977).....	105

Fig.4.10	Variación del desplazamiento permanente normalizado con la aceleración de fluencia. Resumen de datos. (Makdisi y Seed, 1977).....	106
Fig.4.11	Variación del desplazamiento permanente promedio normalizado con la aceleración de fluencia. (Makdisi y Seed, 1977).....	106

CAPÍTULO V CALIBRACIÓN DEL MODELO PARA LA PRESA YURACMAYO.

Fig. 5.1	Disposición de los acelerómetros instalados en la presa Yuracmayo.....	118
Fig. 5.2	(a) Acelerómetro instalado en la corona de la presa (b) Acelerómetro instalado en el túnel de la presa...	118
Fig. 5.3	Materiales en la sección de análisis considerada....	119
Fig. 5.4	Malla de elementos finitos y condiciones de contorno para los modelos 1,2, 3 y 4.....	120
Fig. 5.5	Malla de elementos finitos y condiciones de contorno para el modelo 5.....	120
Fig. 5.6	Malla de elementos finitos y condiciones de contorno para el modelo 6.....	121
Fig. 5.7	Cálculo de las condiciones de flujo con el programa PLAXFLOW, se muestran las alturas de presión de agua, y la línea correspondiente al nivel freático.....	122
Fig. 5.8	Cálculo de las condiciones de flujo con el programa SEEP/W, se muestran las alturas de presión de agua, y la línea correspondiente al nivel freático.....	123
Fig. 5.9	Cálculo de las condiciones de flujo con el programa SLIDE, se muestran las alturas de presión de agua, y la línea correspondiente al nivel freático.....	124
Fig. 5.10	Esfuerzos estáticos efectivos verticales calculados, usando el programa SIGMA/W.....	125
Fig. 5.11	Comparación de espectros de respuestas calculados para los modelos 1, 2 y 3 respecto al espectro de respuesta real, considerando el sismo del 29/03/2008.	126

Fig. 5.12	Comparación de espectros de respuestas calculados para los modelos 4, 5 y 6 respecto al espectro de respuesta real, considerando el sismo del 29/03/2008.	126
Fig. 5.13	Comparación del espectro de respuesta calculado para el modelo más representativo (modelo 3) respecto al espectro de respuesta real, considerando el sismo del 29/03/2008.	127
Fig. 5.14	Comparación del espectro de respuesta calculado para el modelo más representativo (modelo 3) respecto al espectro de respuesta real, considerando el sismo del 16/02/2005.	127
Fig. 5.15	Comparación del espectro de respuesta calculado usando el modelo no lineal, respecto al espectro de respuesta real, considerando el sismo del 29/03/2008.	128
Fig. 5.16	Comparación del espectro de respuesta calculado usando el modelo no lineal, respecto al espectro de respuesta real, considerando el sismo del 16/02/2005.	128
 CAPÍTULO VI ANÁLISIS DINÁMICO DE LA PRESA YURACMAYO PARA EL SISMO DE DISEÑO.		
Fig. 6.1	Análisis de estabilidad estático al final de la construcción en el talud aguas abajo.....	139
Fig. 6.2	Análisis de estabilidad estático al final de la construcción en el talud aguas arriba.....	139
Fig. 6.3	Análisis de estabilidad estático para condiciones de flujo establecido en el talud aguas abajo.....	140
Fig. 6.4	Análisis de estabilidad estático para la condición de vaciado rápido en el talud aguas arriba.....	140
Fig. 6.5	Análisis de estabilidad pseudoestático al final de la construcción en el talud aguas abajo.....	141
Fig. 6.6	Análisis de estabilidad pseudoestático en el talud aguas arriba.....	141

Fig. 6.7	Análisis de estabilidad pseudoestático para condiciones de flujo establecido en el talud aguas abajo.....	142
Fig. 6.8	Análisis de estabilidad pseudoestático para la condición de vaciado rápido en el talud aguas arriba.....	142
Fig. 6.9	Distribución de desplazamientos horizontales calculados.....	143
Fig. 6.10	Distribución de desplazamientos verticales calculados.....	144
Fig. 6.11	Distribución de esfuerzos horizontales efectivos calculados.....	145
Fig. 6.12	Distribución de esfuerzos verticales efectivos calculados.....	146
Fig. 6.13	Distribución de esfuerzos cortantes efectivos calculados.....	147
Fig. 6.14	Distribución de esfuerzos verticales calculados para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.....	148
Fig. 6.15	Distribución de esfuerzos horizontales calculados para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.....	148
Fig. 6.16	Distribución de esfuerzos cortantes calculados para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.....	148
Fig. 6.17	Acelerograma en la base rocosa para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.....	149
Fig.6.18	Acelerograma calculado en la corona para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.....	149
Fig.6.19	Tiempo–Historia de los desplazamientos horizontales calculados en la corona, para el sismo de Moquegua – Perú 23/06/2001.....	150
Fig.6.20	Tiempo–Historia de los desplazamientos verticales calculados en la corona para el sismo de Moquegua – Perú 23/06/2001.....	150
Fig. 6.21	Distribución de esfuerzos verticales calculados para el sismo de Lima-Perú 03/10/1974.....	151

Fig. 6.22	Distribución de esfuerzos horizontales calculados para el sismo de Lima-Perú 03/10/1974.....	151
Fig. 6.23	Distribución de esfuerzos cortantes calculados para el sismo de Lima-Perú 03/10/1974.....	152
Fig. 6.24	Acelerograma En la base rocosa para el sismo de Lima-Perú 03/10/1974 N 82°W.....	153
Fig.6.25	Acelerograma calculado en la corona para el sismo de Lima-Perú 03/10/1974	153
Fig.6.26	Tiempo–Historia de los desplazamientos horizontales calculados en la corona, para el sismo de Moquegua – Perú 23/06/2001.....	154
Fig.6.27	Tiempo–Historia de los desplazamientos verticales calculados en la corona para el sismo de Moquegua – Perú 23/06/2001.....	154
Fig.6.28	Evaluación del daño potencial de la presa Yuracmayo al ser sometida a los sismos de Moquegua (2001) y Lima (1974), considerando la metodología de Swiasgood (2003). Δ es el asentamiento en la corona, DH es la altura de la presa y AT es el espesor del material hasta la roca.....	155

ANEXOS.

Acelerogramas y espectros de respuesta de los sismos registrados

Fig. I.1	Acelerogramas del sismo del 02/04/2004.....	170
Fig. I.2	Acelerogramas del sismo del 18/04/2004.	171
Fig. I.3	Acelerogramas del sismo del 16/02/2005.	172
Fig. I.4	Acelerogramas del sismo del 02/03/2005.	173
Fig. I.5	Acelerogramas del sismo del 18/04/2005.	174
Fig. I.6	Acelerogramas del sismo del 29/03/2008.	175
Fig. I.7	Espectros de respuesta para el sismo del 02/04/2004.....	176
Fig. I.8	Espectros de respuesta para el sismo del 18/04/2004.....	177
Fig. I.9	Espectros de respuesta para el sismo del 16/02/2005.....	178

Fig. I.10	: Espectros de respuesta para el sismo del 02/03/2005.....	179
Fig. I.11	: Espectros de respuesta para el sismo del 18/04/2005.....	180
Fig. I.12	: Espectros de respuesta para el sismo del 29/03/2008.....	181
III	: Curvas de degradación de rigidez y razón de amortiguamiento	
Fig. III.1	: Reducción del módulo cortante de los materiales del cuerpo de la presa.....	191
Fig. III.2	: Razón de amortiguamiento de los materiales del cuerpo de la presa.....	191
Fig. III.3	: Reducción del módulo cortante de los materiales de la cimentación.....	192
Fig. III.4	: Razón de amortiguamiento de los materiales de la cimentación.....	192
IV	: Coeficiente de fluencia para el análisis de deformaciones permanentes	
Fig. IV.1	: Coeficiente de fluencia – Talud aguas arriba y/H: 1/4 - $K_y=0.35$	196
Fig. IV.2	: Coeficiente de fluencia – Talud aguas arriba y/H: 1/2 - $K_y=0.30$	196
Fig. IV.3	: Coeficiente de fluencia – Talud aguas arriba y/H: 3/4 - $K_y=0.28$	197
Fig. IV.4	: Coeficiente de fluencia – Talud aguas arriba y/H: 1 - $K_y=0.26$	197
Fig. IV.5	: Coeficiente de fluencia – Talud aguas abajo y/H: 1/4 - $K_y=0.38$	198
Fig. IV.6	: Coeficiente de fluencia – Talud aguas abajo y/H: 1/2 - $K_y=0.34$	198
Fig. IV.7	: Coeficiente de fluencia – Talud aguas abajo y/H: 3/4 - $K_y=0.30$	199
Fig. IV.8	: Coeficiente de fluencia – Talud aguas abajo y/H: 1 - $K_y=0.27$	199

V	Resultados de la aplicación del método de Makdisi Seed para el cálculo de aceleraciones máximas y periodo natural.	
FIG. V.1	Espectro de respuesta normalizado para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.....	207
FIG. V.2	Espectro de respuesta normalizado para el sismo de Lima Perú 3/10/1974.....	207
VI	Resultados de la aplicación del método de Newmark para el cálculo de deformaciones permanentes.	
FIG. VI.1	Deformaciones permanentes talud aguas arriba ($y/h=1/4$) para el sismo de Lima Perú 3/10/1974.....	209
FIG. VI.2 :	Deformaciones permanentes talud aguas arriba ($y/h=1/2$) para el sismo de Lima Perú 3/10/1974.....	209
FIG. VI.3 :	Deformaciones permanentes talud aguas arriba ($y/h=3/4$) para el sismo de Lima Perú 3/10/1974.....	210
FIG. VI.4 :	Deformaciones permanentes talud aguas arriba ($y/h=1$) para el sismo de Lima Perú 3/10/1974.....	210
FIG. VI.5 :	Deformaciones permanentes talud aguas abajo ($y/h=0.16$) para el sismo de Lima Perú 3/10/1974.....	211
FIG. VI.6 :	Deformaciones permanentes talud aguas abajo ($y/h=0.32$) para el sismo de Lima Perú 3/10/1974.....	211
FIG. VI.7 :	Deformaciones permanentes talud aguas abajo ($y/h=0.49$) para el sismo de Lima Perú 3/10/1974.....	212
FIG. VI.8 :	Deformaciones permanentes talud aguas abajo ($y/h=0.65$) para el sismo de Lima Perú 3/10/1974.....	212
FIG. VI.9 :	Deformaciones permanentes talud aguas arriba ($y/h=1/4$) para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.....	213
FIG. VI.10:	Deformaciones permanentes talud aguas arriba ($y/h=1/2$) para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.....	213
FIG. VI.11:	Deformaciones permanentes talud aguas arriba ($y/h=3/4$) para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.....	214
FIG. VI.12:	Deformaciones permanentes talud aguas arriba ($y/h=1$) para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.....	214

FIG. VI.13: Deformaciones permanentes talud aguas abajo ($y/h=0.16$) para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.....	215
FIG. VI.14: Deformaciones permanentes talud aguas abajo ($y/h=0.32$) para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.....	215
FIG. VI.15: Deformaciones permanentes talud aguas abajo ($y/h=0.49$) para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.....	216
FIG. VI.16: Deformaciones permanentes talud aguas abajo ($y/h=0.65$) para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.....	216

LISTA DE TABLAS

CAPÍTULO II	COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS ANTE SOLICITACIONES SÍSMICAS	
Tabla 2.1.	Parámetros para el cálculo de G_{max} en la ecuación 2.25, para gravas y arenas limpias (Benz, 2006).....	33
Tabla 2.2.	Parámetros para el cálculo de G_{max} en la ecuación 2.25, para suelos arcillosos (Benz, 2006).....	33
Tabla 2.3.	Parámetros para el cálculo de G_{max} en la ecuación 2.25, considerando diferentes tipos de suelos (Benz, 2006).....	34
CAPÍTULO IV	ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE TIERRA.	
Tabla 4.1.	Factores de seguridad mínimos para el análisis de estabilidad en presas de tierra (US Corps of Engineers).....	83
CAPÍTULO V	CALIBRACIÓN DEL MODELO PARA LA PRESA YURACMAYO.	
Tabla 5.1.	Eventos sísmicos registrados durante el período de monitoreo en la presa Yuracmayo.....	107
Tabla 5.2.	Propiedades físicas y mecánicas de los materiales de la Presa Yuracmayo.....	112
Tabla 5.3.	Tamaño máximo de los elementos finitos considerados en el enmallado.....	113
Tabla 5.4.	Permeabilidades para los materiales de la presa Yuracmayo.....	115
Tabla 5.5.	Aceleraciones espectrales reales y calculadas (en gals) para el sismo del 29/03/2008.....	117
Tabla 5.6.	Aceleraciones espectrales reales y calculadas (en gals) para el sismo del 16/02/2005.....	117

CAPITULO VI	ANÁLISIS DINÁMICO DE LA PRESA YURACMAYO PARA EL SISMO DE DISEÑO.	
Tabla 6.1.	Factores de seguridad calculados para el análisis de estabilidad estático y pseudoestático.....	130
Tabla 6.2.	Parámetros dinámicos para los materiales de la Presa Yuracmayo.....	131
Tabla 6.3.	Aceleraciones y desplazamientos obtenidos considerando el sismo de Moquegua (06/2001) y el sismo de Lima (10/1974).....	133
Tabla 6.4.	Aceleración de fluencia (K_y) de las superficies potenciales de falla para el talud aguas arriba.....	134
Tabla 6.5.	Aceleración de fluencia (K_y) de las superficies potenciales de falla para el talud aguas abajo.....	135
Tabla 6.6.	Desplazamientos permanentes calculados por el Método de Makdisi y Seed – Sismo Moquegua – Perú 23/06/2001.....	135
Tabla 6.7.	Desplazamientos permanentes calculados por el Método de Makdisi y Seed – Sismo Lima – Perú 03/10/1974.....	136
Tabla 6.8.	Deformaciones permanentes (cm) calculadas por el Método de Newmark para el talud aguas arriba de la presa Yuracmayo considerando los sismos de Lima (1974) y Moquegua (2001).....	137
Tabla 6.9.	Deformaciones permanentes (cm) calculadas por el método de Newmark para el talud aguas abajo de la presa Yuracmayo considerando los sismos de Lima (1974) y Moquegua (2001).....	137
Tabla 6.10.	Evaluación cualitativa de daños en la presa Yuracmayo para los sismos de Moquegua y Lima, considerando, la metodología de Swiasgood (2003).....	138

ANEXOS.

II	Evaluación del módulo de corte máximo para los materiales de la presa.	
Tabla II.1.	Valores Evaluados del Módulo de Rigidez Cortante Máximo para los espaldones de la Presa.....	183
Tabla II.2.	Valores Evaluados del Módulo de Rigidez Cortante Máximo para el Filtro y el Dren.....	184
Tabla II.3.	Valores Evaluados del Módulo de Rigidez Cortante Máximo para los Materiales Aluviales del Cuerpo de la Presa.....	185
Tabla II.4.	Valores Evaluados del Módulo de Rigidez Cortante Máximo para los Materiales Aluviales de la Cimentación.....	186
Tabla II.5.	Valores Evaluados del Módulo de Rigidez Cortante Máximo para Los Materiales Fluviolagunares de la Cimentación.....	187
Tabla II.6.	Valores Evaluados del Módulo de Rigidez Cortante Máximo para el Núcleo de la Presa.....	188
Tabla II.7.	Valores Evaluados del Módulo de Rigidez Cortante Máximo para los Materiales Lagunares de la Cimentación.....	189
III	Curvas de degradación de rigidez y razón de amortiguamiento.	
Tabla III.1.	Factores de Reducción del Módulo Cortante en Función a la Deformación Cortante Efectiva.....	193
Tabla III.2.	Razón de Amortiguamiento en Función a la Deformación Cortante Efectiva.....	194
V	Resultados de la aplicación del método de Makdisi Seed para el cálculo de aceleraciones máximas y periodo natural.	
Tabla V.1.	Aceleraciones y periodos naturales después de cinco iteraciones (sismo de Moquegua).....	203

Tabla V.2.	Aceleraciones y periodos naturales después de cinco iteraciones (sismo de Lima).....	204
------------	--	-----

LISTA DE PLANOS

PLANO P1	Sondeos realizados en la presa Yuracmayo.....	218
PLANO P2	Planta general.....	219

CAPÍTULO I

GENERALIDADES

1.1 ANTECEDENTES

El proyecto Yuracmayo consistió en la construcción de una presa en un sector de estrechamiento del valle del río Blanco (afluente del río Rimac), a una altitud de 4300 m.s.n.m, la construcción de la presa fue culminada en el año 1997, en la Fig. 1.1 se puede observar la ubicación zonal de la presa. La presa Yuracmayo es una presa de tierra con una altura sobre la fundación de 56.0m, longitud de coronación de 558.5m y un volumen total de 1.67 MIO m³ de material morrénico distribuido entre sus diversos componentes. En la Fig. 1.2 se puede observar una vista general de la presa.

En el Perú se cuenta con una cantidad considerable de presas de tierra similares a la presa Yuracmayo; sin embargo, un número reducido de ellas se encuentran instrumentadas con acelerómetros en el lugar de emplazamiento de la estructura, para el registro de los movimientos sísmicos. En el año 2003 la empresa EDEGEL S.A. solicitó al Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres de la Universidad Nacional de Ingeniería (CISMID-FIC-UNI) la instalación de un sistema de monitoreo sísmico en la Presa Yuracmayo. Este sistema consiste en dos estaciones acelerométricas para el registro de movimientos sísmicos, las cuales están ubicadas en la corona y en la base de la estructura. Con el monitoreo de los acelerómetros, el cual es realizado hasta la fecha, se han obtenido algunos registros de sismos de importancia en la zona, con los cuales se puede realizar el análisis dinámico de la presa mencionada. En el Perú se han realizado investigaciones acerca del comportamiento dinámico de presas, entre las que se resaltan los trabajos realizados por Infantes (1999) y Carrión (2001), pero en los casos mencionados las presas analizadas no se encontraban instrumentadas.

1.2 OBJETIVOS

Evaluar el comportamiento dinámico de la presa Yuracmayo, así como comprobar el diseño sísmico de la estructura en mención. La presa Yuracmayo se encuentra debidamente instrumentada, por lo que se usarán los registros obtenidos en el lugar de emplazamiento de la presa, tanto en la base como en la corona, para calibrar un modelo de elementos finitos con el que se pueda obtener una respuesta cercana a la real en la estructura para los sismos registrados. Este modelo podrá ser usado para evaluar la respuesta sísmica de la presa ante un sismo de mayor magnitud tal como el sismo de diseño.

1.3 ORGANIZACIÓN DEL TRABAJO

Se realizará un monitoreo periódico de los acelerómetros instalados en la presa Yuracmayo, procesando los registros sísmicos obtenidos; así mismo se recopilará la información sobre las características topográficas y geotécnicas de la presa. Como siguiente paso se propondrán modelos de mallas bidimensionales de elementos finitos que contengan la información geotécnica y topográfica recopilada tanto para el análisis estático como para el análisis dinámico. Una vez definidos los modelos se hará la evaluación de esfuerzos estáticos, donde se obtendrán los esfuerzos iniciales para el análisis de respuesta dinámica. A continuación se procederá a calibrar los modelos propuestos comparando la respuesta obtenida en la corona mediante software, (empleando registros acelerométricos en la base y propagándolos hacia la corona), con la respuesta real obtenida de los registros acelerométricos en la corona. Finalmente, con el modelo calibrado se hará una evaluación del comportamiento dinámico de la presa ante el sismo de diseño.



Fig. 1.1: Ubicación zonal de la Presa Yuracmayo

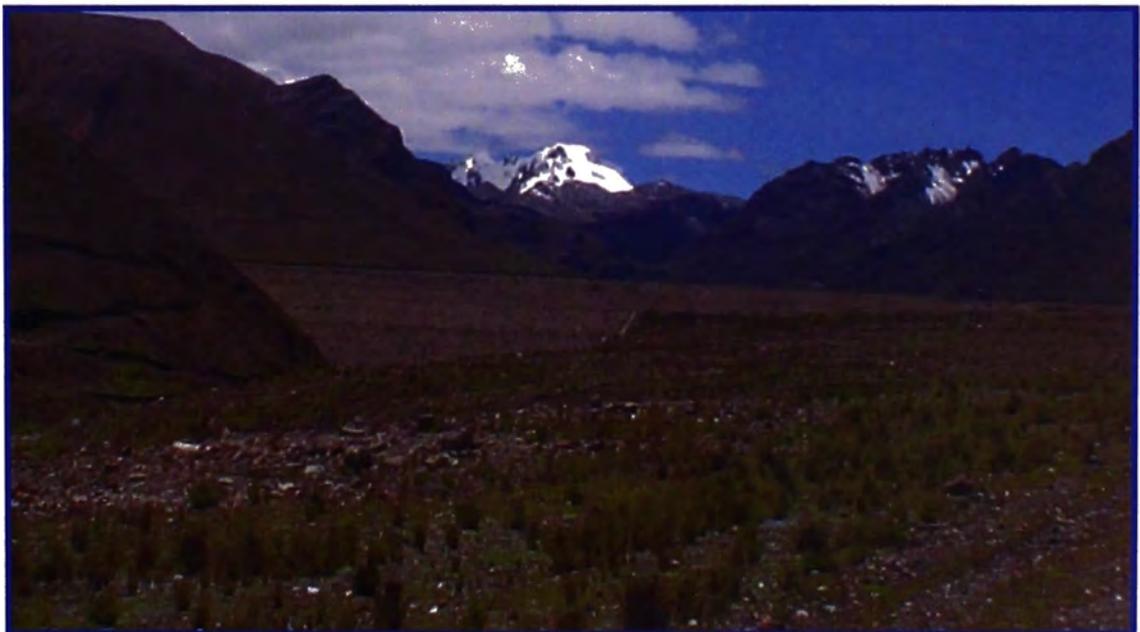


Fig. 1.2: Vista general de la Presa Yuracmayo desde aguas abajo

CAPÍTULO II

COMPORTAMIENTO DE LOS SUELOS ANTE SOLICITACIONES SÍSMICAS.

2.1 INTRODUCCIÓN

La naturaleza y la distribución de los daños debidos a terremotos está fuertemente influenciada por la respuesta de los suelos ante cargas sísmicas, el comportamiento de los suelos sujetos a cargas sísmicas es gobernado por las propiedades dinámicas del suelo.

Para aquellos problemas dominados por los efectos de la propagación de ondas, sólo pequeños niveles de deformación son inducidos en los suelos, para el caso de los movimientos sísmicos, donde se genera también una propagación de ondas esta deformación aumenta durante el movimiento, modificando las propiedades del suelo.

En este capítulo se describe el comportamiento de los suelos ante cargas cíclicas. Se introduce el concepto de rigidez cortante bajo pequeñas niveles de deformación o módulo de corte máximo, a continuación se presenta una variedad de métodos con los cuales las propiedades de los suelos bajo pequeñas deformaciones pueden ser medidas. Así mismo se presentan los diversos factores que afectan al módulo de corte máximo, así como las diversas correlaciones existentes para su evaluación. Finalmente se analizan las curvas de degradación para los diversos tipos de suelos.

2.2 CONDICIONES DE ESFUERZO DEFORMACIÓN DE LOS SUELOS ANTE CARGA CÍCLICA

En esta sección se describen los aspectos básicos de las condiciones de esfuerzo-deformación impuestas en los suelos por cargas cíclicas. Para analizar las condiciones de esfuerzos impuestas se trata el caso de la propagación de ondas de corte, las cuales son definidas en la sección 3.2.1.1 y para entender los aspectos básicos del comportamiento esfuerzo-deformación se analiza el

comportamiento mecánico del suelo considerando a éste como un ensamblaje de partículas.

2.2.1 CONDICIONES DE ESFUERZOS IMPUESTAS POR UNA CARGA CÍCLICA

Muchos depósitos de suelos son formados por la sedimentación de partículas de suelo por acción del agua. Mientras el suelo es depositado, el proceso de consolidación causa una disminución en el volumen, y un incremento en los esfuerzos efectivos existentes. Si el proceso es unidimensional (las partículas del suelo se mueven sólo en la dirección vertical), los esfuerzos principales menores son proporcionales a los esfuerzos principales mayores, y la trayectoria de esfuerzos efectivos para un elemento de suelo debajo de la superficie se desplazará desde el punto A al punto B como se muestra en la Fig. 2.1. La pendiente de la trayectoria de esfuerzos en este rango viene dado por:

$$m_0 = \frac{d\left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}\right)}{d\left(\frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2}\right)} = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{\sigma'_1 + \sigma'_3} = \frac{\sigma'_1(1 - K_0)}{\sigma'_1(1 + K_0)} = \frac{1 - K_0}{1 + K_0} \quad (2.1)$$

Donde $K_0 = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}$, es el coeficiente de presión lateral de tierra. Si la superficie del terreno es nivelada, los ejes correspondientes a los esfuerzos principales, serán verticales y horizontales.

Después de que el suelo ha sido consolidado, una carga lenta (drenada) puede causar que la trayectoria de esfuerzos se mueva en una variedad de direcciones diferentes (Ver Fig. 2.1), dependiendo de las condiciones de esfuerzo que se impongan.

Si el esfuerzo vertical se incrementa mientras el esfuerzo horizontal se mantiene constante (una condición que se puede presentar debido a la carga impuesta por una cimentación), la trayectoria de esfuerzos se moverá según la dirección AC en la Fig. 2.1. Si el esfuerzo horizontal disminuye, manteniendo el esfuerzo vertical constante (el cual es el caso que se presenta bajo las condiciones de

presión activa de tierra), la trayectoria de esfuerzos se moverá según la dirección LE en la Fig. 2.1. Si el esfuerzo vertical disminuye, manteniendo constante el esfuerzo horizontal (como el caso al considerar un punto debajo de una excavación), la trayectoria de esfuerzos se moverá según la dirección AE y si el esfuerzo horizontal se incrementa manteniendo constante el esfuerzo vertical (el cual es el caso que se presenta bajo las condiciones de presión pasiva de tierra), la trayectoria de esfuerzos se moverá según la dirección LC de la Fig. 2.1. Para cada una de estas condiciones ideales no se inducen esfuerzos de corte horizontales o verticales, consecuentemente los ejes principales se mantienen siempre horizontales y verticales (aunque podrían cambiar instantáneamente de posición si el eje p' es cruzado). Una consideración más realista de la imposición de cargas, tiene en cuenta los cambios en los esfuerzos verticales y horizontales, simultáneamente, así como el desarrollo de esfuerzos verticales y horizontales de corte.

Para ilustrar las condiciones de esfuerzo que se pueden presentar bajo una carga sísmica (carga cíclica), se considera un elemento de suelo debajo de una superficie nivelada de terreno; el cual está afectado por la propagación vertical de las ondas S, tal como se muestra en la Fig. 2.2a.

En el estado A, el elemento se encuentra bajo las condiciones indicadas en el círculo de Mohr más pequeño de la Fig. 2.2a, y la trayectoria de esfuerzos se encuentra en el punto A de la Fig. 2.2c. Partiendo del hecho de que el esfuerzo principal mayor es vertical, el polo (definido como el punto sobre el círculo de Mohr que tiene la propiedad de que al trazar una línea, a partir de dicho punto, paralela a un plano de esfuerzos intersectará al círculo de Mohr en un punto con las condiciones de esfuerzos existentes sobre el plano considerado) se encuentra ubicado en el punto $(\sigma'_h, 0)$, en la Fig. 2.2b. La propagación vertical de ondas S producirá esfuerzos de corte en los planos horizontales y verticales, y deformará el elemento como se muestra en el estado B de la Fig. 2.2a. Tomando en cuenta que el esfuerzo de corte se incrementa, manteniendo constante los esfuerzos verticales y horizontales, el radio del círculo de Mohr se incrementa pero el centro del círculo no cambia de posición como se muestra en la Fig. 2.2b. El punto considerado para la trayectoria de esfuerzos se mueve verticalmente, tal como lo hace el polo (Ver figuras 2.2b y 2.2c.), lo cual indica que los ejes

principales de esfuerzos han rotado respecto a sus posiciones verticales y horizontales, como el esfuerzo horizontal de corte bajo las condiciones consideradas (propagación de ondas S) es cíclico por naturaleza, la dirección de los esfuerzos de corte se invertirán después de pasar nuevamente por el estado en el cual los esfuerzos de corte son nulos (como al inicio), es decir después de pasar por el estado C de la Fig. 2.2a. Las condiciones en el estado C son idénticas a las impuestas en el estado A, y los ejes principales de esfuerzos han rotado nuevamente a sus posiciones verticales y horizontales. En el estado D los esfuerzos de corte se encuentran invertidos y los ejes principales de esfuerzos se encuentran rotados en una dirección opuesta respecto al estado B.

La carga impuesta por la propagación vertical de ondas S puede ser descrita por la trayectoria de esfuerzos mostrada en la Fig. 2.2c y por una rotación de ejes principales. La trayectoria de esfuerzos no presenta en ningún punto una condición isotrópica de esfuerzos (no se alcanza el eje p'), y los ejes principales rotan continuamente.

La naturaleza de la rotación de los ejes principales es de especial significado, investigaciones han mostrado que la rotación de los ejes principales de esfuerzos pueden causar una deformación de corte y volumétrica, incluso si los puntos en la curva de la trayectoria de esfuerzos no cambian de posición. Por esta razón parte de las deformaciones inducidas por la propagación vertical de ondas resulta de la rotación de los ejes principales de esfuerzos.

2.2.2 ASPECTOS BÁSICOS DEL COMPORTAMIENTO MECÁNICO DEL MEDIO DE PARTÍCULAS

El comportamiento mecánico del suelo puede ser bastante complejo, incluso dejando de lado las condiciones de cargas sísmicas. Los ingenieros geotécnicos están constantemente enfrentados a la necesidad de caracterizar los aspectos más importantes del comportamiento cíclico de los suelos, buscando simular estos aspectos de la manera más exacta que sea posible con modelos racionales simples. El punto en el cual el conflicto entre la aproximación y simplicidad del modelo es balanceado depende de muchos factores, y muchas combinaciones han sido propuestas.

Entre los principales modelos propuestos se encuentran el modelo equivalente lineal, los modelos cíclicos no lineales, y los modelos constitutivos avanzados, cada uno de ellos revelan mediante su utilización información importante acerca del comportamiento sísmico de los suelos.

Antes de considerar algún modelo específico de esfuerzo-deformación es importante examinar algunos aspectos básicos del comportamiento mecánico del medio de partículas. Muchos aspectos importantes del comportamiento del suelo bajo pequeñas deformaciones pueden ser ilustrados considerando al suelo como un ensamblaje de partículas elásticas discretas. Hertz (1881) estudió el comportamiento de partículas esféricas idénticas de radio R, confinadas unas con otras por una fuerza normal N y demostró que:

$$N = \frac{2\sqrt{2}GR^{3/2}}{3(1-\nu)} \delta_N^{3/2} \quad (2.2)$$

Donde G y ν son constantes elásticas de las esferas y δ_N es el cambio en la distancia entre los centros de las esferas. Para un arreglo de esferas distribuido en forma de un cubo y cargado a lo largo de uno de los ejes del arreglo (Fig. 2.3) el esfuerzo normal medio es obtenido dividiendo la fuerza normal entre el área tributaria, esto es:

$$\sigma = \frac{N}{(2R)^2} = \frac{N}{4R^2} \quad (2.3)$$

De donde el módulo tangente para una carga uniaxial está dado por:

$$E_{Tan} = \frac{d\sigma}{d\varepsilon} = \frac{dN/4R^2}{d\delta_N/2R} = \frac{1}{2R} \frac{dN}{d\delta_N} = \frac{3}{2} \left[\frac{2G}{3(1-\nu)} \right]^{2/3} \sigma^{1/3} \quad (2.4)$$

Lo cual sugiere que la rigidez debería teóricamente variar con la raíz cúbica del esfuerzo axial. Cuando una fuerza tangencial T, es aplicada la distorsión elástica causa que los centros de las esferas se desplacen perpendicularmente respecto a su eje original (Mindlin y Deresiewicz, 1953) en una cantidad:

$$\delta_T = \left[1 - \left(1 - \frac{T}{fN} \right)^{2/3} \right] \left\{ \frac{3fN}{4E} (2 - \nu)(1 + \nu) \left[\frac{3(1 - \nu^2)NR}{4E} \right]^{-1/3} \right\} T \leq fN \quad (2.5)$$

Donde f es el coeficiente de fricción entre las esperas (δ_T es una función no lineal de T) cuando T llega al valor de fN , un considerable deslizamiento entre los contactos de las partículas ocurre (aunque una disminución de parte del contacto puede ocurrir antes de este punto). Este deslizamiento considerable es requerido para una permanente reorientación de partículas, consecuentemente los cambios de volumen (condiciones drenadas) no pueden ocurrir y el exceso de presión de poros (condiciones no drenadas) no puede ser generado cuando un deslizamiento considerable no ocurre. La deformación de corte correspondiente a la iniciación de este deslizamiento considerable es conocida como la deformación volumétrica de corte umbral (γ_{tv}).

La deformación volumétrica de corte umbral se calcula mediante la siguiente relación:

$$\gamma_{tv} = \frac{\delta_T(T = fN)}{2R} = 2.08 \frac{(2 - \nu)(1 + \nu)f}{(1 - \nu^2)^{1/2} E^{2/3}} \sigma^{2/3} \quad (2.6)$$

Para presiones de confinamiento en el rango de interés práctico (25 a 200 KPa), la ecuación 2.6 predice el valor de la deformación volumétrica de corte umbral entre los límites de 0.01 y 0.04%. Los suelos reales obviamente no consisten en arreglos regulares de partículas esféricas, pero la existencia de un umbral de deformación de corte bastante cercana a la predicha por la ecuación 2.6, ha sido observada experimentalmente para arenas bajo condiciones drenadas (Drnevich y Richard, 1970; Youd, 1972; Pyke, 1973) y condiciones no drenadas de carga (Park y Silver, 1975; Dobry y Ladd, 1980).

Evidencia experimental sugiere que la deformación volumétrica de corte umbral se incrementa con el índice de plasticidad (IP), la deformación volumétrica de corte umbral de una arcilla con un índice de plasticidad $IP=50$ es aproximadamente un orden de magnitud mayor que el de una arena con $IP=0$. La evidencia experimental también indica que los suelos exhiben un comportamiento lineal elástico debajo de un umbral de deformación cíclica lineal

de corte γ_{II} el cual es aproximadamente 30 veces menos que γ_{IV} (Vucetic, 1994).

Los análisis de interacción de las partículas individuales de suelos pueden dar una idea realista acerca del comportamiento mecánico de los suelos. En los últimos años grandes avances están siendo realizados en cuanto al modelamiento micromecánico de los suelos, donde se tienen en cuenta la interacción cinemática y los contactos entre las partículas de suelos individuales, eliminando la necesidad de un modelo constitutivo global (Kramer, 1996).

2.3 EVIDENCIA EXPERIMENTAL PARA LA CONSIDERACIÓN DE LA RIGIDEZ BAJO PEQUEÑAS DEFORMACIONES.

Para el análisis de la respuesta dinámica se ha encontrado una dependencia no lineal entre el esfuerzo y la deformación, con la generación de lazos histeréticos, tal como se muestra en la Fig. 2.4.

La rigidez de corte es usualmente expresada como una rigidez o módulo secante determinado por los extremos de un lazo histerético, mientras el amortiguamiento es proporcional al área encerrada dentro del lazo histerético (Ver sección 2.3.1, para mayor detalle). Estas propiedades son dependientes del nivel de deformación para el cual se está considerando el lazo histerético, por lo que se evidencia la necesidad de considerar una rigidez cortante para pequeños niveles de deformación cíclica de corte. Consecuentemente el módulo de corte y el factor de amortiguamiento deben de ser determinados como función de las deformaciones inducidas en el depósito del suelo (Seed e Idriss, 1970).

2.3.1 RELACIONES HISTERÉTICAS ESFUERZO DEFORMACIÓN.

Un elemento típico de suelo lo suficientemente lejos de las estructuras adyacentes, sometido a carga cíclica simétrica, como es el caso de un elemento debajo de la superficie de terreno afectado por la propagación de ondas sísmicas exhibe lazos histeréticos para el comportamiento esfuerzo deformación, tal como se muestra en la Fig. 2.4. Estos lazos pueden ser descritos de dos maneras, por la trayectoria real seguida por los mismos, y por los parámetros

que describen su forma. En términos generales son dos las características que describen la forma de un lazo histerético, estas son la inclinación del lazo y el ancho del mismo.

2.3.1.1 Módulo de Corte Secante

Como se indicó anteriormente uno de los parámetros que describen la forma general de un lazo histerético es la inclinación del mismo, la cual depende de la rigidez del suelo, y puede ser descrita en cada punto del lazo durante el proceso de carga por el módulo de corte tangente G_{Tan} . Es evidente que el valor de este módulo varía a lo largo del ciclo de carga (Ver Fig. 2.5); pero el valor promedio del mismo puede ser aproximado para un lazo histerético por el módulo de corte secante, el cual es definido como:

$$G_{sec} = \frac{\tau_c}{\gamma_c} \quad (2.7)$$

Donde τ_c y γ_c son los esfuerzos de corte y la amplitud de la deformación cortante cíclica en el extremo del lazo (Fig. 2.5).

2.3.1.2 Módulo de Corte Máximo

El módulo de corte secante de un elemento varía con la amplitud de la deformación cíclica de corte existente. Para pequeñas amplitudes de deformación, el valor del módulo de corte secante es grande pero disminuye conforme las amplitudes de la deformación de corte se incrementan, tal como es mostrado en la Fig. 2.4.

La curva formada por la unión de los puntos extremos, correspondientes a los lazos histeréticos calculados bajo diferentes amplitudes de deformación cíclica de corte, es llamada curva esqueleto (Fig. 2.6); la pendiente de esta curva en el origen (amplitud de la deformación cíclica cortante igual a cero) representa el mayor valor del módulo de corte, es decir el módulo de corte máximo G_{Max} o rigidez cortante para bajos niveles de deformación cíclica cortante. Para mayores

amplitudes de deformaciones cíclicas de corte, la relación entre el módulo secante y el módulo máximo toma un valor menor a la unidad. La caracterización de la rigidez de un elemento de suelo por lo tanto requiere del conocimiento del módulo de corte máximo y de la manera como la relación G/G_{max} varía con la amplitud de deformación cíclica de corte.

2.3.1.3 Amortiguamiento.

Otro de los parámetros que determina la forma general del lazo histerético es el ancho del mismo, este ancho está relacionado al área encerrada dentro del lazo histerético, que es una medida de la disipación de la energía.

Esta disipación de energía puede ser descrita convenientemente por el factor de amortiguamiento:

$$\varepsilon = \frac{\Delta W}{4\pi W} = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{Lazo}}{G_{sec} \gamma_c^2} \quad (2.8)$$

Donde ΔW es la energía disipada, W es la máxima energía de deformación acumulada y A_{Lazo} es el área del lazo histerético, los términos restantes fueron definidos en la ecuación 2.7. (Ver Fig 2.7).

2.3.2 MEDICIONES DEL MÓDULO DE RIGIDEZ BAJO PEQUEÑAS DEFORMACIONES.

La medición de las propiedades dinámicas del suelo es una tarea crítica en la solución de problemas dentro de la ingeniería geotécnica relacionada a los terremotos. Una amplia variedad de pruebas de campo y laboratorio son conocidas, cada una con ventajas y desventajas respecto a los diferentes problemas, muchas están orientadas sólo a la medición de la rigidez bajo pequeñas deformaciones y otras conducen a la medición de las propiedades dinámicas bajo deformaciones grandes. La selección de la prueba a emplear para la medición de las propiedades dinámicas del suelo requiere una cuidadosa consideración y entendimiento del problema específico que se está enfrentando. Las propiedades del suelo que influyen en la propagación de ondas (caso de

sismos) y otros fenómenos donde se presentan pequeñas deformaciones incluyen a la rigidez, el amortiguamiento, el coeficiente de Poisson y la densidad. De estos la rigidez y el amortiguamiento son las propiedades más relevantes, las otras tienen una menor influencia y generalmente sus valores tienden a caer dentro de límites conocidos.

La rigidez bajo pequeñas deformaciones puede ser medida tanto con pruebas de campo como con pruebas de laboratorio. Las pruebas de laboratorio incluyen pruebas triaxiales, pruebas de corte cíclicas, la prueba de la columna resonante, la prueba torsional cíclica, etc.

Las pruebas de campo son pruebas indirectas que utilizan relaciones matemáticas para el cálculo de las propiedades dinámicas del suelo, la mayoría de estas pruebas se basan en los principios de la geofísica. Entre las diversas pruebas se cuentan con el ensayo de reflexión sísmica, la prueba de refracción sísmica, el ensayo MASW, etc.

2.3.2.1 Pruebas de Laboratorio.

Las pruebas de laboratorio son usualmente desarrolladas con especímenes relativamente pequeños que se asumen como representativos del suelo. En la mayoría de pruebas los especímenes son probados como elementos (son sometidos a esfuerzos uniformes iniciales y a cambios uniformes en las condiciones de esfuerzo-deformación). En otras pruebas de laboratorio los especímenes son probados como modelos y los resultados deben de ser interpretados en términos de las condiciones que actúan sobre el modelo.

La capacidad de las pruebas de laboratorio para brindar resultados adecuados depende de su capacidad para replicar las condiciones iniciales y las condiciones de carga en el problema de interés. Ninguna prueba de laboratorio puede representar todas las condiciones posibles de esfuerzo-deformación, consecuentemente el uso de una prueba en particular depende del problema de interés. A continuación se realiza una descripción de las pruebas de laboratorio más comunes para determinar las propiedades dinámicas de los suelos.

A. Ensayo de La Columna Resonante

La prueba de columna resonante es la usada con más frecuencia para medir estrictamente las propiedades dinámicas de los suelos bajo pequeñas deformaciones. En esta prueba se somete especímenes de suelo cilíndricos, sólidos o huecos a una carga armónica torsional o axial, mediante un sistema electromagnético de carga (ver Fig. 2.8). El sistema de carga aplica usualmente cargas armónicas, para las cuales las frecuencias y las amplitudes pueden ser controladas.

Después de que el espécimen para la prueba ha sido preparado y consolidado, la carga cíclica empieza. Inicialmente la frecuencia de la carga es pequeña, ésta es gradualmente incrementada hasta que la respuesta (amplitud de deformación) alcanza un valor máximo. La frecuencia más baja para la cual la respuesta es localmente maximizada es la frecuencia fundamental del espécimen.

La frecuencia fundamental es función del módulo de corte máximo, de la geometría del espécimen y de ciertas características del dispositivo de prueba. El módulo de corte máximo puede ser relacionado a la frecuencia fundamental de vibración mediante las siguientes ecuaciones.

$$\frac{I}{I_0} = \frac{\omega_n h}{V_s} \tan \frac{\omega_n h}{V_s} \quad (2.9)$$

$$G_{\max} = V_s^2 \rho \quad (2.10)$$

Donde:

I es el momento de masa polar de inercia del espécimen, I_0 es el momento de masa polar de inercia de los elementos del sistema de carga torsional conectados a la parte superior del espécimen, G_{\max} es el módulo cortante máximo, V_s es la velocidad de las ondas de corte, h es la altura del espécimen de prueba, ω_n es la frecuencia circular fundamental y ρ es la densidad del suelo.

Para un espécimen dado I , I_0 son generalmente conocidos cuando la carga cíclica empieza, luego se obtiene experimentalmente la frecuencia circular fundamental y la ecuación 2.9 es usada para el cálculo de V_s , el módulo de corte máximo es luego obtenido mediante la ecuación 2.10.

Si el sistema de carga tiene una masa despreciable ($I_0=0$) la ecuación 2.9 se transformará en:

$$V_s = \frac{2\omega_n h}{\pi} = 4f_n h \quad (2.11)$$

Donde f_n es la frecuencia fundamental en Hertz.

B. Prueba Triaxial Cíclica

La prueba de compresión triaxial cíclica es la prueba de laboratorio usada con más frecuencia para la medición de las propiedades dinámicas del suelo bajo un nivel de deformaciones considerable. En la prueba un espécimen cilíndrico es colocado entre la parte superior e inferior de una plataforma de carga y envuelto por una membrana fina (Ver Fig. 2.9). El espécimen es sometido a un esfuerzo radial (usualmente aplicado neumáticamente), y a un esfuerzo axial. Por las condiciones de borde impuestas, los esfuerzos principales en el espécimen son siempre verticales y horizontales.

La diferencia entre el esfuerzo axial y el esfuerzo radial es llamada esfuerzo desviador. En la prueba triaxial cíclica el esfuerzo desviador es aplicado cíclicamente, bien bajo condiciones de esfuerzo controlado (típicamente por carga neumática o hidráulica), o condiciones de deformaciones controladas (por mecanismos de carga servo hidráulica o mecánica). Las pruebas triaxiales cíclicas son usualmente desarrolladas manteniendo el esfuerzo radial constante y el esfuerzo axial cíclico a una frecuencia promedio de 1 hz (Kramer, 1996).

Así como la prueba triaxial estática, la prueba triaxial cíclica puede ser desarrollada bajo condiciones isotrópicas o anisotrópicas de consolidación, produciendo las trayectorias de esfuerzos mostradas en la Fig. 2.10. La Fig.

2.10a muestra el esfuerzo desviador cíclico y la trayectoria de esfuerzos para un espécimen isotrópicamente consolidado. Las pruebas con especímenes isotrópicamente consolidados son comúnmente usadas para representar las condiciones de esfuerzo para elementos bajo superficies niveladas de terreno, donde no existen esfuerzos cortantes iniciales en los planos principales.

La prueba empieza con esfuerzo de corte 0 (punto A) y el esfuerzo desviador es inicialmente incrementado. Desde que el esfuerzo axial es siempre mayor que el esfuerzo radial, los ejes principales de esfuerzos, mayores y menores, son verticales y horizontales respectivamente. Después de que el esfuerzo desviador llega a un valor máximo (punto B), éste decrece y se aproxima al valor de 0 (punto c), justo antes de que se alcance el punto C el eje de esfuerzos principales mayores es aún vertical, pero este rota instantáneamente a una posición horizontal cuando el punto C es alcanzado y el esfuerzo desviador toma valores negativos. En el punto C no existen esfuerzos de corte, este proceso de inversión de esfuerzos se repite a lo largo de la prueba, con rotaciones instantáneas de los ejes principales de 90° cada vez que el esfuerzo desviador alcance un valor nulo.

Para modelar las condiciones de esfuerzo existentes debajo de superficies donde existen esfuerzos de corte iniciales las pruebas triaxiales con especímenes anisotrópicamente consolidadas son desarrolladas. La Fig. 2.10b hace referencia a una prueba con un espécimen anisotrópicamente consolidado donde la amplitud del esfuerzo desviador cíclico es mayor que la amplitud del esfuerzo durante la consolidación, en este caso también existe una inversión de esfuerzos aunque el esfuerzo desviador cíclico no es simétrico respecto al eje p' . Por otra parte, si la amplitud del esfuerzo desviador cíclico es menor a la amplitud del esfuerzo durante la consolidación no se presentará una inversión de esfuerzos (Ver Fig. 2.10c), para este último caso los ejes de esfuerzos principales no rotarán y no se alcanzarán condiciones de esfuerzo de corte nulo.

Las trayectorias de esfuerzos calculadas y las condiciones de rotación de ejes principales son obviamente diferentes a aquellas impuestas a un elemento afectado por la propagación vertical de las ondas S (la cual se muestra en la Fig. 2.2). Estas diferencias ilustran la razón del porqué tener cuidado en la aplicación

directa de las propiedades obtenidas de pruebas triaxiales cíclicas a problemas de propagación de ondas.

En algunos casos la presión de celda puede ser aplicada cíclicamente, incrementando o disminuyendo su valor a la misma tasa que el esfuerzo desviador, esto causará que el círculo de Mohr se expanda y se reduzca, pero sin variar de posición su centro. La trayectoria de esfuerzos verticales obtenida oscilará verticalmente, tal como lo hace bajo el problema de propagación de ondas, pero los ejes principales de esfuerzos siguen siendo horizontales y verticales y no rotan continuamente como en el caso del problema de propagación de ondas (Kramer, 1996).

Los esfuerzos y deformaciones medidos de un ensayo triaxial cíclico pueden ser usados para calcular el módulo de corte y el amortiguamiento, siguiendo la metodología que fue explicada en la sección 2.3.1.

C. Prueba de Corte Directo Cíclica

La prueba de corte directa cíclica es capaz de reproducir las condiciones de esfuerzos impuestas por un terremoto (propagación de ondas S), de manera más aproximada que la prueba triaxial cíclica, y es usualmente usada para ensayos de licuefacción. En esta prueba un espécimen pequeño y cilíndrico es restringido contra la expansión lateral por un borde rígido. Por la aplicación de esfuerzos de corte cíclicos horizontales actuando en la parte superior o inferior del espécimen, éste es deformado de una manera aproximada a lo que ocurre con un elemento de suelo afectado por la propagación vertical de ondas S (Ver Fig. 2.2a)

El aparato para la prueba de corte cíclica aplica esfuerzos de corte solo en la parte superior e inferior del espécimen, se puede observar un esquema general del aparato de corte directo cíclico en la Fig. 2.11. Desde que no son impuestos esfuerzos de corte complementarios en los lados verticales, el momento causado por el esfuerzo de corte horizontal debe de ser balanceado por una distribución no uniforme de esfuerzos de corte y normales. Los efectos de la no uniformidad de esfuerzos pueden ser reducidos incrementando la relación diámetro/altura del

espécimen, estos efectos son pequeños para relaciones mayores de 8:1 (Kovacs y Leo, 1981). Las pruebas de corte convencionales están limitadas por su incapacidad de imponer condiciones diferentes de esfuerzos a las impuestas por la consolidación isotrópica (Kramer, 1996).

D. Prueba de Corte Cíclica Torsional

Muchas de las dificultades referentes a la adecuada representación de trayectorias de esfuerzos y la continua rotación de ejes asociadas con la prueba de corte triaxial cíclica y la prueba de corte directo cíclica pueden ser superadas mediante la aplicación de una carga torsional cíclica a especímenes de suelo cilíndricos.

La prueba de corte torsional cíclica permite tanto condiciones isotrópicas de esfuerzo, como condiciones anisotrópicas, así mismo puede imponer esfuerzos de corte en los planos principales con una continua rotación de estos ejes (no restringe los ejes principales a horizontales o verticales). Esta prueba puede ser usada para medir la rigidez y el amortiguamiento bajo un amplio rango de niveles de deformación.

Ishihara y Li (1972) desarrollaron una prueba torsional cíclica para ser usada en especímenes sólidos, pero estas pruebas tenían la desventaja que las deformaciones de corte radiales no se distribuían uniformemente, para incrementar esta uniformidad, se desarrollaron aparatos cilíndricos huecos (Ver Fig. 2.12). Por un lado los aparatos cilíndricos huecos ofrecen una buena uniformidad en cuanto a la distribución de las deformaciones de corte y un buen control de los esfuerzos y las condiciones de drenaje, pero la preparación de la muestra es muy dificultosa y el equipamiento es difícil de conseguir, que hace a esta prueba muchas veces no aplicable.

2.3.2.2 Pruebas In Situ.

A. Método de Reflexión Sísmica

Cuando una onda de cuerpo atraviesa la frontera entre dos medios o materiales con diferente rigidez, la dirección de su propagación sufre una

deflexión de acuerdo con la ley de Snell, según se ilustra en la Fig. 2.13. Si el ángulo de incidencia ψ_1 , es menor que un ángulo crítico ψ_c , la onda es refractada y se propaga en el segundo medio con un ángulo $\psi_2 > \psi_1$ (asumiendo que la onda viaja más rápido en el segundo medio). Si la onda incidente llega a la frontera con un ángulo mayor que ψ_c , la onda es reflejada en el primer medio con el mismo ángulo ψ_R respecto a la vertical, según se ilustra en la Fig. 2.14.

El ensayo de reflexión toma ventaja de la reflexión de la onda P (onda longitudinal o compresional), la cual es la más veloz y por lo tanto la más rápida en arribar así como la más fácil de identificar en un punto de monitoreo en la superficie. En el ensayo de reflexión ilustrado en la Fig. 2.15, se monitorea el tiempo de llegada t_d de la onda P que viaja directamente desde la fuente A hasta puntos tales como B', C', o D'. Esta onda es denominada la onda directa. La velocidad de propagación V_1 de la superficie del estrato es calculada como:

$$V_1 = \frac{X}{t_d} \quad (2.12)$$

Donde X es la distancia entre los puntos A y B', C', o D'. La otra trayectoria está compuesta del rayo que va desde la fuente A hacia los puntos B, C, ó D, en la frontera y el retorno de este rayo hacia la superficie en B', C', o D'. El tiempo de viaje t_r , a lo largo de esta trayectoria está dado por:

$$t_r = \frac{\sqrt{X^2 + 4H^2}}{V_1} \quad (2.13)$$

Donde H es el espesor del estrato superficial. En el campo, el receptor es trasladado sobre la superficie desde el punto B' hasta el punto D' y se establece una curva de tiempo de viaje versus distancia. Esta curva es mostrada esquemáticamente por una línea cortada en la Fig. 2.16.

Ubicando un punto de intersección en $X = 0$ en esta curva, el espesor del estrato superficial puede ser determinado con respecto al valor de V_1 dado por la ecuación (2.12). Una de las limitaciones de este método es el hecho de que la

onda P reflejada siempre arriba después de la onda directa al receptor. Por lo tanto es usualmente difícil distinguir con claridad el tiempo exacto de llegada de la onda reflejada. El método de reflexión ha sido empleado para investigar estructuras de formaciones rocosas a profundidades de cientos de metros a varios kilómetros. También se ha empleado para investigar depósitos bajo el mar, sin embargo su uso está siendo renovado para investigar depósitos superficiales de suelo (Aguilar y Egóvil, 2000).

B. Método de Refracción Sísmica

Este procedimiento es el más simple y convencional para investigar preliminarmente el perfil de suelo y roca sobre una gran extensión. En este método, la energía producida por impacto o por explosión, es aplicada sobre la superficie del terreno y el frente de esta propagación es detectada en un punto a cierta distancia desde la fuente. La distancia y el tiempo de llegada permiten calcular la velocidad de propagación de la onda. Dado que se utilizan ondas refractadas, un prerrequisito para este método es contar con un estrato superficial blando y un depósito subyacente de suelo o roca más rígido, en el cual las ondas son refractadas. El concepto básico de esta metodología es ilustrado en la Fig. 2.17, donde V_1 y V_2 son las velocidades de propagación de onda a través de los estratos superior e inferior, respectivamente. La variable H indica el espesor del estrato superficial. Cuando se produce una excitación en el punto A, se generan ondas que se propagan en todas las direcciones, pero la más importantes son 2: una viajando en la superficie y llegando al punto C', y la otra viajando hacia abajo al punto B y regresando hacia arriba al punto C' luego de viajar a lo largo de la frontera y pasar por el punto C. La primera es llamada la onda directa y la segunda la onda refractada. El tiempo de viaje de la onda directa esta dado por la ecuación 2.12.

Para calcular el tiempo de viaje de la onda refractada, es necesario especificar el ángulo crítico de incidencia ψ_c con el cual la onda es refractada en el punto B y dirigida hacia el punto C a lo largo de la trayectoria B a C. Denotando la dirección de la onda incidente y refractada por ψ_1 y ψ_2 como se ilustra en la Fig.2.13, de acuerdo con la ley de Snell, los ángulos ψ_1 y ψ_2 están relacionados con la razón entre las velocidades de propagación de onda en los 2 materiales

en contacto, es decir:

$$\frac{\text{sen}\psi}{\text{sen}\psi_2} = \frac{V_1}{V_2} \quad (2.14)$$

Para la onda refractada propagándose en la dirección de la frontera, el ángulo de refracción está dado por $\psi_2 = 90^\circ$. Por lo tanto, el ángulo crítico de incidencia está dado por:

$$\text{sen}\psi_c = \frac{V_1}{V_2} \quad (2.15)$$

Esto implica que, entre todas las ondas irradiadas desde la fuente A, solamente la onda llegando al punto B a un ángulo ψ_c es dirigida paralelamente a la frontera en el medio inferior bajo refracción. La onda críticamente refractada con el ángulo ψ_c no puede ser detectada directamente en cualquier punto de la superficie, debido a que continúa viajando horizontalmente. Sin embargo, puede demostrarse mediante la teoría de ondas en un medio elástico que esta onda críticamente refractada produce una perturbación mientras se propaga a lo largo de la frontera y esta perturbación genera una onda que viaja hacia arriba en el medio superior. Esta nueva onda es llamada el frente de onda y viaja a una velocidad V_1 en una dirección inclinada a un ángulo $90^\circ - \psi_c$ de la frontera. El arribo del frente de onda en la superficie puede ser detectado a cualquier distancia desde la fuente mayor que $2HTg\psi_c$. La onda detectada en una posición más cercana a la fuente que $2HTg\psi_c$ es el frente de la onda reflejada en la Fig. 2.15 (la posición entre A y B').

En la práctica de la refracción sísmica, el monitoreo de la llegada de las ondas puede ser realizado trasladando sucesivamente un receptor o geófono a lo largo de un arreglo lineal sobre la superficie del terreno, mientras la fuente se mantiene fija en un punto (Ver Fig. 2.18). Graficando el tiempo de llegada de las ondas directa y refractada, versus la distancia desde la fuente, pueden obtenerse dos curvas de tiempo de viaje tales como aquellas mostradas esquemáticamente en la Fig. 2.16. Las pendientes de estas dos líneas

determinan los valores de V_1 y V_2 . Al mismo tiempo el valor de la distancia de cruce x_c puede ser obtenido y el espesor del estrato superficial H es determinado.

Es más fácil identificar el tiempo de arribo de la onda longitudinal porque siempre llega primero al punto de recepción o geófono. Por esta razón, en la práctica el método de refracción sísmica descrito es generalmente aplicado sólo para la investigación de las ondas P (Aguilar y Egóavil, 2000).

C. El Método MASW

El método MASW, Multichannel Analysis Of Surface Waves, es un método geofísico de exploración que brinda información sobre la estratigrafía de un terreno a partir de la adquisición de información de las ondas superficiales que se producen al golpear el suelo.

Al igual que los métodos de refracción sísmica, el método MASW permite conocer la estratigrafía del suelo sin la necesidad de alterar el terreno. Con la combinación de ambos métodos es posible evaluar de una manera más realista propiedades de los estratos del suelo tales como el módulo Young (E), el módulo de Corte máximo (G_{max}), el coeficiente de Poisson, etc.

Cabe resaltar que MASW hace registros de las ondas superficiales o de Rayleigh que son las que tienen la mayor energía en un grupo de ondas. Las velocidades de propagación de las ondas S son estimadas a partir de las ondas de Rayleigh, pues éstas tienen una velocidad entre un 90 y 95 % del de las ondas de corte. En la Fig. 2.19 se muestran los resultados típicos obtenidos del procesamiento de un ensayo MASW.

El método MASW sigue un procedimiento desarrollado durante los últimos años, consistente en las siguientes etapas:

1. Se adquiere la información, registros de las ondas superficiales en el tiempo, producidas por una excitación en el terreno a través de varios sensores (o canales).

2. Mediante transformadas de Fourier se extraen las curvas de la dispersión (curvas de velocidad de fase) del modo fundamental (una curva de cada canal).
3. Luego se invierten estas curvas (mediante procesos iterativos) para obtener perfiles de profundidades versus velocidades de cada curva.
4. Finalmente a partir de estas velocidades se pueden determinar directamente los parámetros de los suelos, o se puede determinar el tipo de suelo debido a que cada suelo se asocia con un valor de velocidad.

2.4 CORRELACIONES PARA EL CÁLCULO DE LA RIGIDEZ BAJO PEQUEÑAS DEFORMACIONES.

La influencia de varios factores en la rigidez bajo pequeñas deformaciones y las diversas correlaciones existentes para la evaluación de este parámetro son descritas en esta sección. Para facilitar la descripción cuantitativa de la rigidez bajo pequeñas deformaciones, la siguiente notación es introducida: G_{\max} y E_{\max} denotan los valores máximos de los módulos de corte y Young respectivamente.

2.4.1 PARÁMETROS QUE AFECTAN LA RIGIDEZ BAJO PEQUEÑAS DEFORMACIONES.

La rigidez bajo pequeñas deformaciones es afectada por parámetros tales como La deformación de corte, la relación de vacíos, el esfuerzo de confinamiento, la plasticidad del suelo, la relación de sobreconsolidación, entre otros, estos resultados fueron publicados inicialmente por Seed e Idriss (1970).

2.4.1.1 Influencia del Esfuerzo de Confinamiento.

Hardin y Richard (1963) propusieron la siguiente relación entre el módulo de corte inicial G_{\max} y el esfuerzo de confinamiento P' :

$$G_{\max} \propto (P')^m \quad (2.16)$$

Esta relación tiene vigencia hasta la actualidad. Hardin y Richard usaron el exponente de $m = 0.5$, tanto para suelos cohesivos y friccionantes. Actualmente este coeficiente es ampliamente aceptado para suelos no cohesivos, la mayoría de las correlaciones recientes usan valores situados en el rango de $0.40 < m < 0.55$ para este tipo de suelos. Para suelos cohesivos el valor de $m = 0.5$ es controversial, muchas investigaciones confirman esto, incluso otras encontraron valores más altos que la unidad para m .

La correlaciones para el módulo de rigidez secante considerando niveles de deformaciones altos ($\gamma_s > 10^{-6}$) conducen a obtener valores del exponente m mayores a los valores obtenidos usando las correlaciones para bajo niveles de deformación cortante ($\gamma_s < 10^{-6}$). Adicionalmente tiene que ser tomado en cuenta que Hardin y Richard como muchos otros investigadores usaron el parámetro del índice de vacíos dentro de sus correlaciones (Ver ecuación 2.19).

La dispersión en el exponente m puede ser explicada considerando el hecho de que los suelos no cohesivos son típicamente menos compresibles que los suelos cohesivos.

Sin tomar en cuenta la relación de vacíos en sus correlaciones, Viggiani y Atkinson (1995) recopilaron valores del exponente m para diferentes arcillas bajo pequeños niveles de deformación cortante en función del índice plástico; Hicher (1995) recopiló estos valores en función del límite líquido. En la Fig. 2.20 se puede observar la dependencia del exponente m respecto al límite líquido y al límite plástico. Valores de la rigidez bajo pequeñas deformaciones para una arcilla tipo caolín con IP 20 y LL 43, mostraron una buena correlación respecto al esfuerzo de confinamiento para un valor de $m = 1$. Los resultados encontrados sugieren que si la relación de vacíos es asumida constante en alguna correlación en particular, el exponente m bajo pequeñas deformaciones es el mismo (para arenas) o ligeramente menor (para arcillas), que el exponente obtenido bajo pruebas de grandes deformaciones, como las pruebas odométricas y las pruebas triaxiales. Por ejemplo $m=0.5$ para arenas y $m=0.7...1.0$ para arcillas.

2.4.1.2 Influencia de la Relación de Vacíos.

La correlación que ha sido aplicada con más frecuencia entre la rigidez bajo pequeñas deformaciones G_{\max} y la relación de vacíos fue propuesta por Hardin y Richard (1963), basados en mediciones de velocidades de propagación en arenas Ottawa, ellos propusieron una dependencia lineal entre la velocidad de propagación v y la relación de vacíos e , de la forma:

$$v = a(b - e)p'^2 \quad (2.17)$$

De esta dependencia lineal, Hardin y Richard derivaron las siguientes relaciones:

$$G_{\max} \propto \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \quad (2.18)$$

$$G_{\max} \propto \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \quad (2.19)$$

Para arenas de granos esféricos con índice de vacíos $e < 0.8$ y arenas con granos angulosos con índice de vacíos $e > 0.60$ respectivamente. Hardin y Black (1968) tiempo después indicaron que la ecuación 2.19 muestra una correlación aceptable para arcillas con pequeña superficie de actividad, para arcillas con gran superficie de actividad, la forma básica de la ecuación es aún mantenida aunque el valor de 2.97 es reemplazado. Otras relaciones encontradas en la literatura entre la rigidez de corte bajo pequeñas deformaciones y el índice de vacíos muestran la forma:

$$G_{\max} \propto (e)^{-x} \quad (2.20)$$

Donde el coeficiente x es cuantificado como:

- $x = 0.8$ para arenas (Fiovarante, 2000).
- $x = 1$ para arenas y arcillas (Biarez y Hicher, 1994).

- $x = 1.3$ para arenas cementadas, y suelos de granos finos (Lo Presti, et al 1993).
- $1.1 < x < 1.5$ para varios tipos de arcillas. (Lo Presti y Jamiolkowski, 1998)

2.4.1.3 Influencia de la Plasticidad del Suelo.

En relación a la dependencia de las curvas de degradación del módulo cortante con el índice de plasticidad (IP), Vucetic y Dobry (1991) propusieron el cuadro de reducción del módulo cortante (cuadro IP) mostrado en la Fig. 2.21. De las curvas se puede observar que el rango lineal para las arcillas aumenta conforme el valor del índice plástico aumenta

Estas curvas, las cuales son bastante conocidas, han sido confeccionadas de los resultados obtenidos de 16 publicaciones diferentes hechas por más de 12 grupos de investigación. Los datos originales mostraban una considerable dispersión por tal razón el cuadro debe de ser usado con cuidado, especialmente para $IP > 30$. Para arcillas de baja plasticidad el cuadro IP es razonablemente coherente con muchas publicaciones recientes de resultados de pruebas de laboratorio. Por ejemplo la deformación cortante umbral $\gamma_{0.7}$ (deformación bajo la cual el módulo cortante máximo se degrada en un 70%) bajo un esfuerzo confinante de $P' = 100$ KPa, actuando sobre arenas limpias, se encuentra generalmente entre los límites de $8 \cdot 10^{-5} < \gamma_{0.7} < 2 \cdot 10^{-4}$ (Benz, 2007), para este caso el cuadro propuesto por Vucetic y Dobry sugiere un valor de $\gamma_{0.7} = 10^{-4}$. Los resultados obtenidos por Stokoe et al. (2004) también mostraron una razonable coincidencia con el cuadro de Vucetic y Dobry, para valores de IP mayores a 15.

2.4.1.4 Influencia de la Relación de Sobreconsolidación (OCR).

En los suelos cohesivos G_{max} se incrementa con el valor de la relación de sobreconsolidación (OCR). La tasa de incremento depende de la plasticidad del suelo.

Hardin y Black (1978) propusieron una relación empírica de la forma:

$$G_{\max} \propto (\text{OCR})^k \quad (2.21)$$

Donde ellos definieron al parámetro OCR como la relación entre el máximo esfuerzo vertical efectivo a la cual el suelo ha sido sometido, y el esfuerzo vertical efectivo que actúa en el suelo ($\text{OCR} = \frac{\sigma'_{v\text{oc}}}{\sigma'_v}$), y k es un parámetro que

varía entre 0 para arenas y 0.5 para arcillas altamente plásticas. Atkinson y Little (1988) propusieron una correlación diferente según los resultados que obtuvieron de pruebas de arcillas no disturbadas en London.

$$G_{\max} \propto (m \log R_0) \quad (2.22)$$

Donde R_0 Es definido como la relación entre el esfuerzo efectivo medio máximo al cual el suelo ha sido sometido en el pasado, y el esfuerzo efectivo medio que actúa en el suelo ($R_0 = \frac{p'_{\text{oc}}}{p'}$), Hously y Wroth (1991) combinaron luego el coeficiente exponencial k propuesto por Hardin y Black (1978) con el parámetro R_0 , en una relación de la forma:

$$G_{\max} \propto R_0^k \quad (2.23)$$

Nuevamente el coeficiente empírico k se incrementa con la plasticidad en arcillas. Para arcillas con $10 < IP < 20$, Viggiani y Atkinson (1995) encontraron $0.20 < k < 0.25$. Para aplicaciones prácticas este es un pequeño límite de variación, por lo que muchas veces no se toma en cuenta la influencia del valor de OCR sobre la rigidez bajo pequeñas deformaciones (G_{\max}).

2.4.1.5 Influencia de la Deformación de Crte y la Deformación Volumétrica.

Los suelos conservan su rigidez inicial G_{\max} sólo para bajos niveles de deformación, conforme la deformación se incrementa, la rigidez del suelo

decrece. Los suelos recobran instantáneamente su rigidez bajo inversiones de carga, por lo tanto para el análisis de la reducción del módulo de rigidez bajo pequeñas deformaciones, la deformación acumulada desde la última inversión de carga es la principal variable de interés.

Con la ayuda de los valores escalares de las invariantes de deformaciones, la deformación acumulada desde la última inversión de carga es usualmente expresada como una amplitud de deformación. Bajo condiciones de carga primaria o carga virgen las amplitudes de deformación hacen referencia a la configuración impuesta al momento de aplicación de la carga. (Benz, 2006).

En la literatura, la rigidez bajo pequeñas deformaciones es exclusivamente tratada como función de las amplitudes de las deformaciones desviadoras, es decir las deformaciones de corte γ_s , debido a que la deformación de interés en el ámbito de la dinámica de suelos es la deformación cortante, la cual es uno de los parámetros de mayor influencia sobre el módulo de corte máximo y su degradación, como ha sido mencionado en la sección 2.3, el módulo de corte máximo decae conforme la deformación cortante se incrementa.

Bajo condiciones de una carga desviadora el amortiguamiento bajo pequeñas niveles de deformación es menor durante el proceso de carga y descarga respecto al valor durante la carga primaria, pero aún del mismo orden de magnitud. Bajo carga isotrópica el amortiguamiento bajo pequeñas niveles de deformación durante el proceso de carga y descarga es mucho menor aún, (comparado con el caso de carga desviadora) que el valor durante la carga primaria. La Fig. 2.22 muestra los resultados obtenidos por Lade y Abelev (2005). En sus pruebas ellos compararon la rigidez bajo un proceso de carga-descarga isotrópica continua, con las rigideces obtenidas por una interrupción del proceso continuo de carga por pequeñas cargas cíclicas.

En la carga primaria la rigidez del suelo dentro de los ciclos de carga fue encontrada mayor que la rigidez del suelo en condiciones de carga continua. Por otra parte, la carga cíclica durante el proceso de descarga no mostró ningún incremento significativo en la rigidez. Esto está en concordancia con lo encontrado por Zdravkovic y Jardine (1997) quienes encontraron que los

módulos secantes y tangentes de Bulk, para las curvas desarrolladas durante el incremento de volumen decaen moderadamente con la deformación, manteniéndose con un valor superior respecto al módulo tangente de compresión.

2.4.1.6 Otros Factores que Influyen en la Rigidez bajo Pequeñas Deformaciones.

Para suelos granulares la rigidez bajo pequeñas deformaciones es también ligeramente influenciada por el ángulo de fricción, un ejemplo es mostrado en la Fig. 2.25, donde se observa que el rango elástico de las curvas con un ángulo de fricción alto es ligeramente superior. Así mismo la forma de los granos también tiene una pequeña influencia en la rigidez bajo pequeñas deformaciones, por otra parte la dilatancia no es un parámetro que afecte el módulo de corte máximo, debido a que no es activada para niveles de deformación baja.

El diámetro medio de los granos y la distribución de los tamaños de las partículas tienen influencia considerable sobre el módulo de corte máximo de suelos pobremente gradados. Iwasaki y Taksuoka (1977) encontraron que el módulo de corte G_{max} es reducido aproximadamente en un 10-25% más para arenas bien gradadas comparadas con arenas pobremente gradadas, la adición posterior de 2%-5% de finos mostró una reducción adicional del valor de G_{max} en un 20%.

El contenido de finos es también importante para analizar el efecto de saturación sobre la rigidez bajo pequeñas deformaciones. En muestras totalmente saturadas, la presión de poros tiene un efecto indirecto sobre el módulo de corte máximo, arenas secas y arenas saturadas limpias muestran exactamente el mismo valor de G_{max} para las mismas presiones efectivas de confinamiento, por lo tanto en arenas limpias la presión de agua no tiene influencia con respecto al valor de G_{max} con excepción de su influencia en los esfuerzos efectivos medios. El contenido de agua en arcillas juega un rol mayor, sobretodo si este contenido es cercano al límite líquido, cuando esto ocurre el valor de G_{max} decae a su

valor umbral mínimo, el cual puede ser relacionado a la resistencia de corte no drenada mediante:

$$G_{\max} = I_R c_u \quad (2.24)$$

Anderson y Woods (1976) determinaron el parámetro adimensional I_R para muchas arcillas dentro del rango $300 < I_R < 1800$. Considerando que la resistencia de corte no drenada de la mayoría de arcillas decae al valor de $c_u = 1.7$ KPa, cuando ellas se aproximan al límite líquido, su módulo de corte puede ser tan pequeño como de 500 KPa. Tales valores bajos del módulo de corte en el límite líquido han sido observados por Hölzlohner (1988).

En suelos parcialmente saturados, los efectos de capilaridad tienen que ser considerados cuando existe presencia de finos (Stokoe y Santamarina, 2000). Las fuerzas de capilaridad entre los contactos de las partículas incrementan el valor del módulo cortante G_{\max} , conforme el grado de saturación disminuye y el diámetro de partículas de los finos decrece. Con la disminución del grado de saturación las partículas finas migran hacia los contactos entre las partículas del suelo, estas forman estructuras entre los contactos de partículas incrementando la rigidez bajo pequeñas deformaciones (G_{\max}). Así mismo si el diámetro de las partículas disminuye se favorece la formación de estructuras entre los contactos de las partículas incrementando el valor del módulo de corte máximo. Cuando se discuten los efectos de la saturación, debe de hacerse notar también que para temperaturas debajo de 0° C el rol de la presión de agua es obviamente diferente. En arcillas saturadas, por ejemplo, se espera un incremento de 3000% a 5000% para el valor de G_{\max} , para una variación de la temperatura de 20° C a -10° C.

2.4.2 EVALUACIÓN DEL MÓDULO DE CORTE MÁXIMO

En las Tablas 2.1 a 2.3 se muestran las diferentes correlaciones para el cálculo de la rigidez bajo pequeñas deformaciones, basados en la ecuación modificada propuesta por Hardin y Black (1978), la cual tiene la forma:

$$G_{\max} = Af(e)OCR^k \left(\frac{p'}{p_{\text{ref}}} \right)^m \quad (2.25)$$

Donde G_{\max} es el valor máximo del módulo de corte (rigidez bajo pequeñas deformaciones), en Mpa, $p_{\text{ref}} = 100$ Kpa es la presión de referencia, la cual es igual a la presión atmosférica, OCR es la relación de sobreconsolidación, e es la relación de vacíos y A, f(e), k, m son funciones de correlación y parámetros dados en las Tablas 2.1 a 2.3, los símbolos e_{\min} y e_{\max} denotan los valores mínimos y máximos de la relación de vacíos, D_{50} es el tamaño medio de las partículas del suelo y Uc es el coeficiente de uniformidad.

Ninguna de las correlaciones dadas en las Tablas 2.1 a 2.3 reconoce explícitamente la variación del coeficiente de Poisson. Es común asumir un valor constante del coeficiente de Poisson para niveles bajos de deformación, aunque este se incremente ligeramente con la deformación aplicada (al menos en materiales granulares). El coeficiente de Poisson es independiente del esfuerzo efectivo medio y es solo ligeramente influenciado por la relación de vacíos, así mismo es dependiente de la distribución del tamaño de las partículas, por ejemplo Biarez y Hicher (1994) encontraron el valor de $\nu = 0.18$ para arenas pobremente gradadas y $\nu = 0.23$ para arenas bien gradadas. En general se puede asumir que el valor de ν se encuentra entre los límites de $0.10 < \nu < 0.30$, para el rango de pequeñas deformaciones de corte.

Todas las correlaciones dadas en las Tablas 2.1 a 2.3 son graficadas respecto a la relación de vacíos en la Fig. 2.23.

A parte de las correlaciones dadas en las Tablas 2.1 a 2.3, se pueden usar también las relaciones dadas por Biarez y Hicher (1994):

$$E_{\max} [\text{Mpa}] = \frac{140}{e} \sqrt{\frac{p'}{p_{\text{ref}}}} \quad (2.26)$$

O la relación dada por Hardin y Black (1969):

$$G_{\max} [\text{Mpa}] = 33 \frac{(2.97 - e)^2}{1 + e} \sqrt{\frac{p'}{p_{\text{ref}}}} \quad (2.27)$$

Las cuales pueden ser usadas para el cálculo de E_{\max} y G_{\max} respectivamente.

Donde p' es el esfuerzo efectivo medio en Kpa, $P_{\text{ref}} = 100\text{Kpa}$ es la presión de referencia igual a la presión atmosférica, la relación de Biarez y Hicher fue propuesta para suelos con $LL < 50\%$ y la relación de Hardin y Black fue desarrollada para suelos arcillosos no disturbados y suelos arenosos con granos fracturados.

A continuación presentaremos algunas correlaciones entre el módulo de corte máximo y los resultados de los ensayos CPT y SPT.

Relaciones entre la rigidez bajo pequeñas deformaciones G_{\max} y la resistencia corregida de punta en el ensayo de penetración de cono q_t , han sido propuestas para varios tipos de suelos (Lunee et.al, 1997). Para arcillas Mayne y Rix (1993) proponen la siguiente expresión:

$$G_{\max} [\text{Mpa}] = 49.4 \frac{q_t^{0.695}}{e^{1.13}} \quad (2.28)$$

Donde q_t es la resistencia de punta corregida en el ensayo de penetración de cono, expresada en MPa. Las correlaciones dadas por Mayne y Rix y la dada por Lunne et al. son graficadas en la Fig. 2.24.

Partiendo del hecho de que el valor de G_{\max} esta relacionado a la resistencia de punta del ensayo CPT, la cual está relacionada a la resistencia cortante no drenada c_u , el valor de G_{\max} puede relacionarse directamente a la resistencia cortante no drenada. Larsson y Mulabdic (1996) propusieron la siguiente relación para arcillas en escandinavía:

$$G_{\max} = \left(\frac{A}{IP} + B \right) c_u \quad (2.29)$$

Donde IP es el índice plástico y c_u es la resistencia cortante no drenada, expresada en KPa, así mismo A y B son parámetros empíricos. Para las arcillas de escandinavia se encontraron valores de A=208, y B=250.

Tabla 2.1- Parámetros para el cálculo de G_{\max} en la ecuación 2.25, para gravas y arenas limpias (Benz, 2006)

Ref.	D50(mm)	Uc	A	f(e)	K	m
28	0.13	1.86	101-129	$e^{-0.8}$	0	0.45-0.52
41	0.16	1.46	71-87	$(2.17 - e)^2 / (1 + e)$	0	0.41-0.51
18	0.19	1.56	84-104	$(2.17 - e)^2 / (1 + e)$	0	0.50-0.57
56	0.20	1.10	80	$(2.17 - e)^2 / (1 + e)$	0	0.50
56	0.20	1.70	62	$(2.17 - e)^2 / (1 + e)$	0	0.50
56	0.20	1.10	62	$(2.17 - e)^2 / (1 + e)$	0	0.50
67	0.22	1.35	72	$e^{-1.3}$	0	0.45
61	0.27	1.67	72-81	$(2.17 - e)^2 / (1 + e)$	0	0.50-0.52
61	0.27	1.28	64-69	$(2.17 - e)^2 / (1 + e)$	0	0.55-0.56
41	0.31	1.94	80	$(2.17 - e)^2 / (1 + e)$	0	0.47
56	0.32	2.80	48	$(2.17 - e)^2 / (1 + e)$	0	0.50
41	0.50	1.33	61-64	$(2.17 - e)^2 / (1 + e)$	0	0.44-0.53
67	0.54	1.50	71	$(2.27 - e)^2 / (1 + e)$	0	0.43
109	0.55	1.80	275	$(1.46 - e)^2 / (1 + e)$	0	0.42
28	0.55	1.66	79-90	$e^{-0.8}$	0	0.43-0.48
41	0.62	1.11	82-130	$(2.17 - e)^2 / (1 + e)$	0	0.44-0.53
35	0.72	1.20	69	$(2.17 - e)^2 / (1 + e)$	0	0.50
67	0.75	4.40	71	$e^{-1.3}$	0	0.62
55	1.30	75	45	1	0	0.88
41	1.73	1.33	53-94	$(2.17 - e)^2 / (1 + e)$	0	0.45-0.51
67	7.90	10	76	$(2.17 - e)^2 / (1 + e)$	0	0.50

Tabla 2.2- Parámetros para el cálculo de G_{max} en la ecuación 2.25, para suelos arcillosos (Benz, 2006).

Ref.	PI (%)	A	f(e)	K	m
68	10-30	74	$e^{-1.27}$	NA	0.46
68	10-40	44	$e^{-1.11}$	NA	0.58
68	15-34	50	$e^{-1.33}$	NA	0.40
105	24	40	1	0.20	0.65
93	27	44	1	...	0.85
74	35	45	$(2.97 - e)^2 / (1 + e)$	NA	0.50
68	23-46	50	$e^{-1.43}$	NA	0.44
105	41	13	1	0.25	0.76
68	44	52	$e^{-1.30}$	NA	0.50
68	45-75	64	$e^{-1.52}$	NA	0.40

Tabla 2.3- Parámetros para el cálculo de G_{max} en la ecuación 2.25, considerando diferentes tipos de suelos (Benz, 2006).

Ref.	Suelo ensayado	emin	emax	A	f(e)	m
54	Arenas limpias con Cu<1.8	0.5	1.1	57	$(2.17 - e)^2 / (1 + e)$	0.40
13	Suelos con LL<50%	0.4	1.8	59	$1/e$	0.50
34	Arena fina	0.6	1.5	33	$(2.97 - e)^2 / (1 + e)$	0.50
57	Suelos cohesivos no disturbados	0.6	1.5	16	$(2.97 - e)^2 / (1 + e)$	0.50
58	Limos	1.4	4.0	1.4	$(7.32 - e)^2 / (1 + e)$	0.60

La mayoría de correlaciones entre los resultados del ensayo SPT y el módulo de corte máximo toman la forma:

$$G_{max} = A(N)^B \quad (2.30)$$

Donde N es el número de golpes en el ensayo SPT por 30 cm de penetración. Para suelos cohesivos Imai y Tonouchi (1982), encontraron que los mejores coeficientes que se ajustaron a sus pruebas fueron A= 15.56. y B= 0.68. (G_{max} en MPa).

2.5 CURVAS DE DEGRADACIÓN DEL MÓDULO CORTANTE Y AMORTIGUAMIENTO.

2.5.1 CURVAS DE DEGRADACIÓN PARA ARENAS.

El módulo cortante máximo para arenas es fuertemente influenciado por el esfuerzo de confinamiento, la amplitud de la deformación cortante y la relación de vacíos, para propósitos prácticos la siguiente ecuación fue propuesta por Seed e Idriss (1970):

$$G_{\max} = 1000K_2(\sigma'_m)^{1/2} \quad (2.31)$$

Donde G_{\max} es el módulo cortante máximo y está expresado en psf, y σ'_m es el esfuerzo de confinamiento. La influencia de la relación de vacíos y la amplitud de la deformación cortante es reflejada en el coeficiente K_2 . Para los diversos tipos de arenas este coeficiente tiene un valor máximo $K_2 \max$ a una amplitud de deformación cortante del orden de $10^{-4}\%$.

La influencia de otros factores sobre K_2 puede ser observada en la Fig. 2.25, las graficas muestran la influencia del ángulo de fricción, el esfuerzo vertical efectivo, K_0 (coeficiente de reposo) y la relación de vacíos, para los valores de K_2 calculados a diferentes amplitudes de deformación cortante. De estas graficas se sacan las siguientes conclusiones:

- Para deformaciones cortantes pequeñas $\gamma_s < 10^{-4}\%$. K_2 depende sólo de la relación de vacíos.
- Para deformaciones cortantes intermedias ($10^{-4}\% < \gamma_s < 10^{-1}\%$), la variación de K_2 es influenciada fuertemente por el esfuerzo vertical y la relación de vacíos y en menor medida por el ángulo de fricción y el coeficiente de reposo.

- Para deformaciones cortantes grandes $\gamma_s > 10^{-1}\%$, los valores de K_2 están influenciados ligeramente por el esfuerzo efectivo vertical, siendo esencialmente independientes de otros factores.

Para propósitos prácticos el coeficiente K_2 es influenciado por la relación de vacíos, el esfuerzo vertical existente y la amplitud de la deformación cortante, tal como se observa en la Fig. 2.26, los valores de K_2 max en estas gráficas variaron entre 30 y 75 para arenas poco densas y arenas densas respectivamente. Así mismo en la Fig. 2.27 se muestran los valores normalizados para la degradación del módulo cortante con el aumento de la deformación cortante, notándose que estos valores se encuentran dentro de un margen relativamente estrecho. Respecto a la variación del amortiguamiento con la deformación cortante se encontró que el factor que influye en mayor medida es el esfuerzo vertical de confinamiento, siendo los demás factores de influencia despreciables para casos prácticos (Ver Fig. 2.28).

2.5.2 CURVAS DE DEGRADACIÓN PARA GRAVAS.

Debido al gran tamaño de los especímenes de prueba (cerca de 12 pulgadas), no se han desarrollado muchas pruebas de laboratorio para determinar la variación del módulo de corte y el amortiguamiento con la deformación de corte en suelos gravosos.

Para analizar la variación del módulo de corte con la deformación cortante, en la Universidad de California se realizaron pruebas de diferentes tipos de gravas, se utilizaron muestras de 12 pulgadas de diámetro. Las pruebas fueron realizadas sobre muestras isotrópicamente consolidadas y ensayadas bajo condiciones de carga cíclica no drenada. Las muestras ensayadas incluyeron gravas uniformemente gradadas de tamaños entre 1 1/2" a 3/4" de la presa Oroville, gravas bien graduadas de la presa Oroville, gravas bien graduadas de la presa Pyramid, gravas bien graduadas preparadas de areniscas de Venado y depósitos de gravas naturales de Livermore.

La variación de K_2 con la deformación de corte resultante de las pruebas realizadas es mostrada en la Fig. 2.29 para una densidad relativa de 75% y en la

Fig. 2.30 para una densidad relativa del 95%. Se muestran los resultados para las gravas ensayadas junto con los valores típicos para arenas. De estos resultados se concluye que el valor de K_2 decrece marcadamente con el incremento de la deformación cortante, y aumenta con el incremento de la densidad relativa.

Se encontró que la grava de la presa Oroville fue la más rígida entre las muestras ensayadas, los valores de K_2 para estas gravas fueron aproximadamente el doble respecto a los valores promedio de K_2 para arenas. Sin embargo los valores de K_2 de las muestras de Venado y de los depósitos de Livermore fueron cercanos a los valores promedios para arenas. Los valores de K_2 para la grava de la presa Pyramid se encontraron entre los valores de K_2 para la grava de la presa Oroville y los valores de K_2 para arenas.

Aparentemente los valores de K_2 max para gravas relativamente densas y bien gradadas varían entre el rango de 80 a 180, presentando una marcada variabilidad. Los valores que se obtengan dependen de la densidad relativa y la dureza de las partículas (el rango de variación para arenas es de 55 a 80). Sin embargo la curva normalizada de degradación de rigidez (Fig. 2.31) es bastante similar a la curva normalizada para arenas (Fig. 2.27).

Es importante resaltar que los resultados de los ensayos para gravas uniformemente gradadas con tamaños de partículas en el rango de 3/4" a 1 1/2" de la presa Oroville, mostraron que los valores los valores de K_2 obtenidos son aproximadamente 10% menores a los valores obtenidos para las gravas bien gradadas de la misma presa para niveles de deformaciones pequeños y altos. Esto demuestra que la gradación no es un factor determinante que afecte el modulo cortante para gravas. En la Fig. 2.32 se observa la variación del amortiguamiento con respecto a la densidad relativa para los valores promedios obtenidos de los materiales ensayados a densidades relativas de 100%, 80% y 65%, se nota en estas graficas el incremento del amortiguamiento con la densidad relativa. Es importante resaltar que los valores del coeficiente de amortiguamiento para las gravas uniformemente gradadas y las gravas bien

gradadas mostraron ser aproximados, lo que sugiere que la gradación de los materiales no es influyente en el coeficiente de amortiguamiento. Por otra parte se observa que los valores del coeficiente de amortiguamiento son similares para arenas y gravas. (Fig.2.33)

2.5.3 CURVAS DE DEGRADACIÓN PARA ARCILLAS.

Los estudios realizados por Dobry y Vucetic (1987) reafirmaron el hecho de que las cargas dinámicas/cíclicas en arcillas blandas saturadas son normalmente “no drenadas”, debido a que las fuerzas se aplican rápido y no hay suficiente tiempo para que ningún exceso de presión de agua en los poros se disipe. Por lo tanto, durante este tipo de carga la arcilla está típicamente sujeta a cargas de compresión y corte “no drenadas”. Similarmente al caso estático, los esfuerzos compresivos dinámico/cíclicos “no drenados” producen principalmente incrementos reversibles en la presión de poro, esto debido a la gran diferencia en la compresibilidad entre los poros llenos de agua y el esqueleto de suelo. Consecuentemente, no se aprecia prácticamente ningún tipo de cambio inmediato en los esfuerzos efectivos, y se concluye que la rigidez de la arcilla en compresión está controlada casi exclusivamente por la compresibilidad de los poros del fluido (Lambe y Whitman, 1969). El comportamiento esfuerzo-deformación correspondiente en compresión es bastante lineal, con una pequeña disipación de energía interna y con una pequeña degradación de la rigidez durante los diferentes ciclos de carga. Por otro lado, debido a que el agua no tiene resistencia al corte, los esfuerzos dinámicos/cíclicos de corte “no drenados” son resistidos completamente por el esqueleto de suelo. Esto produce un comportamiento fuertemente no lineal, histerético e irreversible, con una gran disipación de energía asociada y una gran degradación de la resistencia durante los distintos ciclos de carga. Los investigadores citados concluyeron que el comportamiento de una arcilla blanda bajo una carga dinámica/cíclica depende fuertemente del nivel de deformación de corte cíclico inducido al suelo (γ_s). Para pequeñas deformaciones la respuesta esfuerzo-deformación es todavía lineal, el suelo no disipa mucha energía en cada ciclo histerético (bajo amortiguamiento), y además prácticamente no hay degradación rigidez/resistencia con el número de ciclos de carga.

Dobry y Vucetic (1987) además observaron que las deformaciones para las cuales se produce la transición del comportamiento de pequeñas a grandes deformaciones dependen del tipo de plasticidad (valor de IP) de la arcilla. Esta transición se produce típicamente para deformaciones de corte cíclicas de entre $10^{-2}\%$ y $10^{-1}\%$. Arcillas más plásticas (IP más alto) tienden a localizar esta transición al final de este rango ($10^{-1}\%$), mientras que en arcillas de baja plasticidad y en otros suelos no plásticos, como en aluviones y arenas, ésta se localiza en el límite inferior del rango ($10^{-2}\%$). Así, diremos que las arcillas con un alto índice de plasticidad (IP) son más “flexibles” que los suelos menos plásticos ya que mantienen un comportamiento lineal, con poca energía de disipación, sin degradación de la rigidez, incluso para valores elevados de γ_s , este comportamiento es ilustrado en la Fig. 2.34 donde se muestran las curvas normalizadas de degradación de rigidez, para diferentes valores de plasticidad, la curva de degradación para IP=0 es muy similar a la curva promedio calculada para arenas por Seed e Idriss (1970).

Así mismo respecto al coeficiente de amortiguamiento se encontró que el amortiguamiento a una determinada deformación cortante para suelos altamente plásticos es menor que el amortiguamiento para suelos poco plásticos, tal como se observa en la Fig. 2.35.

2.5.4 CORRELACIONES PARA EL CÁLCULO DE LAS CURVAS DE DEGRADACIÓN.

Los parámetros de mayor influencia en las curvas de degradación para los diversos tipos de suelos son la presión o esfuerzo de confinamiento y el índice plástico, los efectos de estos parámetros en las curvas de degradación fueron combinados por Ishibashi y Zhang (1993), mediante las siguientes relaciones:

$$\frac{G}{G_{\max}} = K(\gamma, IP)(\sigma'_m)^{m(\gamma, IP) - m_0} \quad (2.32)$$

Donde:

$$K(\gamma, IP) = 0.5 \left\{ 1 + \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000102 + n(IP)}{\gamma} \right)^{0.492} \right] \right\} \quad (2.32a)$$

$$m(\gamma, IP) - m_0 = 0.272 \left\{ 1 - \tanh \left[\ln \left(\frac{0.000556}{\gamma} \right)^{0.4} \right] \right\} \exp(-0.0145PI^{1.3}) \quad (2.32b)$$

$n(IP)$ toma el valor de:

$$\left\{ \begin{array}{ll} 0.0 & \text{Para } IP = 0 \\ 3.37 \cdot 10^{-6} IP^{1.404} & \text{Para } 0 < IP \leq 15 \\ 7 \cdot 10^{-7} IP^{1.976} & \text{Para } 15 < IP \leq 70 \\ 2.7 \cdot 10^{-5} IP^{1.115} & \text{Para } PI > 70 \end{array} \right.$$

Según estas relaciones el valor de $\frac{G}{G_{\max}}$ puede ser evaluado para diferentes deformaciones cortantes, en función del índice de plasticidad y la presión de confinamiento.

Así mismo Ishibashi y Zhang desarrollaron una expresión empírica para la relación de amortiguamiento para suelos plásticos y no plásticos, usando la ecuación 2.33 para evaluar $\frac{G}{G_{\max}}$, la relación de amortiguamiento viene dada

por la siguiente expresión:

$$\xi = 0.333 \frac{1 + \exp(-0.0145 IP^{1.3})}{2} \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{\max}} \right)^2 - 1.547 \left(\frac{G}{G_{\max}} \right) + 1 \right] \quad (2.33)$$

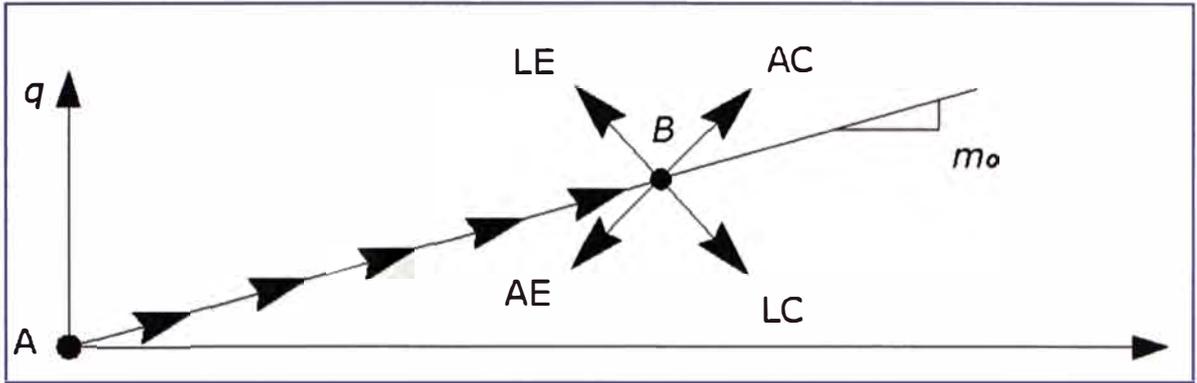


Fig. 2.1: Trayectorias de esfuerzos efectivos para el proceso de consolidación K_0 (trayectoria de A hacia B), y para la posterior carga drenada, compresión axial (AC), extensión axial (AE), compresión lateral (LC) extensión lateral (LE), (Kramer,1996).

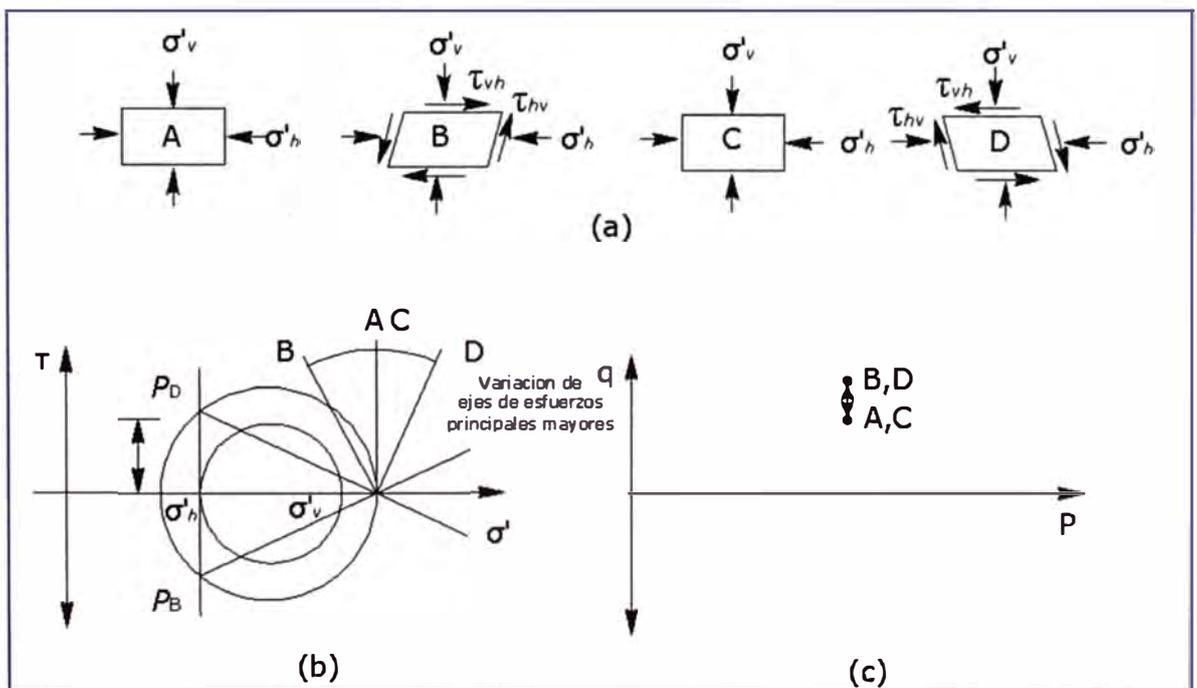


Fig. 2.2: (a) condiciones de esfuerzo y deformación en cuatro etapas diferentes impuestas a un elemento de suelo, debajo de la superficie, por la propagación vertical de ondas de corte. (b) círculos de Mohr, localización de los polos y orientación de los ejes principales de esfuerzos. (c) Trayectorias de esfuerzos (Kramer 1996).

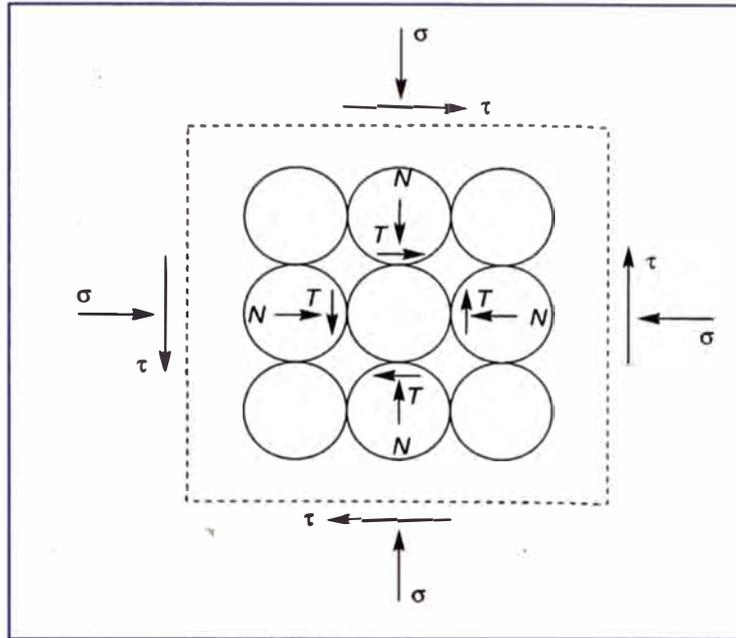


Fig. 2.3: Arreglo cúbico de un conjunto de partículas esféricas sometidas a un esfuerzo normal σ y a un esfuerzo cortante τ , que producen las fuerzas entre partículas N y T. (Dobry et al., 1982)

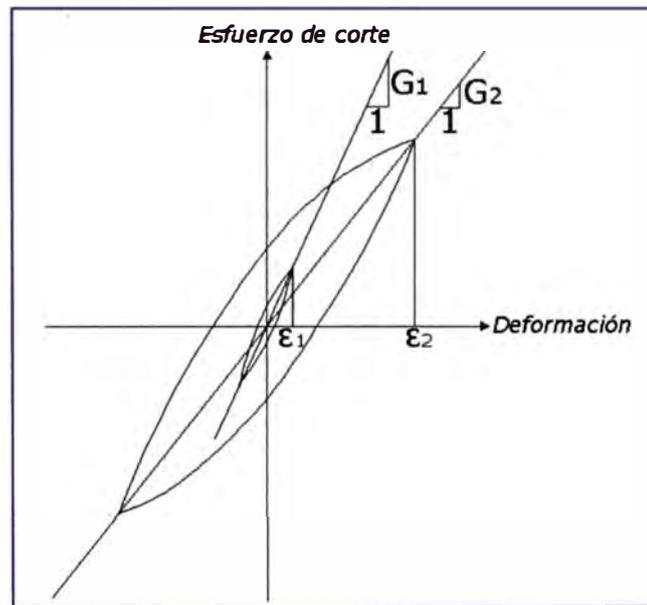


Fig. 2.4: Lazos histéricos donde se observa la degradación de la rigidez con el aumento de la deformación de corte $G_2 < G_1$ para $\epsilon_2 > \epsilon_1$ (Benz, 2006)

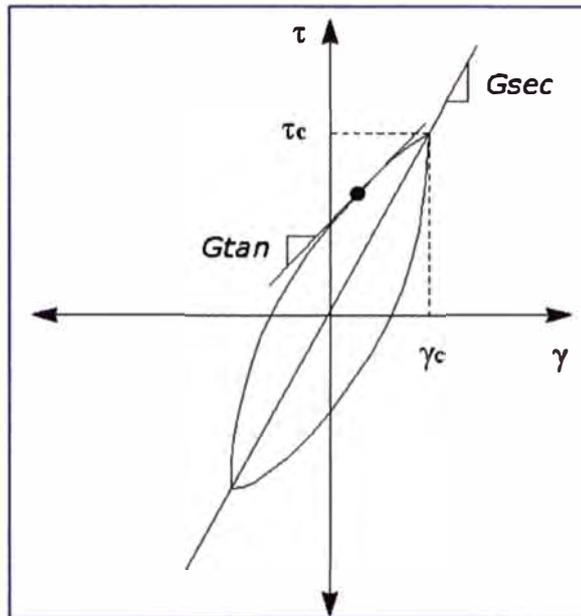


Fig. 2.5: Módulo de corte secante y módulo de corte tangente (Kramer, 1996).

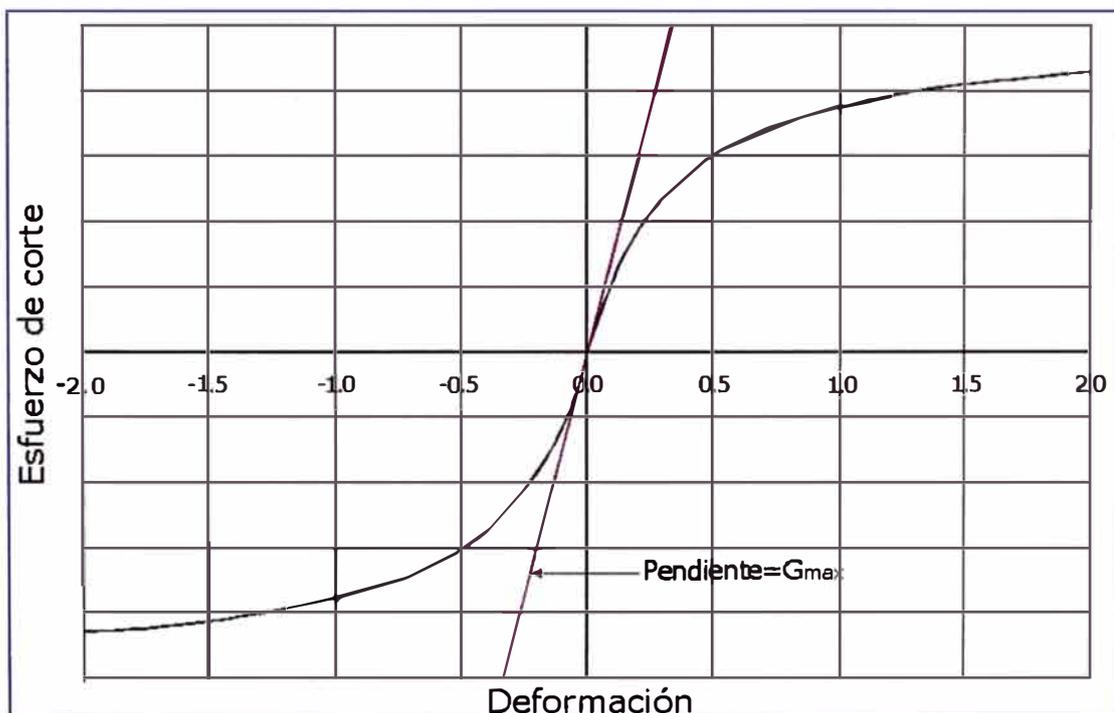


Fig. 2.6: Curva esqueleto mostrando el valor del módulo cortante máximo.

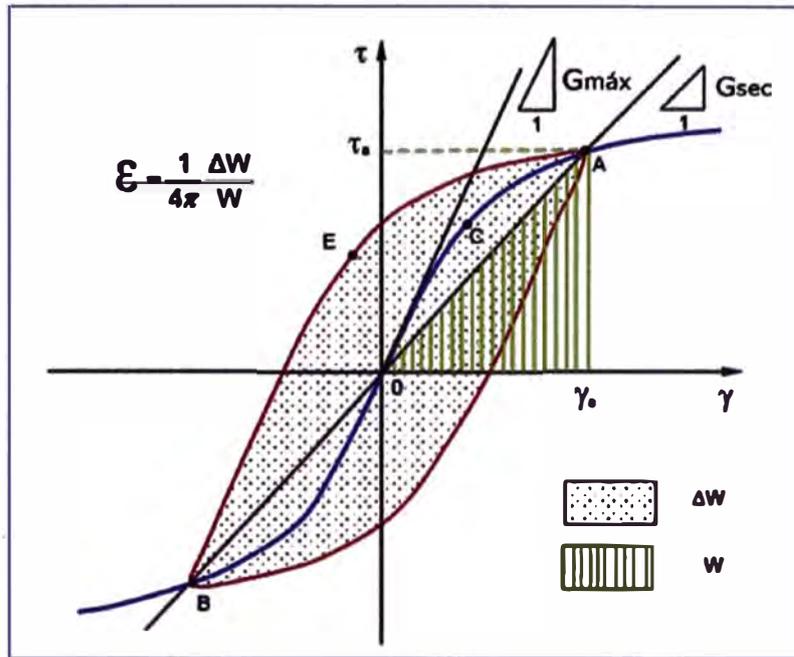


Fig. 2.7: Esquema para el cálculo del coeficiente de amortiguamiento, ΔW representa a la energía disipada y W representa a la máxima energía de deformación.

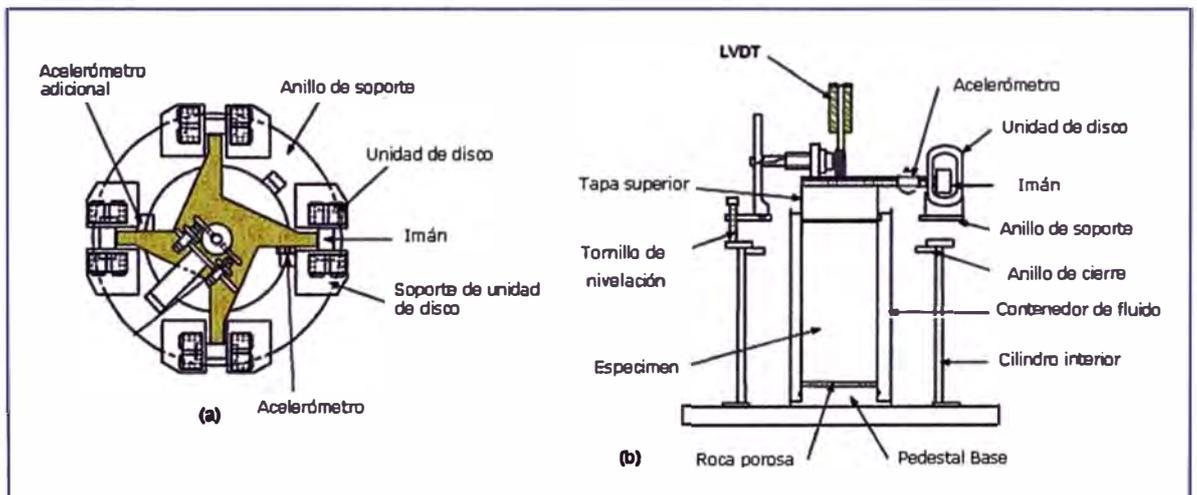


Fig. 2.8: Aparato del ensayo de columna resonante (a) Vista superior del sistema de carga (b) Vista de perfil del sistema de carga y el espécimen del suelo (Epri, 1993).

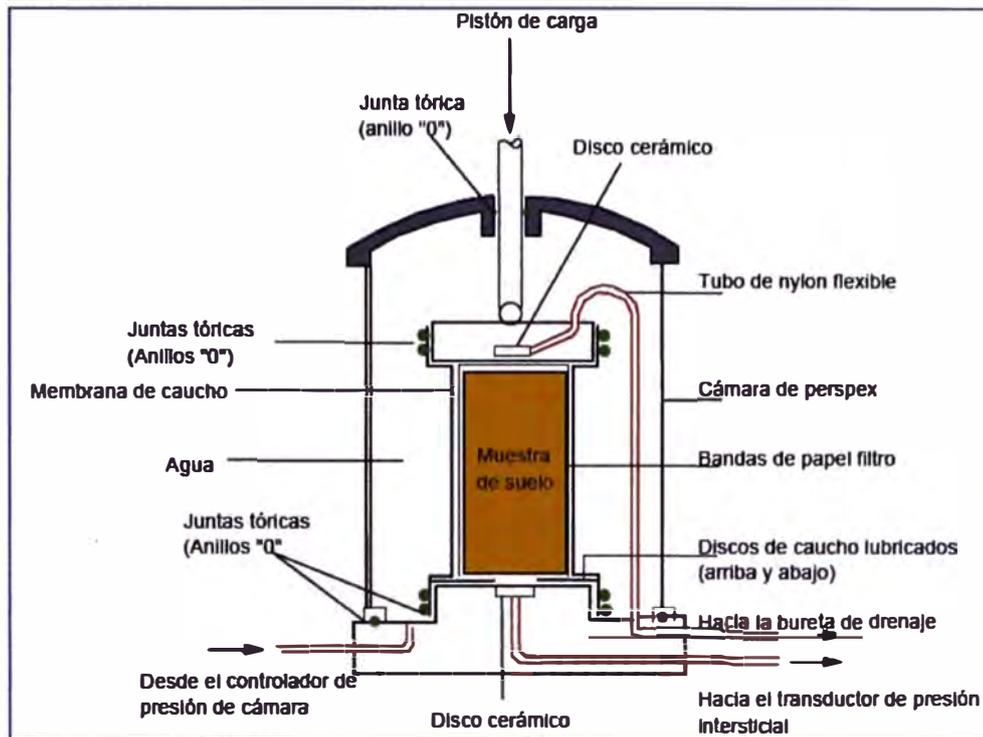


Fig. 2.9: Cámara para el ensayo triaxial cíclico (Kramer, 1996).

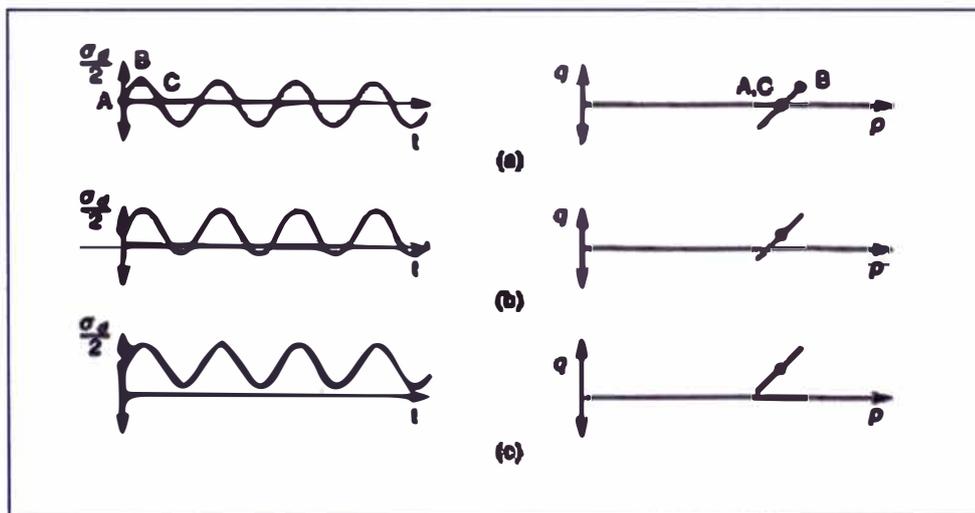


Fig. 2.10: Tiempo-historia de esfuerzos desviadores y trayectoria de esfuerzos para a) condiciones de consolidación isotrópica b) condiciones de consolidación anisotrópicas con inversión de esfuerzos c) condiciones de consolidación anisotrópica sin inversión de esfuerzos (Kramer, 1996).

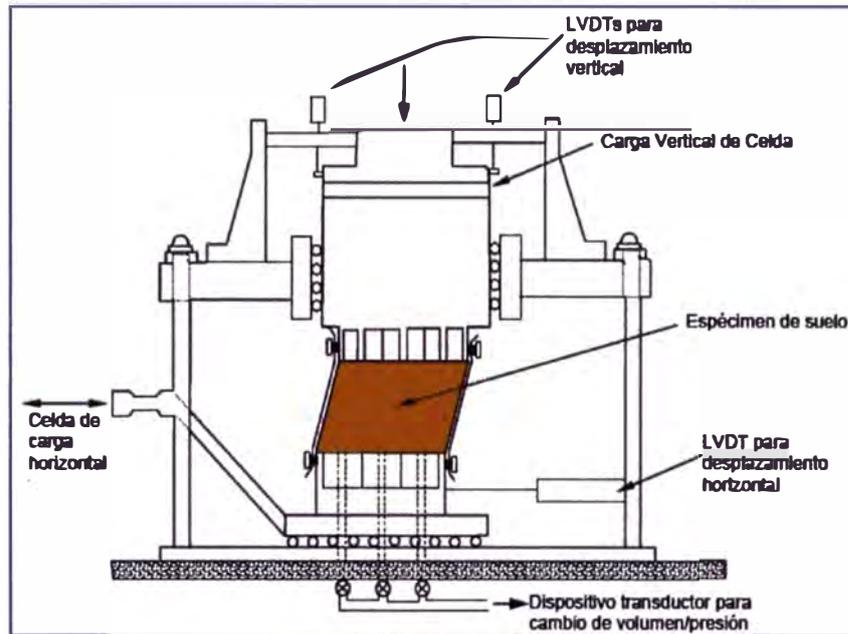


Fig. 2.11: Aparato de corte directo simple cíclico (Airey y Wood, 1987)

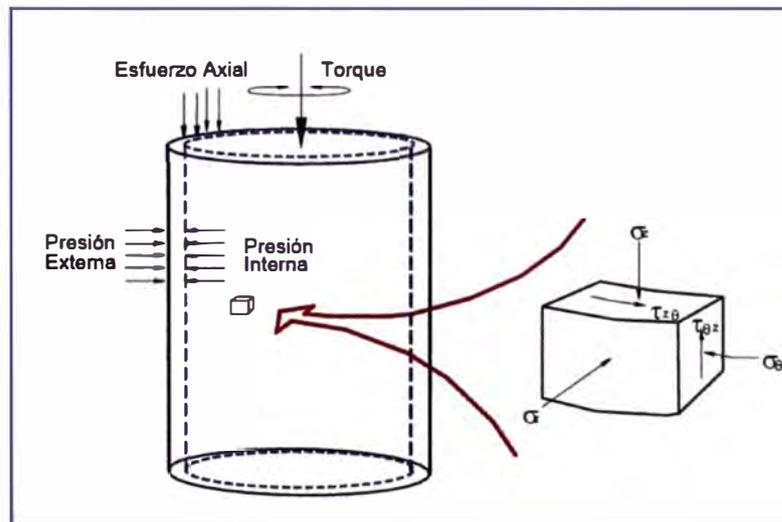


Fig. 2.12: Aparato de cilindro hueco para el ensayo torsional cíclico. El espécimen es colocado entre membranas internas y externas sobre las cuales pueden ser aplicadas presiones internas y externas independientemente. La aplicación del torque cíclico induce esfuerzos de corte cíclicos en planos horizontales (Kramer, 1996).

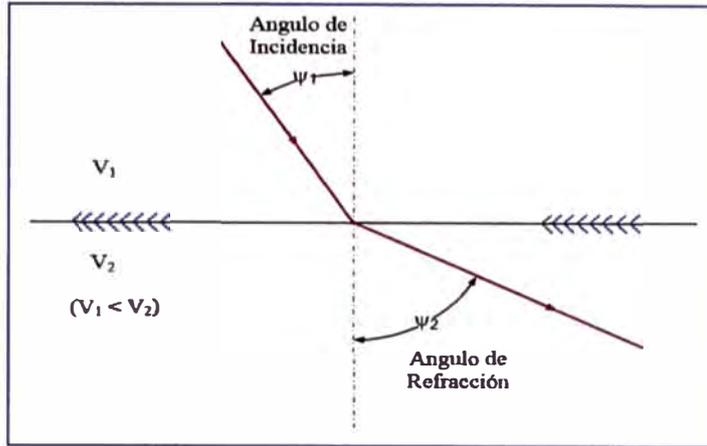


Fig. 2.13: Refracción de una onda propagándose a través de una frontera

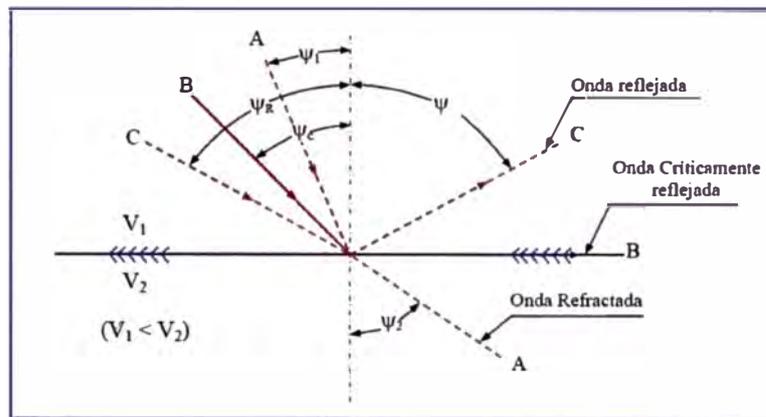


Fig. 2.14: Ángulo crítico de incidencia ψ_c que diferencia entre reflexión y refracción (Aguilar y Egóavil, 2000).

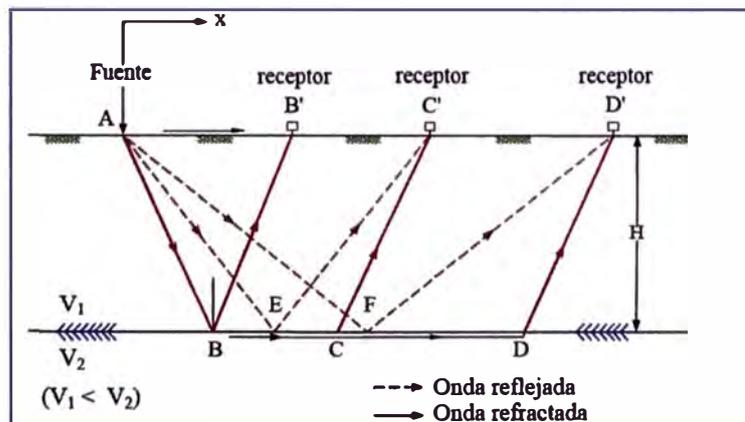


Fig. 2.15: Trayectorias de propagación para ondas reflejadas y refractadas (Aguilar y Egóavil, 2000).

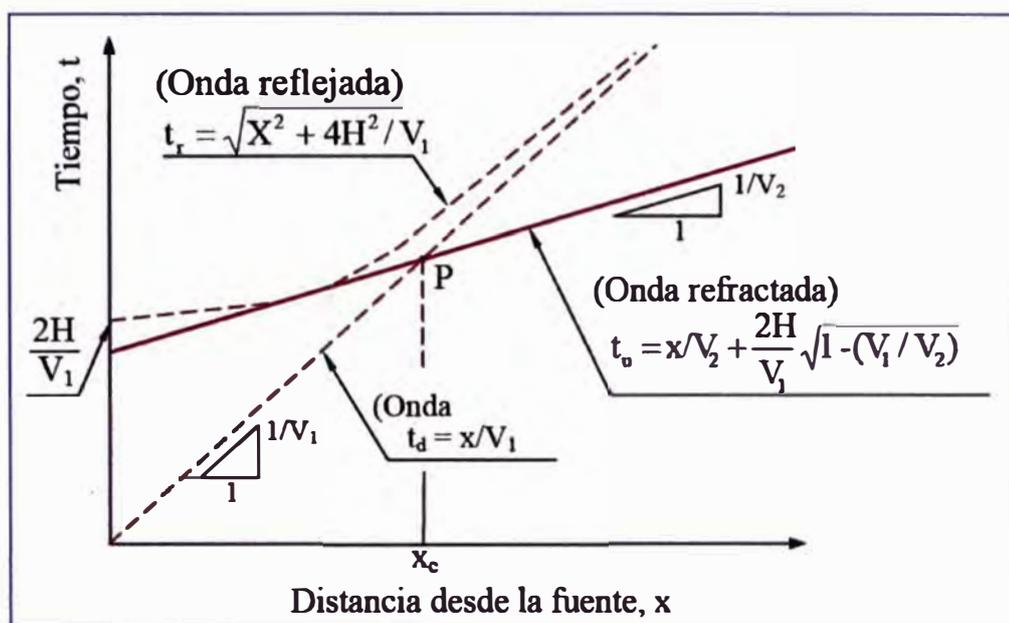


Fig. 2.16: Curvas de tiempo de viaje para ondas directas, reflejadas y refractadas (Kramer, 1996).

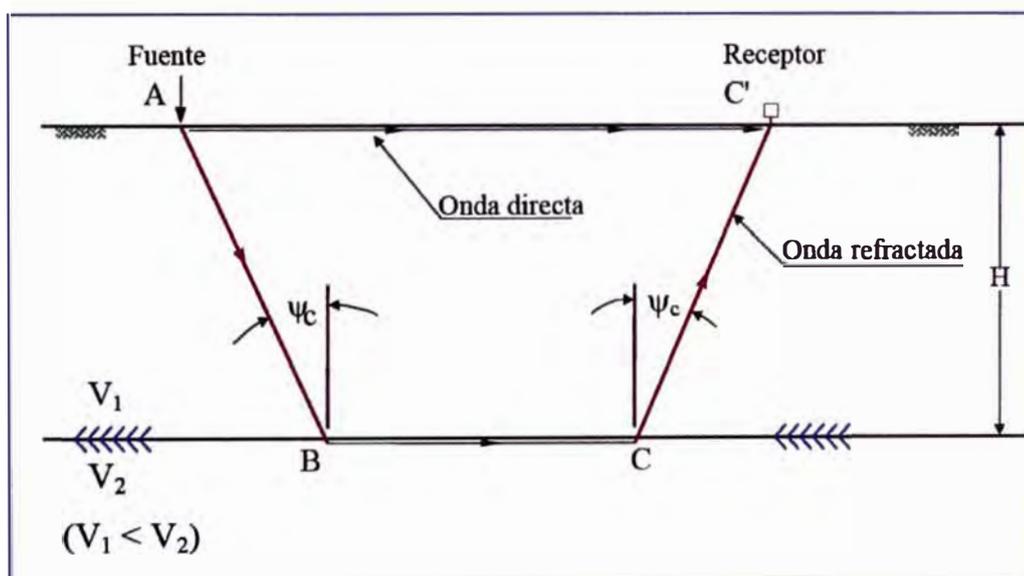


Fig. 2.17: Trayectoria de viaje para una onda refractada

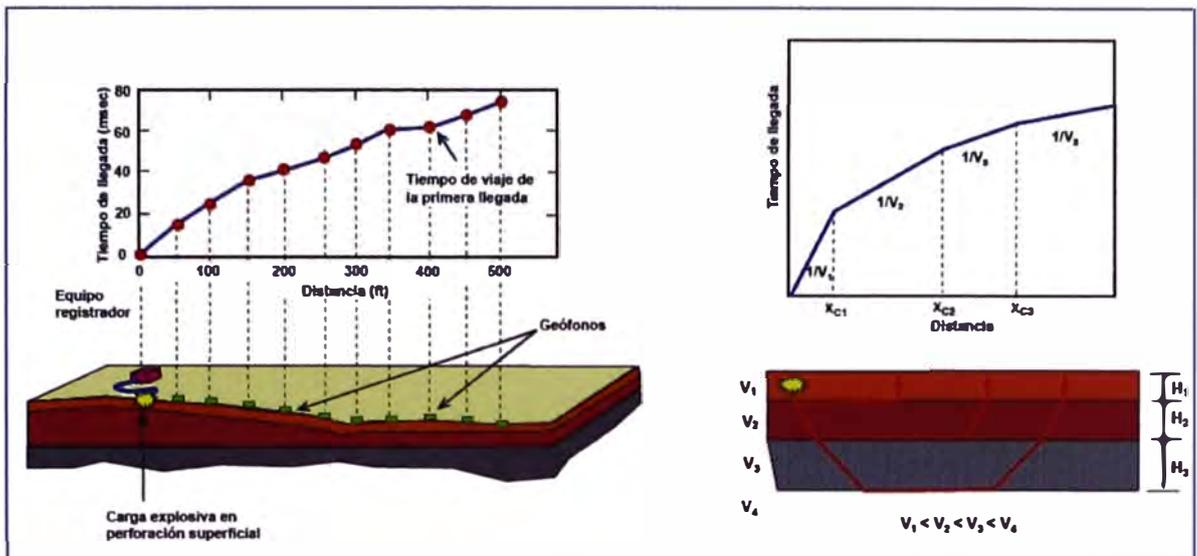


Fig. 2.18: Esquema del ensayo de refracción sísmica (Aguilar y Egóavil, 2000)

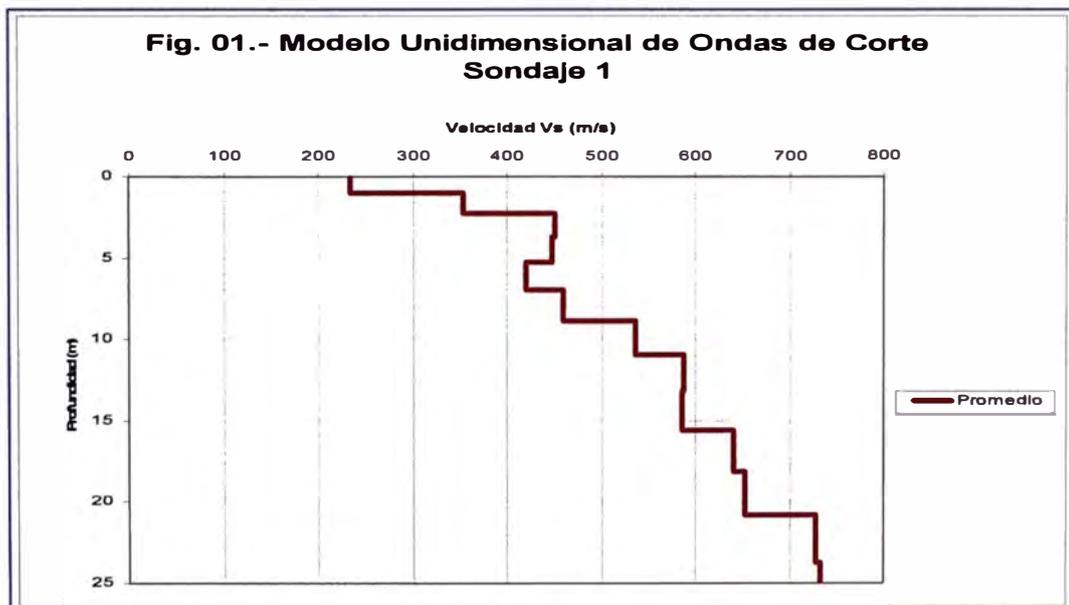


Fig. 2.19: Resultados del procesamiento de registros en el ensayo MASW.

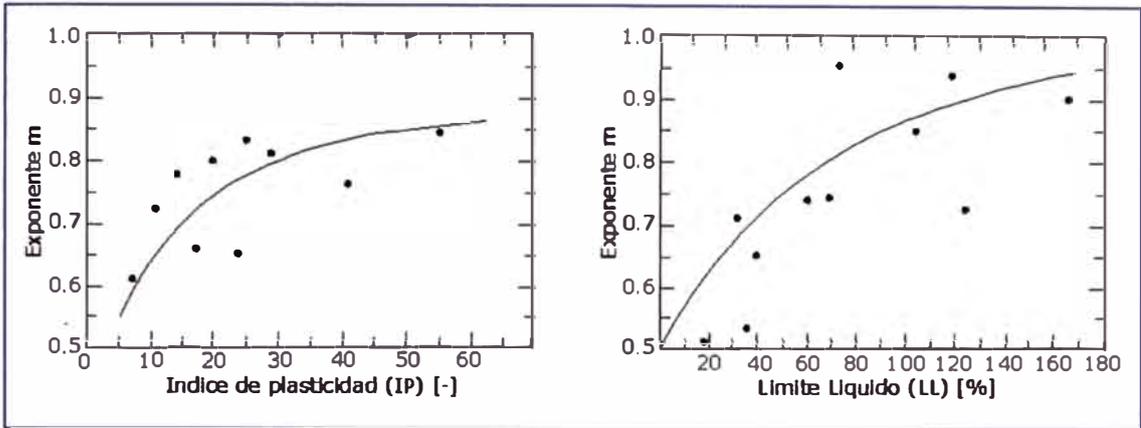


Fig. 2.20: Variación del coeficiente exponencial m como función del índice de plasticidad (IP) y el límite líquido (LL). (Viggiani y Atkinson, 1995; Hitcher, 1996)

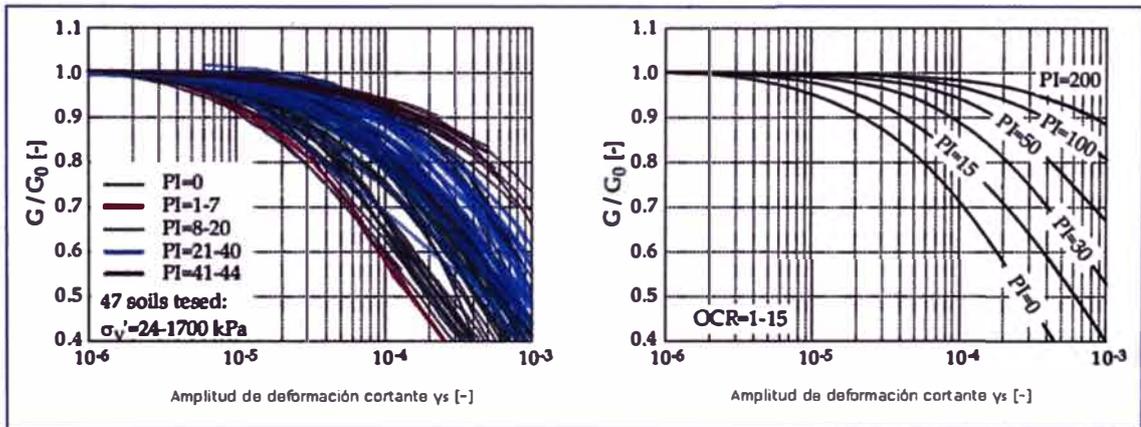


Fig. 2.21: Influencia de la plasticidad en la reducción de la rigidez. A la izquierda base datos para suelos con diferente IP. Derecha cuadro IP (Vucetic y Dobry, 1991)

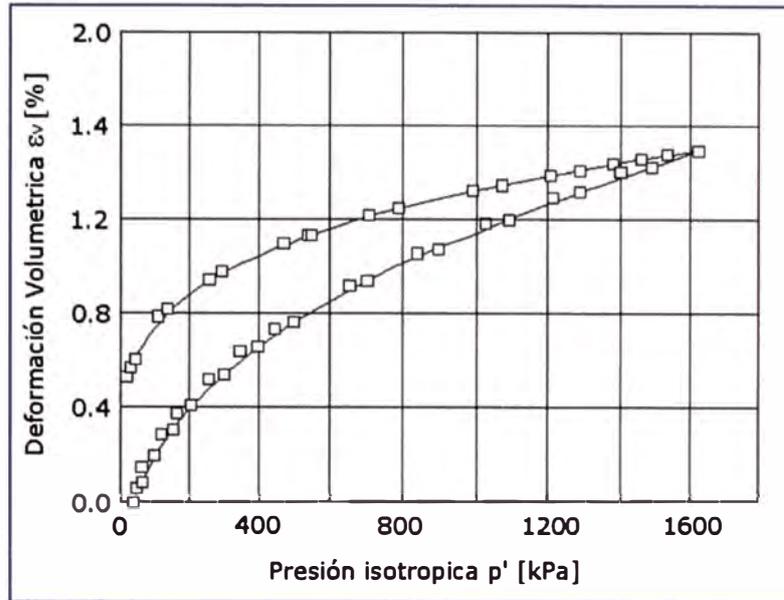


Fig. 2.22: Prueba de compresión isotrópica interrumpida por pequeños ciclos de carga (Lade y Abelev, 2005)

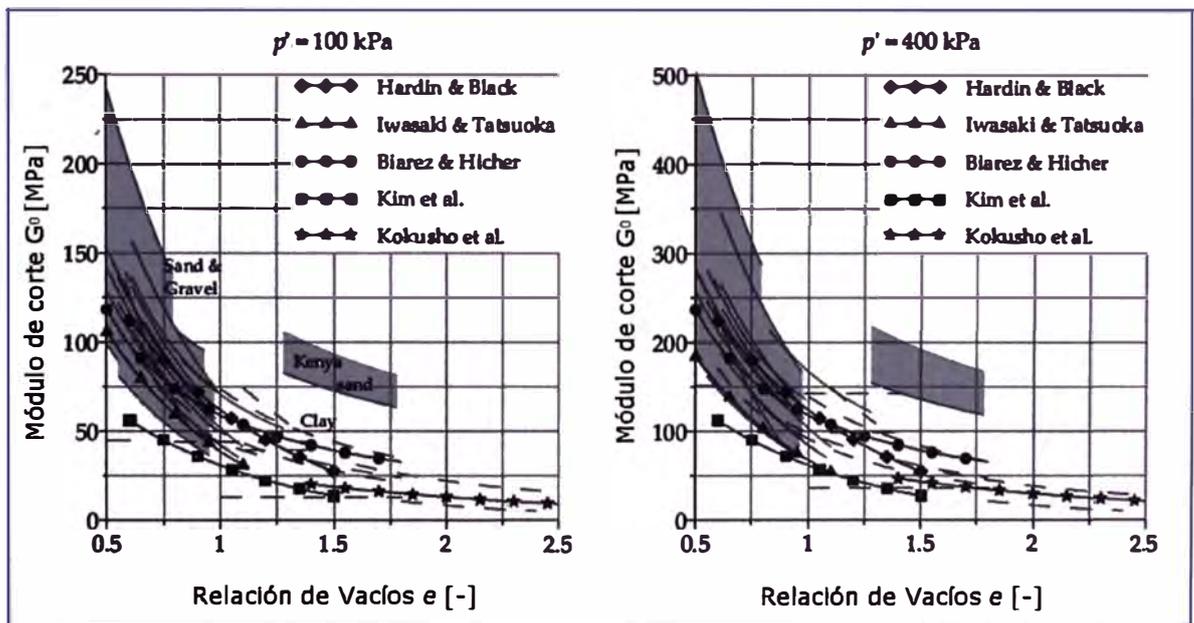


Fig. 2.23: Módulo de corte máximo (G_0) Vs Relación de vacíos (e) (Datos obtenidos de las Tablas 2.1, 2.2 y 2.3), (Benz, 2006).

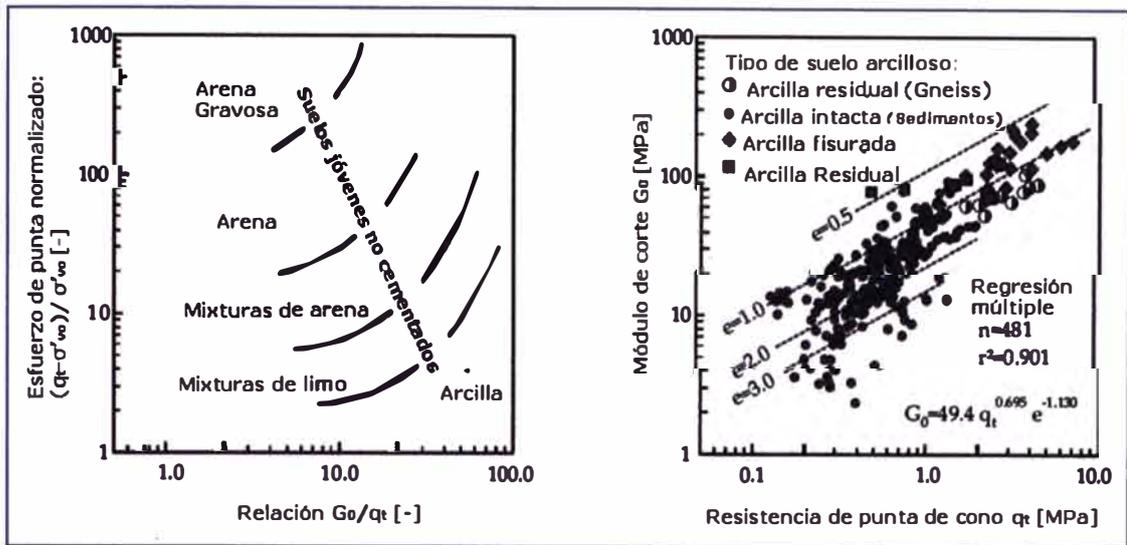


Fig. 2.24: Correlación entre los resultados obtenidos del ensayo CPT y el módulo cortante máximo. Izquierda (Lunne et.al., 1997). Derecha (Mayne y Rix, 1993)

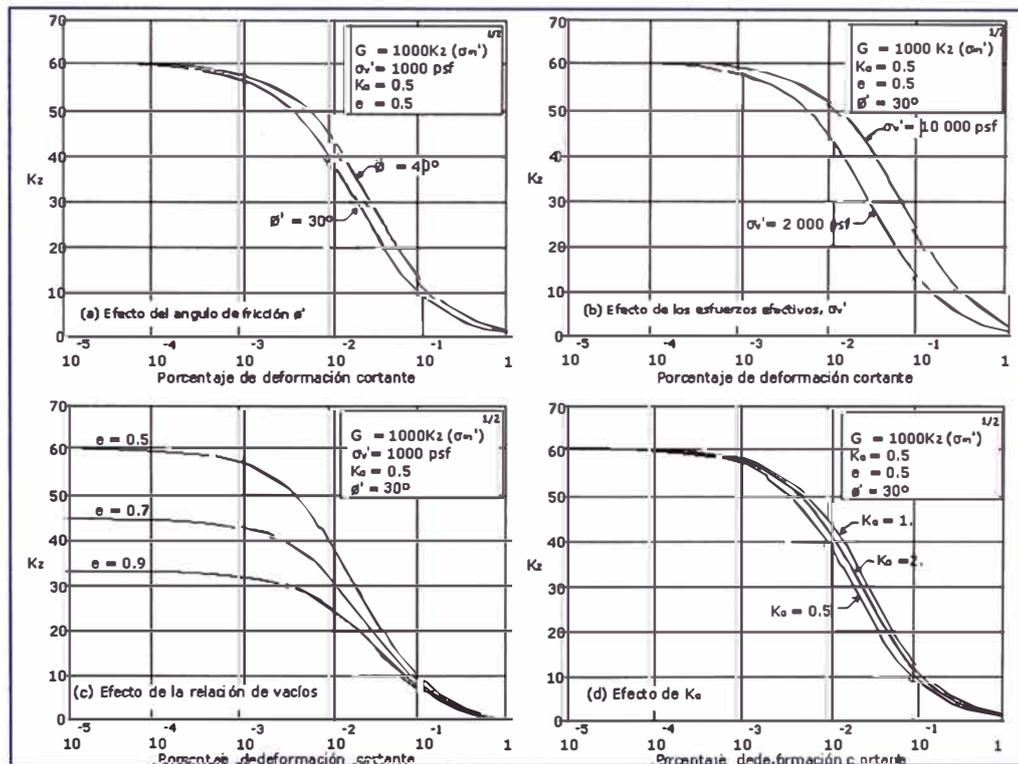


Fig. 2.25: Variación del coeficiente K_z respecto al ángulo de fricción, la relación de vacíos, el esfuerzo efectivo y el coeficiente K_0 (Seed et.al., 1992).

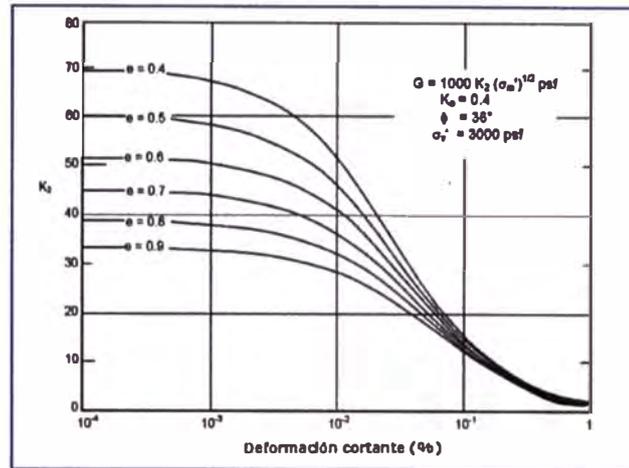


Fig. 2.26: Variación del coeficiente K_2 respecto al índice de vacíos (Seed et.al., 1992).

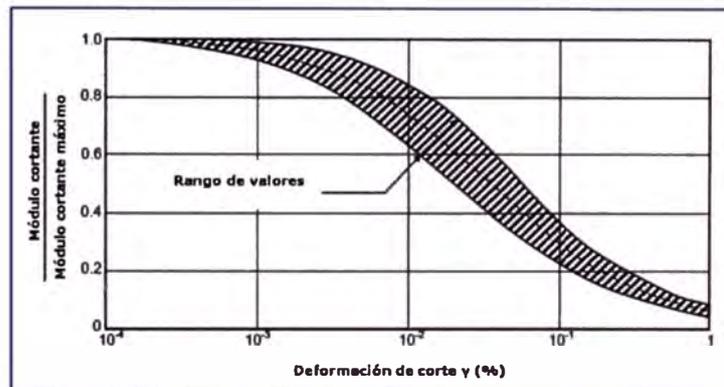


Fig. 2.27: Curva de degradación del modulo cortante normalizada para arenas (Seed e Idriss, 1970).

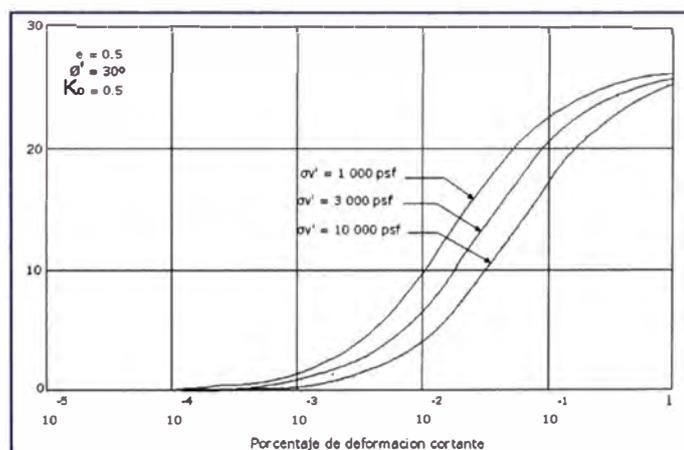


Fig. 2.28: Influencia de la presión de confinamiento en el amortiguamiento para arenas (Seed et.al., 1992).

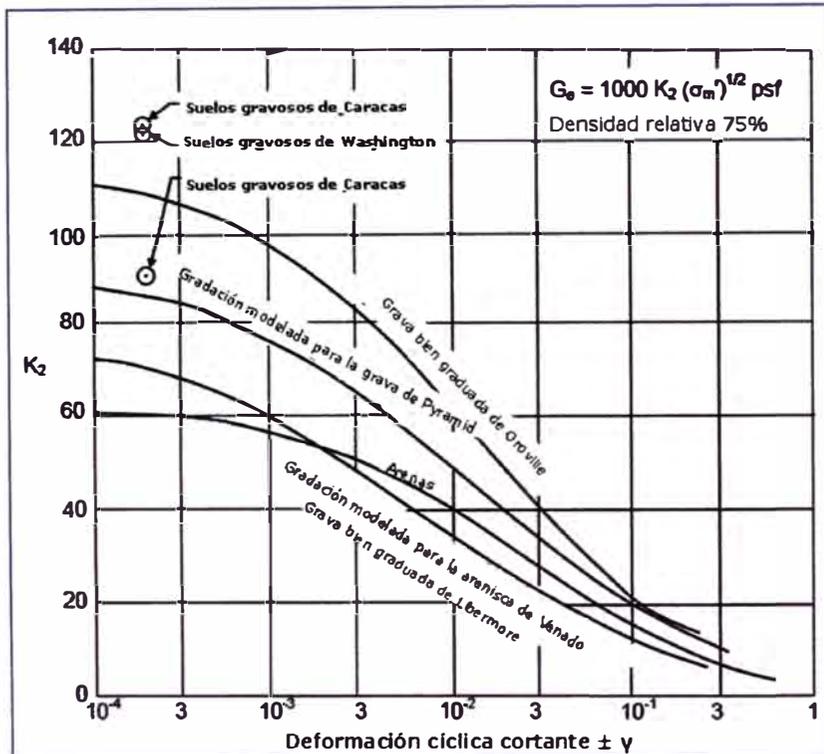


Fig. 2.29: Comparación del módulo de corte para suelos gravosos y para arenas, a una densidad relativa de 75% (Seed et.al., 1992).

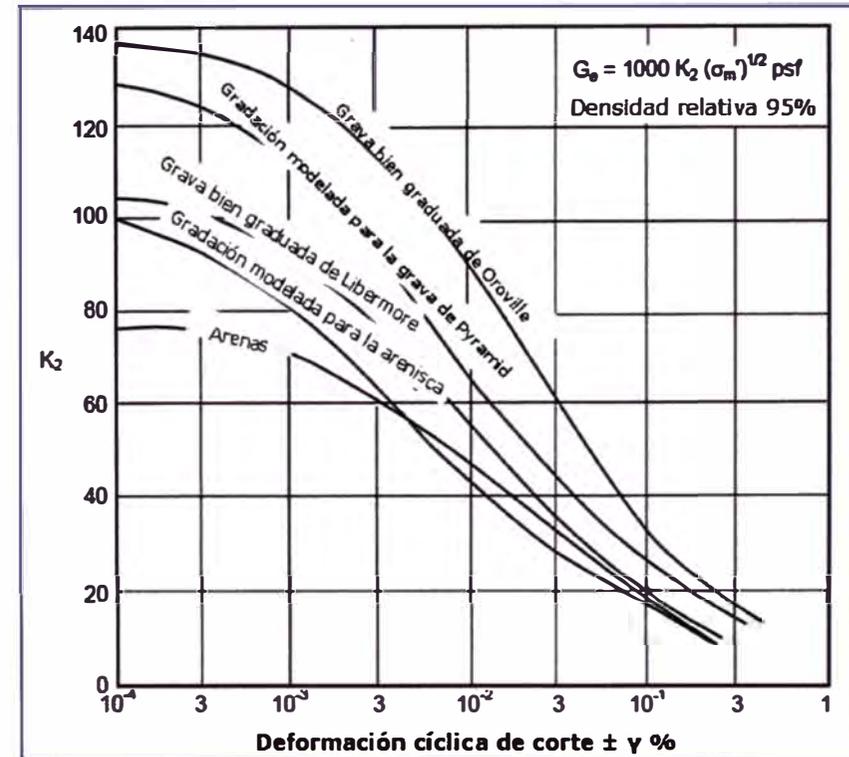


Fig. 2.30: Comparación del módulo de corte para suelos gravosos y para arenas, a una densidad relativa de 95% (Seed et.al., 1992).

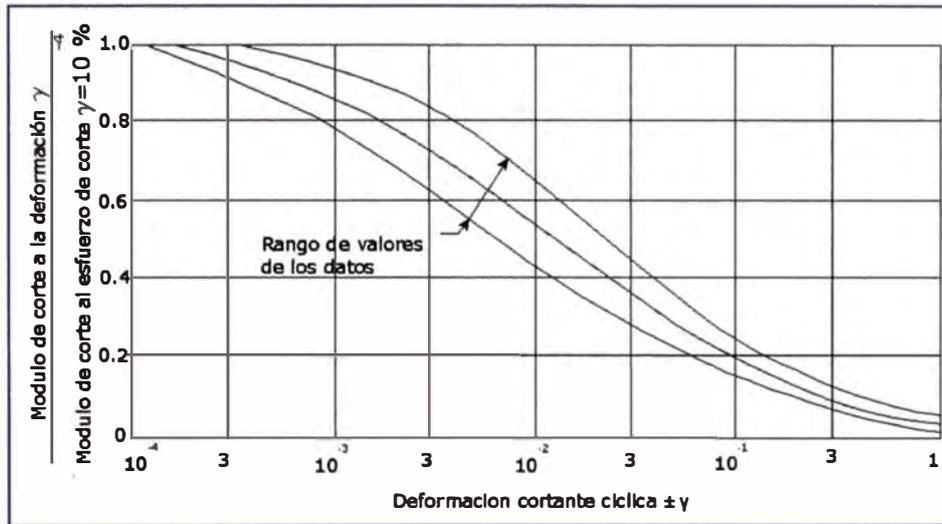


Fig. 2.31: Curva de degradación del modulo cortante normalizada para gravas (Seed et.al., 1992).

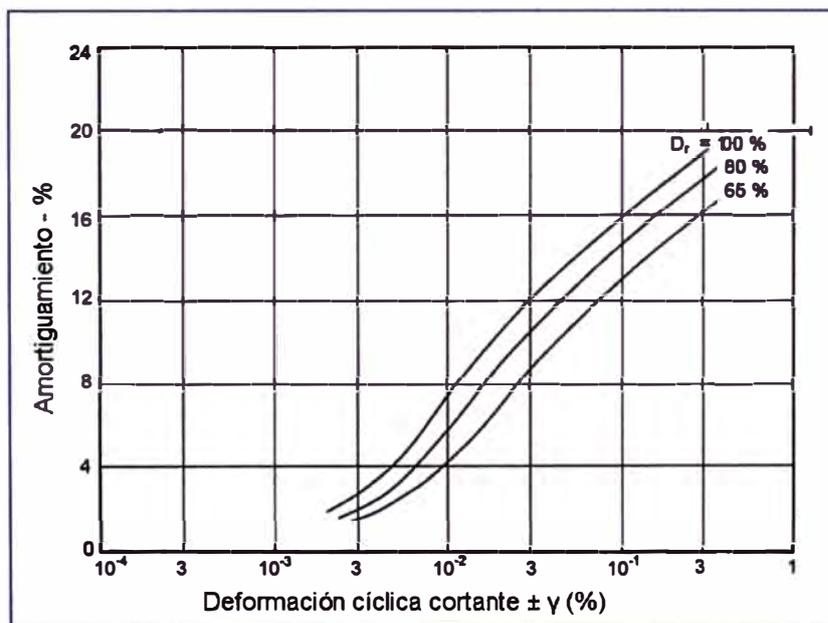


Fig. 2.32: Variación del amortiguamiento con la deformación cíclica cortante en gravas. A la izquierda variación para densidades relativas de 65, 80 y 100% (Seed et.al., 1992).

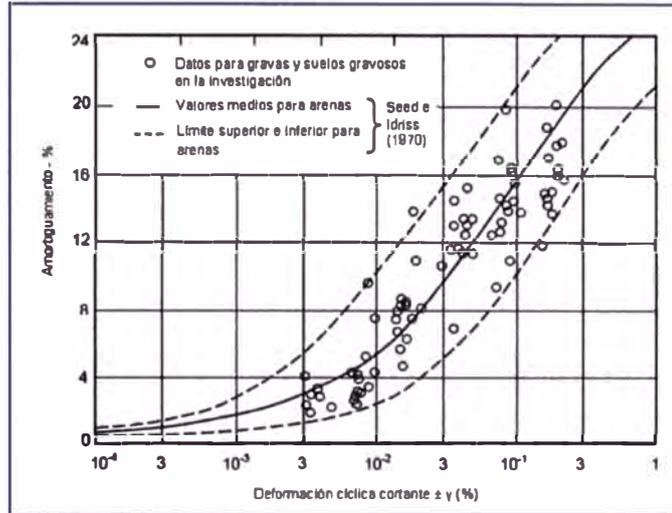


Fig. 2.33: Comparación del amortiguamiento para suelos gravosos y arenas (Seed et.al., 1992).

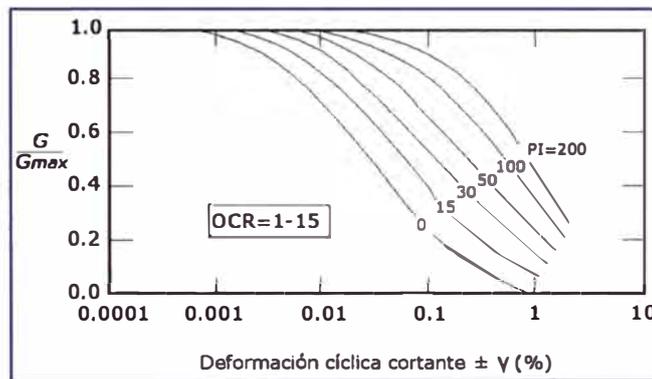


Fig. 2.34: Curvas de degradación de rigidez para diferentes valores de IP (Vucetic y Dobry, 1991).

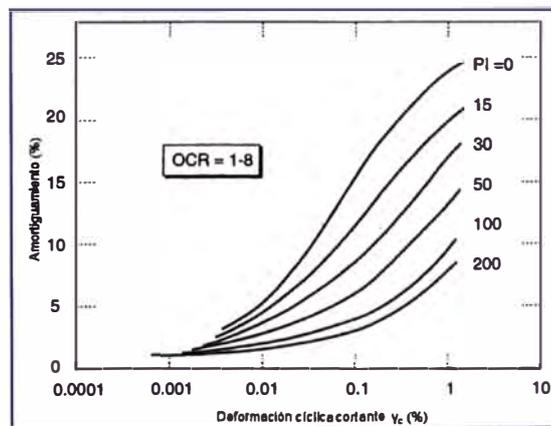


Fig. 2.35: Variación del amortiguamiento para diferentes valores de IP (Vucetic y Dobry, 1991).

CAPITULO III

CONSIDERACIONES EN EL COMPORTAMIENTO DINÁMICO DE ESTRUCTURAS DE TIERRA

3.1 INTRODUCCIÓN

Los movimientos sísmicos suelen causar con frecuencia daños en estructuras y vías de comunicación, provocando en algunos casos la pérdida de vidas y grandes daños en la economía. Durante años, considerables esfuerzos fueron hechos para entender la respuesta dinámica de estructuras y otros sistemas de ingeniería bajo cargas sísmicas con el objetivo de desarrollar técnicas y procedimientos para minimizar los daños sobre las mismas.

En ese sentido, este capítulo presenta una breve referencia sobre la naturaleza de las cargas sísmicas, la cuantificación del movimiento del terreno mediante el uso de acelerómetros, la cuantificación de la demanda sísmica mediante los estudios de peligro sísmico y se describen los principales factores que influyen la respuesta sísmica en presas de tierra.

3.2 NATURALEZA DE LA CARGA SÍSMICA

3.2.1 SISMOS

Los sismos son fenómenos naturales que se producen como consecuencia de un proceso de deformación elástica y acumulación de esfuerzos en determinadas zonas de la corteza terrestre y que se mantienen hasta que se supera la resistencia el material, lo que sucede cuando los esfuerzos de corte alcanzan valores próximos a 1000 bares (Herraiz, 1997). En este momento la falla experimenta una dislocación, los esfuerzos se relajan total o parcialmente de forma súbita y la energía elástica acumulada se libera bruscamente. Parte de la energía liberada se disipa en fenómenos no elásticos en la zona de ruptura y parte se propaga en forma de ondas sísmicas que hacen vibrar al suelo. La generación de un sismo consta, por tanto, de dos etapas: una de acumulación lenta de energía elástica y otra de relajación súbita.

Mientras que la primera puede prolongarse por muchos años, la segunda dura únicamente decenas de segundos.

3.2.1.1 Propagación de Ondas Sísmicas

Los sismos se propagan mediante ondas que transmiten parte de la energía que se libera en el foco al producirse el sismo; estas ondas son básicamente de dos tipos: ondas que se transmiten por la corteza terrestre y las ondas que se transmiten por la superficie terrestre. Las ondas que se propagan por la corteza terrestre son las ondas P (primarias) y las ondas S (secundarias) por otra parte las ondas que se propagan por la superficie terrestre son las ondas Love y Rayleigh, tal como se observa en la Figura 3.1.

Las ondas P son también llamadas ondas longitudinales o compresionales pues se propagan en la dirección del movimiento de las partículas (Ver Fig. 3.2a) y solo originan cambios de volumen en los cuerpos que atraviesan; las ondas S son también llamadas ondas transversales o de cizallamiento, debido a que se propagan en dirección perpendicular al movimiento de las partículas del medio(Ver Fig. 3.2b) produciendo cambios en la forma del cuerpo que atraviesan, por otra parte las ondas Love se propagan también perpendicularmente al sentido del movimiento de las partículas pero su movimiento esta restringido al plano horizontal (Ver Fig. 3.2c), y finalmente las ondas Rayleigh se propagan en la dirección del movimiento de las partículas del medio, siguiendo la trayectoria de una elipse retrógrada (Ver Fig. 3.2d).

3.2.1.2 Intensidad

Es una medida que se obtiene estimando cualitativamente los efectos producidos por el sismo en personas, animales, estructuras y suelo en un lugar particular. La intensidad no solo depende de la energía liberada por el proceso de ruptura (magnitud) sino que también de la distancia epicentral, la geología del lugar, la naturaleza del terremoto y el tipo de estructuras afectadas.

Las escalas más utilizadas para medir la intensidad sísmica son la Mercalli Modificada (MM) y la MSK. La primera fue propuesta por Mercalli en 1902 y

modificada por Wood y Newman en 1930 y Richter en 1956. La segunda se debe a los trabajos de Medvedev, Sponheuer y Karnik en 1967. Ambas tienen XII grados y son muy similares, siendo la primera más utilizada en América y la segunda en Europa.

3.2.1.3 Magnitud

Es un parámetro importante en la cuantificación del movimiento sísmico, es una medida instrumental determinada por sismógrafos y está relacionada con la energía sísmica liberada en el foco y transmitida por las ondas sísmicas. La magnitud es una constante que no depende del lugar de observación. Debido a que mide la energía transmitida por las ondas sísmicas, este parámetro en sus diferentes escalas se relaciona directa o indirectamente con las amplitudes de las fases registradas.

La definición de magnitud dada originalmente por Richter, estuvo basada en la máxima amplitud de las ondas del sismograma, sin una definición del tipo de onda. Actualmente para la determinación de la magnitud se usa tanto ondas de cuerpo (P y S) como ondas superficiales (Love y Rayleigh).

Para la estimación de la magnitud de terremotos pasados se puede usar la evidencia geológica mediante correlación de las características de deformación observadas con las magnitudes de terremotos registrados. La longitud de ruptura, el área de ruptura y el desplazamiento de la falla pueden ser evaluadas por investigaciones geológicas de campo posteriores al sismo, las correlaciones de la magnitud con tales cantidades involucra una regresión con un conjunto de datos limitados, consecuentemente produce una estimación de los valores esperados de magnitud. La incertidumbre de estas estimaciones, que puede ser considerable, debe ser tomada en cuenta cuando se las utilice.

3.2.2 CUANTIFICACIÓN DEL MOVIMIENTO DEL TERRENO

La identificación y evaluación de los parámetros que definen un movimiento del terreno requiere el acceso a mediciones actualizadas de los eventos sísmicos. Realizar una medición detallada de los movimientos sísmicos es un paso crítico

para las aplicaciones en la ingeniería sísmica. Como fue postulado en el “National Research Council on Earthquake Engineering Research” (Housner, 1982): El registro de movimientos sísmicos del terreno proporciona los datos básicos para la ingeniería sísmica. Sin el conocimiento de las vibraciones del terreno generadas por los sismos, no sería posible hacer estudios sobre riesgo sísmico o desarrollar métodos apropiados para el diseño sísmico.

Aunque algunas descripciones escritas de eventos sísmicos datan de 780 d.C., la primera medida detallada de un movimiento destructivo del terreno fue durante el sismo que afectó la playa de Long Beach en California en 1933. Las mediciones de movimientos del terreno han avanzado considerablemente desde entonces, sobretodo en los últimos 20 años.

Varios instrumentos son adecuados para realizar medidas de movimientos del terreno, pero los más utilizados son el sismógrafo y el acelerómetro. El sismógrafo se usa para medir movimientos débiles del terreno, en cambio el acelerómetro se utiliza para medir los movimientos fuertes del terreno. El sismógrafo medirá desplazamientos a frecuencias por encima de su frecuencia natural de vibración y el acelerómetro medirá aceleraciones por debajo de ésta. El tipo más simple de sismógrafo es el que se muestra en la Fig.3.3 (conjunto de una masa, un resorte y un amortiguador formando un sistema de un grado de libertad o SDOF), todo el conjunto está conectado al terreno. El resorte y el amortiguador no son rígidos, así cuando se produce un movimiento sísmico aparece un movimiento relativo entre la masa y el terreno que es medido por la estilográfica. Una estación sismográfica típica tiene tres sismógrafos orientados para registrar los movimientos, uno en la dirección vertical y los otros dos en direcciones horizontales perpendiculares.

El medio más usual para describir los movimientos sísmicos fuertes del suelo es el acelerograma o registro de la variación de aceleración del terreno en función del tiempo en el sitio de medición. Los acelerogramas se obtienen por medio de acelerómetros. El mismo sistema físico anteriormente descrito en la Fig. 3.3 es válido también para el acelerómetro. En cada estación de medición se registran las aceleraciones en las tres direcciones (dos horizontales y una vertical). El estudio de muchos acelerogramas indica que, en general, en ellos se

pueden distinguir un segmento inicial en el cual los niveles de vibración y energía se incrementan rápidamente; una parte de vibración fuerte con los valores más altos; y un segmento final en el cual la vibración se atenúa gradualmente. Sin embargo, para comparar cuantitativamente acelerogramas de diferentes estaciones y relacionarlos con el daño potencial a estructuras, se utilizan diferentes parámetros que son:

- 1) aceleración, velocidad y desplazamiento máximos del terreno.
- 2) duración de la parte intensa del sismo.
- 3) espectro de respuesta e intensidad espectral.

3.2.2.1 Aceleración, Velocidad y Desplazamientos Máximos del Terreno

Todos ellos son parámetros que describen la amplitud del movimiento sísmico mediante una historia de tiempo. La aceleración horizontal máxima (PGA) del terreno es simplemente el valor absoluto más grande de la aceleración horizontal obtenida de un acelerograma. Actualmente es el parámetro más empleado para cuantificar el daño potencial a estructuras ya que tiene una relación natural muy estrecha con las fuerzas inerciales y con las fuerzas dinámicas máximas inducidas en estructuras muy rígidas. A pesar de ser un parámetro muy importante, no permite por sí solo determinar correlaciones entre sismos destructivos y los que no lo son. Además, no indica nada acerca de la duración ni del contenido de frecuencias dominantes del evento. La historia de aceleraciones muestra una proporción relativamente elevada de frecuencias.

Integrando el acelerograma una vez, se obtiene la historia de velocidades donde se pueden observar frecuencias sustancialmente menores que las de la historia de aceleraciones. Integrando el acelerograma dos veces, se obtiene la historia de desplazamientos caracterizada por unas frecuencias relativamente bajas del movimiento. Conocida la evolución de la velocidad o del desplazamiento con el tiempo se pueden determinar sus valores máximos. La velocidad máxima tiene una mejor correlación con la energía que transmite el sismo y por tanto con su potencial de destrucción, sobretodo en estructuras elevadas, edificios flexibles o en puentes.

3.2.2.2 Duración del Movimiento.

La duración del movimiento tiene particular importancia para el potencial de daño y está íntimamente relacionado con la energía liberada por el terremoto.

El hecho de que un acelerograma tenga una aceleración máxima superior a la de otro no implica que ocasione mayores daños ya, que éstos dependen también de la duración de la parte intensa del sismo. Un ejemplo de la importancia que tiene esto se puede ver reflejado en los registros del sismo de Parkfield (1966) y de El Centro (1940). A pesar de que la aceleración máxima del acelerograma Parkfield es muy superior a la de El Centro, este último sismo causó un daño considerablemente mayor a las estructuras afectadas debido a que la parte intensa del sismo de Parkfield tiene una duración de un segundo, mientras que para el sismo de El Centro es de 15 segundos.

Si nos fijamos en los trabajos de Newmark y Rosenbleuth (1971), vemos que dividen los sismos en cuatro grupos:

- 1) de una sola sacudida (Parkfield).
- 2) moderadamente largos (El Centro).
- 3) de larga duración con periodos dominantes de vibración larga (México).
- 4) los que producen deformaciones del terreno a gran escala (Alaska y Niigata, 1964).

La duración de un movimiento brusco del terreno está relacionada con el tiempo requerido para la liberación de la energía de deformación acumulada por la rotura a lo largo de la falla. Cuando la longitud, o el área, de una falla aumentan, el tiempo requerido para la rotura se incrementa. Así, la duración del movimiento del terreno se incrementa a medida que se incrementa la magnitud del terremoto. Esta relación se ha mantenido con evidencias empíricas durante muchos años, pero investigaciones realizadas han demostrado que la duración ha de ser proporcional a la raíz cúbica del momento sísmico:

$$M_0 = \mu AD \quad (3.1)$$

Donde μ es la fuerza de rotura del material a lo largo de la falla; A es el área de rotura y D es el desplazamiento medio del plano de falla (Hanks y McGuire, 1981).

3.2.2.3 Espectros de Respuesta e Intensidad Espectral

El espectro de respuesta de un sismo es la envolvente de las respuestas máximas absolutas inducidas por el movimiento sísmico en estructuras de comportamiento lineal y de un grado de libertad, con diferentes periodos naturales de vibración pero igual amortiguamiento. La respuesta se puede dar en términos de aceleración, velocidad o desplazamiento. Los espectros de respuesta de un suelo se suelen utilizar para el diseño de estructuras y en el estudio de la amplificación local debida al suelo. Además, dan idea del contenido de frecuencias del movimiento sísmico, de la amplitud del sismo y en menor medida de la duración de éste.

Para comparar mediante espectros de respuesta el potencial destructivo de diferentes sismos, Housner (1952) definió el parámetro de intensidad espectral como el área bajo la curva del espectro de velocidades en el intervalo de periodos [0.1, 2.5]. Este parámetro no es estrictamente aplicable ya que por ejemplo para el caso de la Ciudad de México, en algunas zonas se tienen periodos dominantes mayores a 2.5; es decir queda limitado el intervalo de periodos señalado.

Por su parte Arias (1970) propone como una medida de la intensidad de un sismo al factor de intensidad definido como:

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^t a^2(t) dt \quad (3.2)$$

Donde t es la duración total del registro, g es la aceleración de la gravedad y $a(t)$ es el tiempo-historia de aceleraciones. I_A tiene unidades de velocidad.

El mismo Arias (1970) demostró que este factor corresponde a la energía total

almacenada al final de un sismo en una familia de osciladores lineales no amortiguados de frecuencia variable.

Otra medida de la intensidad de un sismo es la raíz media cuadrada, rms, que se determina de la siguiente expresión:

$$\text{rms} = \sqrt{\frac{1}{t} \int_0^t a(t) dt} \quad (3.3)$$

Donde t es la duración total del registro y $a(t)$ es el tiempo–historia de aceleraciones

3.2.3 PROCESAMIENTO DE ACELEROGRAMAS

Se han desarrollado técnicas con el propósito de ajustar los acelerogramas digitales a fin de compensar la bulla y anomalías que se presenta. Estas correcciones caen dentro de dos categorías, correcciones de línea base y técnicas de filtrado (Bommer, 1990).

3.2.3.1 Correcciones de Línea Base

Muchas veces ocurre que los valores del acelerograma se encuentran desplazados respecto a la línea cero de aceleración. Este error puede ocurrir porque el acelerómetro no está perfectamente nivelado en su emplazamiento, o bien porque el sistema de registros provoque una deriva de los datos respecto a la línea base. Aunque este error puede ser inapreciable en aceleración puede ser muy importante cuando se obtienen la velocidad y el desplazamiento por integración, ya que estamos contabilizando el área que hay entre la curva de aceleración y la línea de la base.

Para dar una idea de cómo afecta este error, consideremos un desplazamiento constante del acelerograma respecto a la línea base de 0.001g equivalente a 0.98 cm/s² (Fig. 3.4). Al integrar con este error, obtendríamos un incremento lineal de la velocidad, que si volvemos a integrar nos dá un incremento

parabólico del desplazamiento. Así, el error cometido en desplazamiento cuando han transcurrido 20 segundos será de 196 cm.

La corrección más simple es ajustar los registros de la aceleración mediante una línea recta, minimizando la suma de los cuadrados de los residuos. La forma de la línea base para este tipo de corrección es:

$$y(t) = c_0 + c_1 t \quad (3.4)$$

Donde t es el tiempo, el residuo en cualquier tiempo t será la diferencia entre el registro de aceleraciones original $a(t)$ y la línea base $y(t)$:

$$r = a(t) - y(t) = a(t) - c_0 - c_1 t \quad (3.5)$$

Donde c_0 y c_1 serán obtenidos de las ecuaciones diferenciales que minimizan la suma de los cuadrados de los residuos.

3.2.3.2 Filtrado de Frecuencias

Una vez que se ha realizado la corrección de la línea base sobre el acelerograma en tratamiento, habrá que tener en cuenta la repercusión que el ruido tiene sobre el registro. Este ruido puede estar causado por fenómenos naturales o por el tratamiento de los datos. Así, podremos considerar que el acelerograma es la suma de la señal sísmica más el ruido.

$$a(t) = s(t) + r(t) \quad (3.6)$$

Siendo $a(t)$ el acelerograma sin corregir, $s(t)$ la señal sísmica y $r(t)$ el ruido. El ruido que afecta al acelerograma, puede ser de dos tipos:

- a) Ruido de alta frecuencia: cuando aparece por encima de la banda de frecuencias con las que trabajamos. Este ruido afecta a los picos de aceleraciones fundamentalmente. Sin embargo, no afecta mucho en el

proceso de integración, ya que el área bajo la curva es prácticamente la misma que para la señal corregida, dado que las desviaciones por encima y por debajo se compensan (Ver Fig. 3.5a).

- b) Ruido de baja frecuencia: cuando éste aparece por debajo de la banda de frecuencias con las que trabajamos. Afecta al proceso de integración básicamente, ya que al integrar la aceleración para obtener velocidad y desplazamiento, estamos calculando el área bajo la curva. (Ver Fig. 3.5b)

Por otra parte, como cada sismo tiene características particulares, sobretodo en cuanto a su contenido de frecuencias se refiere, es útil conocer como dependiendo de las condiciones de sitio, un sismo dado amplifica determinadas frecuencias, para esto se calcula el espectro de Fourier.

Puesto que no queremos que los errores originados por los ruidos nos afecten, limitaremos la información a la banda de frecuencias deseada, en lugar de mantener información adicional a mayores y menores frecuencias, que pueden contener gran número de errores. Para hacerlo, se utilizan los filtros pasa-baja para eliminar altas frecuencias, y los pasa-alta para eliminar las bajas. Los filtros pasa-banda, eliminan el ruido de alta y baja frecuencia simultáneamente, se ilustran estos filtros en la Fig. 3.6.

Lo más importante a la hora de aplicar los filtros, es elegir la frecuencia de corte adecuada, ya que una mala elección puede suponer eliminar parte de la señal que nos interesa, o por el contrario no eliminar el ruido de la señal, por eso es necesario tener un buen conocimiento de los espectros de Fourier. El filtrado de la señal se hace multiplicando el espectro del acelerograma por una función que reduzca el valor de la amplitud del espectro de Fourier fuera de la banda donde están contenidas las frecuencias importantes de nuestra señal. En la banda de frecuencias de interés, el filtro deja las amplitudes inalterables (Carreño, 1999).

3.2.4 CARGA SÍSMICA SOBRE ESTRUCTURAS.

Los movimientos del terreno que no están influenciados por la presencia de estructuras son llamados movimientos de campo libre. Cuando las estructuras están presentes, estas interactúan con el suelo a través de un proceso conocido

como interacción suelo-estructura. La interacción suelo-estructura tiene efectos considerables para algunos tipos de estructuras y despreciables para otros. Estos efectos son considerables para los sistemas estructurales rígidos cimentados sobre suelos flexibles, para estructuras flexibles cimentadas sobre suelos rígidos los efectos son despreciables

En general la interacción suelo-estructura causa que la frecuencia natural del sistema suelo y estructura sea más pequeña que la frecuencia natural de la estructura por si misma. Así mismo el amortiguamiento por radiación (que ocurre debido a la deformación en el suelo causada por las fuerzas dinámicas, este proceso origina ondas de esfuerzo que se propagan desde la cimentación sin ser reflejadas o refractadas) causa generalmente que el amortiguamiento total del sistema suelo-estructura sea mayor que el amortiguamiento de la estructura por si misma. A causa de estos efectos la interacción suelo-estructura tiende a reducir las demandas sobre la estructura (desplazamientos relativos de distorsión), pero debido a que la cimentación puede rotar y trasladarse los desplazamientos medios totales se incrementan.

La interacción suelo estructura es causada por dos fenómenos: la incapacidad de la cimentación para seguir los movimientos de campo libre (en cuanto a deformaciones) la cual es analizada dentro del contexto de la interacción cinemática; y el efecto de la respuesta dinámica del sistema estructura-cimentación sobre el movimiento del suelo de soporte, lo cual es analizado en el contexto de la interacción inercial. La interacción cinemática (Ver Fig. 3.7a) puede inducir modos de deformación (vibración y torsión) que no están presentes en los movimientos de campo libre. La interacción inercial (Ver Fig. 3.7b) ocurre cuando las fuerzas transmitidas al suelo por la respuesta dinámica de la estructura produce movimientos en la cimentación que no podrían ocurrir en una estructura con condiciones de empotramiento perfecto en la cimentación.

Para análisis lineales o equivalentes lineales, los efectos cinemáticos e inerciales de la interacción suelo estructura pueden ser separados. Se determinan primero los efectos de la interacción cinemática, para lo cual se asume que el sistema estructura-cimentación tiene rigidez pero no masa, los resultados obtenidos son usados como valores de entrada para el análisis de

interacción inercial, donde se asumen que el suelo, la cimentación y la estructura cuentan tanto con rigidez como con masa. Combinando los resultados de ambos análisis la respuesta total puede ser determinada (Kramer, 1996).

3.3 CUANTIFICACIÓN DE LA DEMANDA SÍSMICA.

La ocurrencia de terremotos desastrosos nos reafirma la importancia de los Análisis de Peligro y Riesgo Sísmico para estimar las consecuencias de estos eventos. Aún cuando se han logrado grandes avances en la predicción sísmica, el tiempo de ocurrencia, la magnitud o la ubicación de un terremoto no pueden aún ser predichos con certeza. Por lo tanto un adecuado análisis de peligro y riesgo sísmico, si bien no podrá eliminar el daño potencial, ayudará a reducir sus efectos considerablemente.

El Análisis de Peligro Sísmico involucra la estimación cuantitativa de la amenaza sísmica en un determinado lugar. Este peligro sísmico puede ser analizado determinísticamente, asumiendo un determinado terremoto escenario, o probabilísticamente, considerando explícitamente las incertidumbres en el tamaño, ubicación y tiempo de ocurrencia de los terremotos. A continuación se realiza una descripción de los métodos determinístico y probabilístico para la evaluación del peligro sísmico

3.3.1 ANÁLISIS DE PELIGRO SÍSMICO DETERMINÍSTICO.

El análisis de peligro sísmico determinístico involucra el desarrollo de un terremoto, escenario sobre el cual se basa la evaluación del peligro del movimiento sísmico en un lugar. El escenario consiste en la ocurrencia de un terremoto de tamaño especificado en una ubicación determinada. Un análisis típico de peligro sísmico determinístico puede ser descrito como un proceso de cuatro pasos, consistentes en:

- a) Identificación y caracterización de todas las fuentes sismogénicas (fuentes de actividad sísmica) capaces de producir movimientos sísmicos

- significativos en el sitio de interés. La caracterización de la fuente incluye la definición de la geometría de cada fuente y su potencial sísmico.
- b) Selección del parámetro de distancia fuente-sitio, para cada fuente. En la mayoría de los análisis de peligro sísmico determinístico, se selecciona la menor distancia entre la fuente y el sitio de interés. La distancia puede estar expresada en distancias epicentrales o hipocentrales, dependiendo de los valores usados en las relaciones de predicción.
 - c) Selección del terremoto dominante (es decir, el terremoto que se espera que produzca los mayores niveles de movimiento), generalmente expresado en término de algún parámetro del movimiento sísmico en el sitio. La selección se hace comparando el nivel de sacudimiento producido por los terremotos identificados en el paso (a), asumiendo que éstos ocurren a las distancias determinadas en el paso (b). El terremoto dominante se describe en términos de su tamaño (usualmente expresado por la magnitud) y la distancia del sitio de interés.
 - d) El peligro en el sitio es formalmente definido, usualmente en términos del movimiento sísmico producido en el sitio por el terremoto dominante. Sus características son descritas por valores picos de aceleración, velocidades y ordenadas del espectro de respuesta, parámetros que son obtenidos mediante relaciones de predicción, basadas fundamentalmente en ecuaciones de atenuación de ondas.

Como se observa en este procedimiento, el análisis de peligro sísmico determinístico es bastante simple. Este método proporciona directamente la evaluación del movimiento sísmico para las condiciones más severas y generalmente se aplica para el diseño de estructuras cuyas fallas podrían tener consecuencias catastróficas, como es el caso de plantas nucleares o grandes presas. Sin embargo, éste método no provee información sobre la probabilidad de ocurrencia del terremoto dominante, ni de la probabilidad de que éste ocurra en la ubicación asumida. Tampoco provee información sobre los niveles del movimiento sísmico que pueden ser esperados en un determinado periodo de tiempo (tal como la vida útil de la estructura), ni de los efectos de las incertidumbres de los parámetros asumidos en el proceso de estimar las características del movimiento sísmico.

Cabe resaltar que el análisis de peligro sísmico determinístico involucra decisiones subjetivas, particularmente en el primer paso, para determinar el potencial sísmico, que puede requerir la opinión y experiencia de sismólogos, geólogos, ingenieros, analistas de riesgo, economistas, sociólogos y miembros del gobierno. El amplio rango de especialidades de estos profesionales, muchas de ellas con metas divergentes, puede causar dificultades para alcanzar un consenso sobre este tópico. (Aguilar, 2004).

3.3.2 ANÁLISIS SÍSMICO PROBABILÍSTICO.

En los últimos 30 a 40 años, el uso de los conceptos probabilísticos ha permitido considerar explícitamente el uso de las incertidumbres en el tamaño, ubicación y tasa de recurrencia de los sismos, así como en la variación de las características del movimiento sísmico con el tamaño y ubicación del terremoto. El análisis de peligro sísmico probabilístico permite identificar, cuantificar y combinar en una manera racional estas incertidumbres, proporcionando una evaluación más completa de la amenaza sísmica. El análisis de peligro sísmico probabilístico también puede ser descrito como un proceso de cuatro pasos, que tienen un grado de similitud con los pasos descritos para el método determinístico.

- a) El primer paso, que consiste en la identificación y caracterización de las fuentes sismogénicas, es idéntico al del método determinístico, excepto que se debe definir la distribución de probabilidad de la ubicación potencial de las rupturas dentro de la fuente. En la mayoría de los casos, a cada fuente se le asigna una distribución uniforme de probabilidades, lo cual implica que el terremoto tiene igual probabilidad de ocurrir en cualquier punto dentro de la fuente. Estas distribuciones se combinan luego con la geometría de la fuente para obtener las correspondientes distribuciones de probabilidad de la distancia fuente-sitio. Por el contrario, el método determinístico implícitamente asume que la probabilidad de ocurrencia es 1 en los puntos de la fuente más cercanos al sitio de interés y cero en los otros puntos.
- b) Seguidamente, se debe caracterizar la sismicidad o distribución temporal de la recurrencia sísmica. Esto se realiza usando una relación de recurrencia que especifica la razón promedio en que un sismo de

- determinado tamaño será excedido. La relación de recurrencia permite considerar un máximo tamaño de terremoto, pero no se limita a considerar sólo ese terremoto, como sucede en el método determinístico.
- c) Mediante el uso de relaciones de predicción (leyes de atenuación) se debe determinar el movimiento sísmico que puede ser producido en el sitio por terremotos de cualquier tamaño posible que ocurran en cualquier punto de la fuente. El método probabilístico permite considerar las incertidumbres inherentes a las relaciones de predicción o ecuaciones de atenuación.
 - d) Finalmente, se combinan las incertidumbres en la ubicación, tamaño y en los parámetros de predicción del movimiento sísmico para obtener la probabilidad de que el parámetro del movimiento sísmico sea excedido durante un periodo de tiempo particular.

3.4 FACTORES QUE INFLUYEN EN LA RESPUESTA SÍSMICA

Los métodos actuales para el análisis del comportamiento de presas de tierra ante cargas sísmicas generalmente involucran el análisis de la respuesta dinámica de la presa para el máximo sismo que probablemente afectará a la estructura en determinado periodo de retorno. El análisis de la respuesta dinámica es necesario para la determinación de la distribución de las aceleraciones, tensiones y deformaciones inducidas en el cuerpo de la presa por las cargas sísmicas (Parra, 1996). En este sentido se presentan a continuación algunos de los factores más importantes que influyen la respuesta dinámica de las presas y otros tipos de estructuras de tierra.

3.4.1 EFECTOS DEL TERRENO DE CIMENTACIÓN

Para las presas de tierra en regiones sísmicas, el comportamiento de las estructuras de las capas de la cimentación durante un terremoto es probablemente más crítico que el comportamiento de la propia presa. Esto es debido principalmente al hecho de que en contraste con el control de calidad para la construcción del terraplén la mayoría de los suelos de cimentación permanecen casi en su estado natural, con excepción de determinadas zonas que pueden ser sustituidas por núcleos impermeables o localmente mejoradas

mediante procesos de compactación o inyección. Las áreas de suelos no cohesivos y sueltos de la cimentación pueden experimentar un incremento significativo en el esfuerzo medio $\sigma_m = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ debido al peso del terraplén y, por lo tanto, pueden disminuir de volumen. En el caso de los suelos saturados, se generan excesos de presión de poros durante el terremoto. Dependiendo de la magnitud de las deformaciones sísmicas y de la anisotropía de los esfuerzos, estas presiones de poros pueden alcanzar niveles significativos en pocos ciclos produciendo grandes deformaciones permanentes o fisuras en la presa (Parra, 1996).

3.4.1.1 Efectos de la rigidez del terreno de Cimentación

Dakoulas (1990) realizó un estudio paramétrico utilizando el modelo de “viga de corte”, en una presa hipotética en un valle rectangular, mostrada en la Fig. 3.8, de 100 metros de altura, con una velocidad de onda de corte S de 400 m/s y un parámetro de no-homogeneidad de 0.5 (para considerar la variación del módulo cortante con la altura de la presa). El estudio consideró una capa de cimentación con un espesor de 50 metros.

Para una relación de velocidades de onda S en el suelo de cimentación con relación a la presa igual a 0.50, es decir, considerando la capa de la cimentación más compresible, resultó en deformaciones cortantes en la cimentación en el orden de cuatro veces mayores de aquellas desarrolladas en el cuerpo de la presa, llevando la amplificación de la aceleración de la cresta hasta aproximadamente 2.3. Por otro lado, para una relación de velocidades de ondas S igual a 2, es decir, simulando una capa de cimentación más rígida, las deformaciones cortantes en la cimentación fueron 5 veces menores de aquellas producidas en el cuerpo de la presa y las amplificaciones de la aceleración en la cresta fueron del orden de 6.7. Se concluye entonces que las grandes deformaciones producidas en la cimentación compresible llevaron a una disipación mucho más significativa de la energía de deformación, provocando en consecuencia, una mayor reducción de las amplificaciones de las aceleraciones.

3.4.1.2 Efectos del espesor del terreno de cimentación

Dakoulas (1990) también investigó los efectos de la variación del espesor de la cimentación de la presa citada anteriormente, manteniendo esta vez una relación constante e igual a 1 entre las velocidades de las ondas S en el cuerpo de la presa y en el suelo de la cimentación. El autor concluyó que las amplitudes de las deformaciones cortantes en la capa de la cimentación fueron apenas ligeramente afectadas por las variaciones del espesor de la misma, considerando razones de espesor de la cimentación altura de la presa entre 0.25 a 1, pero las aceleraciones y deformaciones de corte ocurridas en el interior de la presa variaron aproximadamente en 50%. Además de esto, a medida que el espesor disminuye, el efecto de flexibilidad de la cimentación también decrece tendiendo a incrementar los esfuerzos cortantes dentro del cuerpo de la presa y aproximando la respuesta a la de una presa sobre cimentación rígida. Los efectos del espesor de la cimentación en la respuesta sísmica de la presa fueron sin embargo considerados por Dakoulas mucho menos importantes que aquellos debido a la variación de rigidez del suelo de cimentación.

3.4.2 EFECTOS DE LA NO LINEALIDAD DE LOS MATERIALES.

Los efectos de la no-linealidad de los materiales en el comportamiento dinámico de presas fueron reportados por varios autores (Gazetas, 1987; Dakoulas, 1990; Abdel-Ghaffar y Scott, 1979, entre otros). El comportamiento no lineal de los materiales de la presa está asociado fuertemente a las amplitudes del movimiento sísmico. Para excitaciones de pequeña amplitud el comportamiento del sistema es esencialmente lineal. Mientras que excitaciones de gran amplitud probablemente inducirán una respuesta plástica altamente no lineal de los materiales. Esto puede ser verificado en la figura 3.9, donde la excitación de mayor amplitud ($U_g = 0.20g$) causa, con relación al análisis lineal, significativas reducciones de amplificación, especialmente en las proximidades de frecuencias de resonancia. Los efectos de la no linealidad en la amplificación son bastante interesantes. En los espectros de respuesta de la aceleración, el pico de la resonancia del primer modo observado en análisis lineales es súbitamente reducido en análisis no lineales (Dakoulas, 1990). Una excitación con una frecuencia próxima a la fundamental tiende a desarrollar grandes deformaciones

cortantes (ya que éstas son afectadas principalmente por los primeros modos de vibración) y, por tanto a inducir altos valores de amortiguamiento y gran degradación de la rigidez de los materiales; ambos efectos tienden a restringir la respuesta de la aceleración. Por otro lado, una excitación con alta franja de frecuencias causa menores deformaciones de corte y, consecuentemente, bajos valores de amortiguamiento y poca degradación de los módulos cortantes de los materiales ocurren en el sistema.

3.4.3 EFECTOS DE LA NO HOMOGENEIDAD DE LA PRESA.

En esta sección la no-homogeneidad de la presa está referida no sólo a la variación de los diferentes materiales que componen la presa heterogénea, si no básicamente a la variación de la rigidez de esos materiales, en las diferentes localizaciones dentro de la presa, en función del estado de esfuerzos a que están sometidas.

Las consideraciones de propiedades uniformes del suelo fue una de las principales hipótesis del modelo clásico de viga cortante. Mediciones en laboratorio de la rigidez del suelo han establecido la dependencia del módulo cortante con relación al esfuerzo de confinamiento (ver sección 2.4.1), que en una presa de tierra varía de un punto a otro, incrementándose con la distancia de la cresta y de los taludes de los espaldones. Mediciones de la velocidad de propagación de las ondas en la presa Santa Felicia (Abdel-Ghaffar y Scott, 1979) produjeron bajos valores tanto de las ondas S (V_s) y de las ondas P (V_p) en la región de la cresta, pero mostrando sensible crecimiento con la profundidad, confirmando que en los materiales no cohesivos de la presa el módulo cortante varía significativamente con el esfuerzo confinante.

3.4.4 EFECTOS DE LA GEOMETRÍA DEL VALLE

La hipótesis de la deformación plana es exactamente válida solamente para presas infinitamente extensas sometidas a movimientos en la base. Para el caso de presas construidas en valles angostos, la presencia de estribos relativamente rígidos origina efectos de naturaleza tridimensional, incrementando las

frecuencias naturales y tornando las formas modales de desplazamientos más agudas a medida que el valle se estrecha.

Makdisi et al. (1982) realizaron comparaciones entre resultados obtenidos con modelos 2-D y 3-D de presas en valles rectangulares y triangulares. Los autores utilizaron modelos de presas de 30 metros de altura, constituidos por materiales elásticos con velocidades de ondas S constante de 153 m/s y razón ξ de amortiguamiento igual a 0.1. Las comparaciones fueron presentadas en términos de frecuencia natural calculada por el análisis tridimensional en relación a la obtenida en el análisis de deformación plana (2D) para diferentes valores del largo de la presa normalizada en relación a su altura L/H (Fig. 3.10). Es posible observar que para relaciones $L/H > 5$, las frecuencias naturales de la presa en el valle rectangular son 5% mayores que las correspondientes para en caso de deformación plana, mientras que para valles triangulares las mismas son 30-40% mayores. Para valores pequeños de L/H (2 o 3) las frecuencias naturales de la presa en valles triangulares llegan a ser 60-80% mayores que las calculadas con el modelo de deformación plana.

Mejia y Seed (1983) presentaron comparaciones entre los resultados de análisis dinámicos bi y tridimensionales de dos presas localizadas en valles triangulares con taludes bastante diferentes. Una de las geometrías correspondía a la presa de Oroville, con relación L/H de aproximadamente 7. La otra representaba la misma sección de la presa de Oroville pero en un valle más angosto ($L/H=2$). Aquellos autores subrayaron dos aspectos en sus conclusiones. El primero fue que en los análisis realizados los niveles medios de la degradación de los módulos y los incrementos de los amortiguamientos fueron aproximadamente los mismos en los modelos 2-D y 3-D; las altas frecuencias obtenidas en el modelo 3-D se debieron principalmente al efecto del incremento de la rigidez de la geometría del valle. El segundo fue que las comparaciones de las frecuencias naturales obtenidas en el análisis 2-D y 3-D son indicadores solamente de un aspecto del comportamiento tridimensional de las presas de tierra, y que la concordancia entre las frecuencias naturales de vibración de los modelos 2-D y

3-D de una presa puede no necesariamente significar una concordancia de las respuestas sísmicas de ambas estructuras.

Es deseable por tanto estudiarse los efectos de la naturaleza tridimensional del problema sobre los parámetros geotécnicos utilizados en la evaluación de la respuesta sísmica de la presa, ya sea con su relación a la previsión de deformaciones o el análisis de estabilidad (Parra, 1996).

Mejia y Seed (1983) concluyeron finalmente que el análisis de deformación plana de la presa de Oroville ($L/H=7$) fueron observados leves efectos de la geometría del valle debido al hecho de que los valores calculados de los esfuerzos cortantes fueron 20% mayores que aquellos calculados mediante un análisis tridimensional, mientras que las aceleraciones se mostraron bastante sensibles a las condiciones de contorno. Para presas localizadas en valles más inclinados que aquel de la presa Oroville, los resultados parecen indicar que los análisis de deformación plana no pueden simular correctamente el comportamiento de la obra, y que en estos casos es necesario ejecutarse análisis tridimensionales para la obtención de resultados satisfactorios.

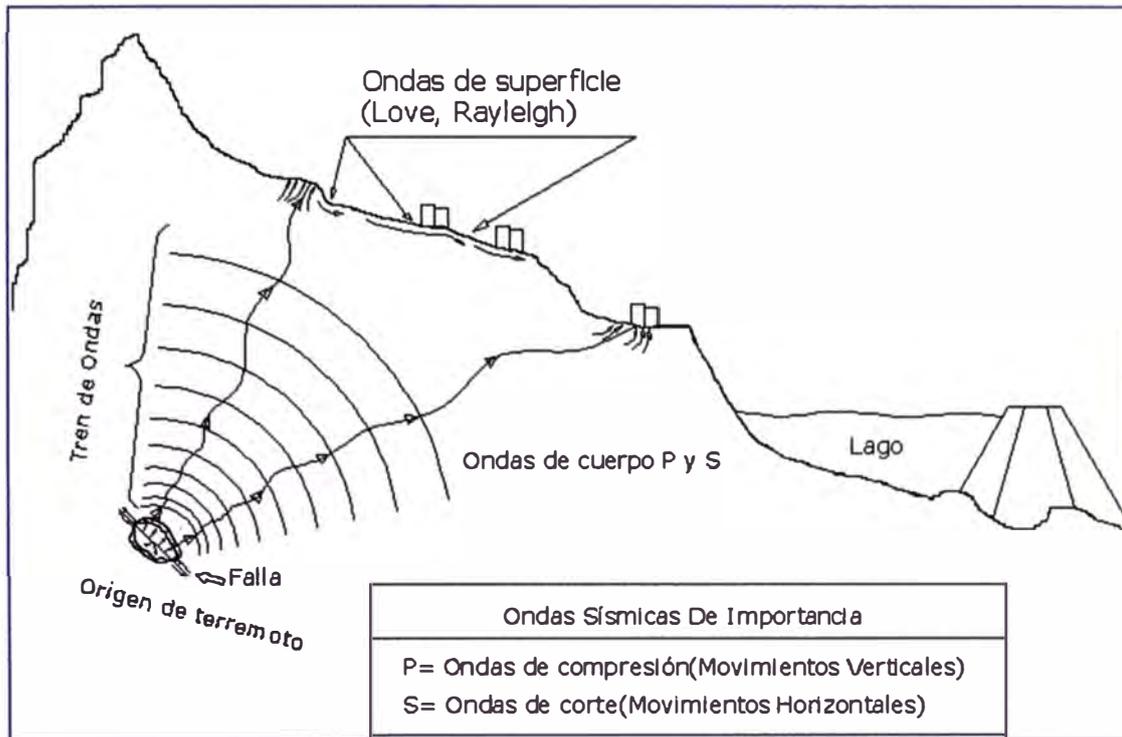


Fig. 3.1: Propagación del sismo mediante ondas de cuerpo (P y S) y ondas de superficie (Love y Rayleigh), (Colindres, 1993).

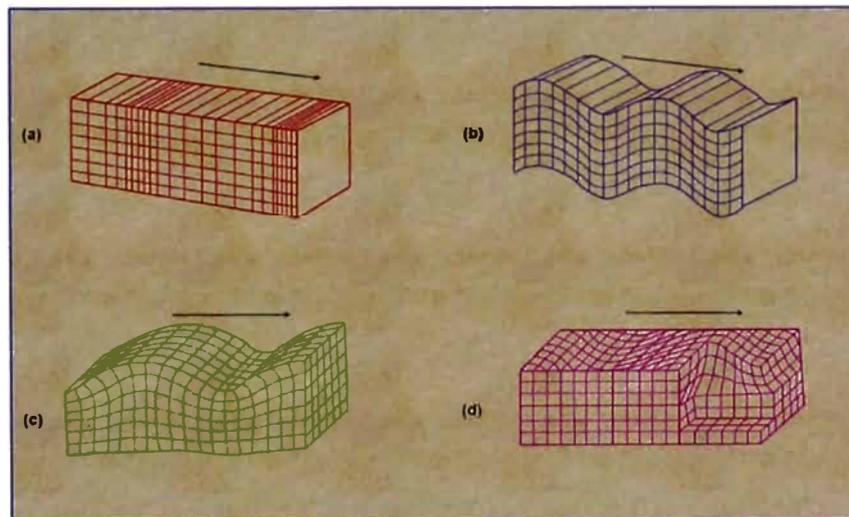


Fig. 3.2: Naturaleza de los desplazamientos de las partículas de un suelo durante el paso de a) Ondas de compresión P, b) Ondas cortantes S, c) Ondas Rayleigh R y d) Ondas Love L.

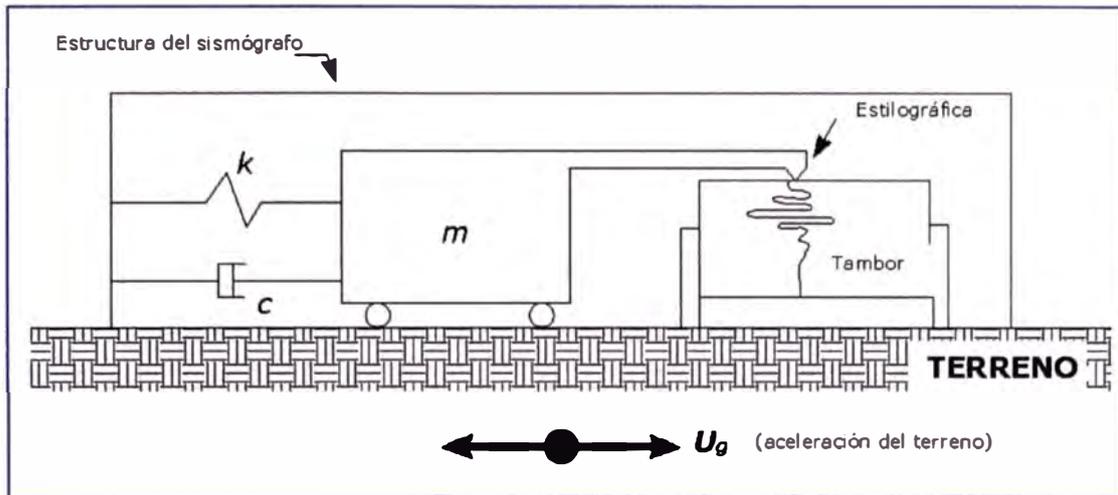


Fig. 3.3: Esquema de los elementos básicos de un sismógrafo (Kramer, 1996)

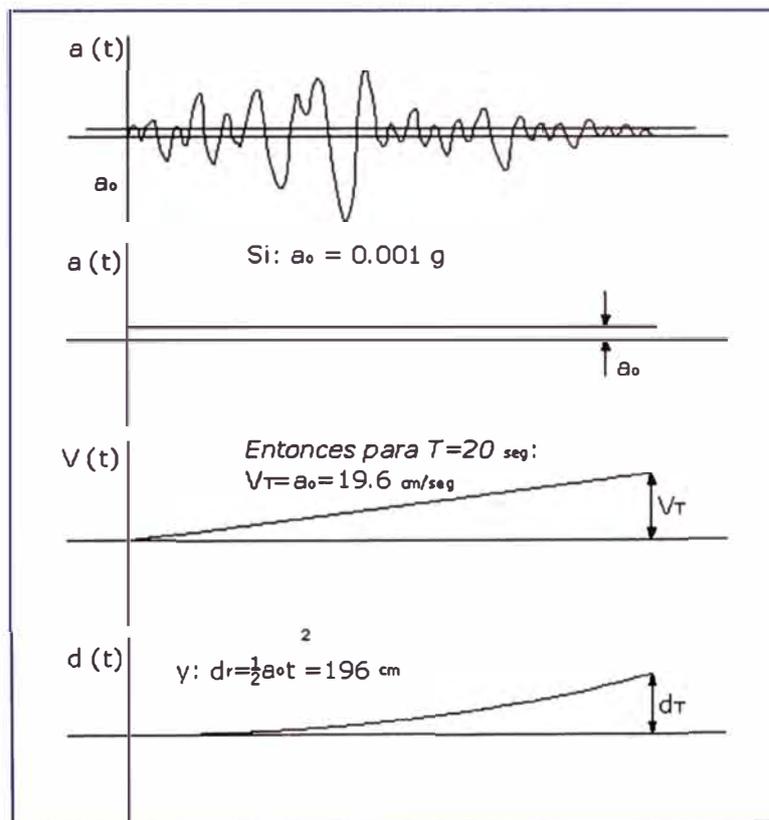


Fig. 3.4 Error de línea base en los acelerogramas (Hudson, 1979)

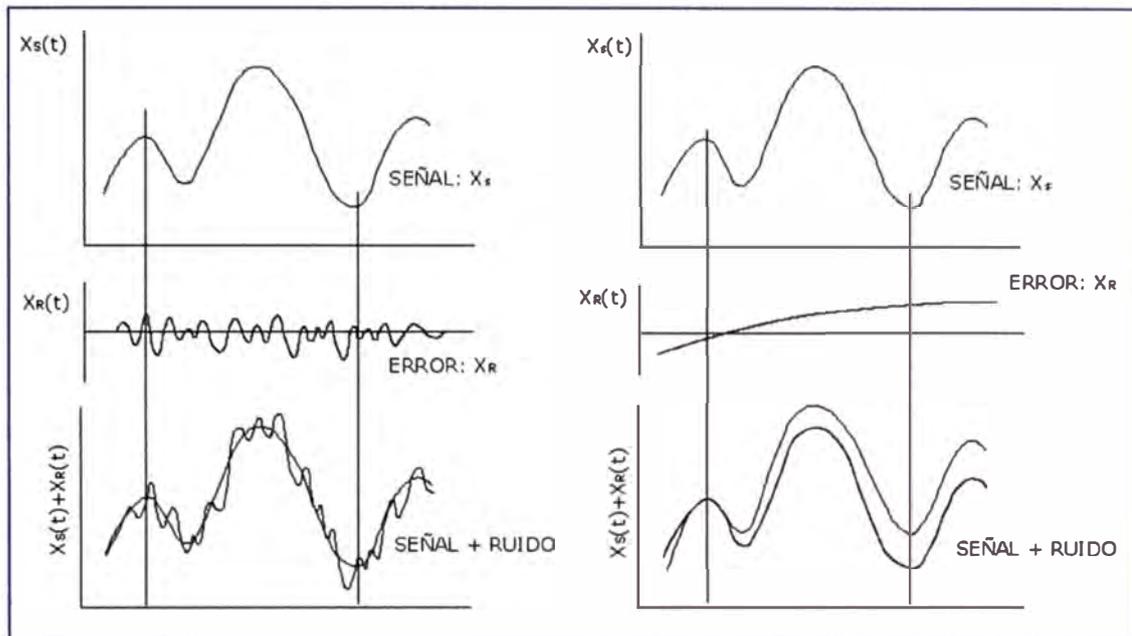


Fig. 3.5 A la izquierda, efecto del ruido de alta frecuencia. A la derecha efecto del ruido de baja frecuencia (Hudson, 1979)

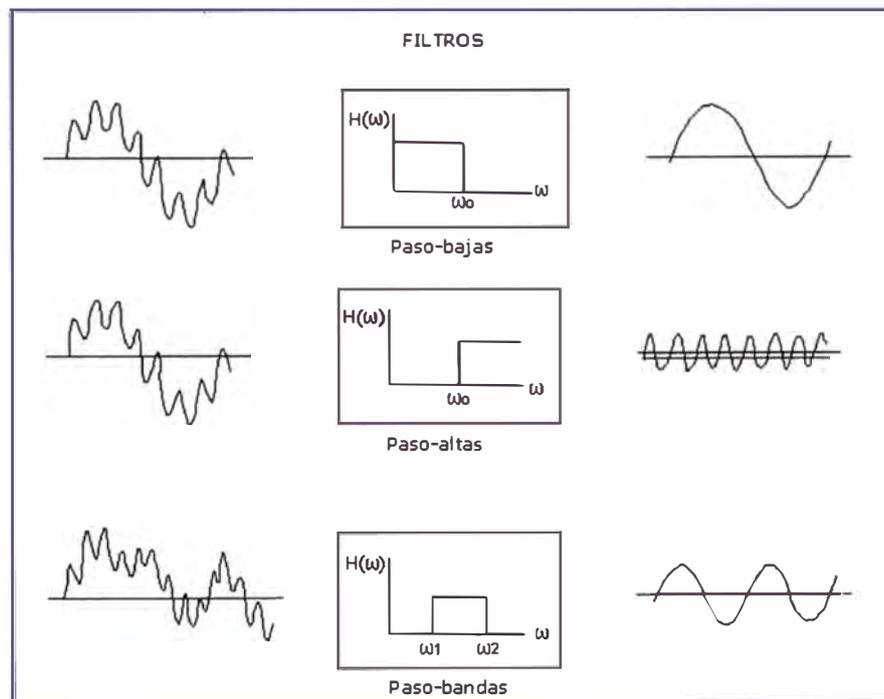


Fig. 3.6: Comportamiento de los filtros ideales, paso-bajas, paso-altas y paso-bandas (Carreño, 2000).

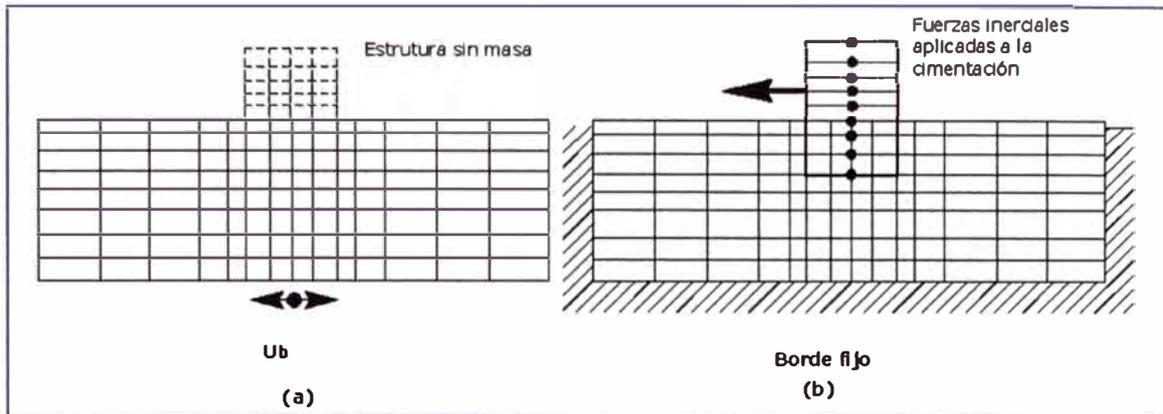


Fig. 3.7: a) Análisis de interacción cinemática b) Análisis de Interacción Inercial (Kramer, 1996).

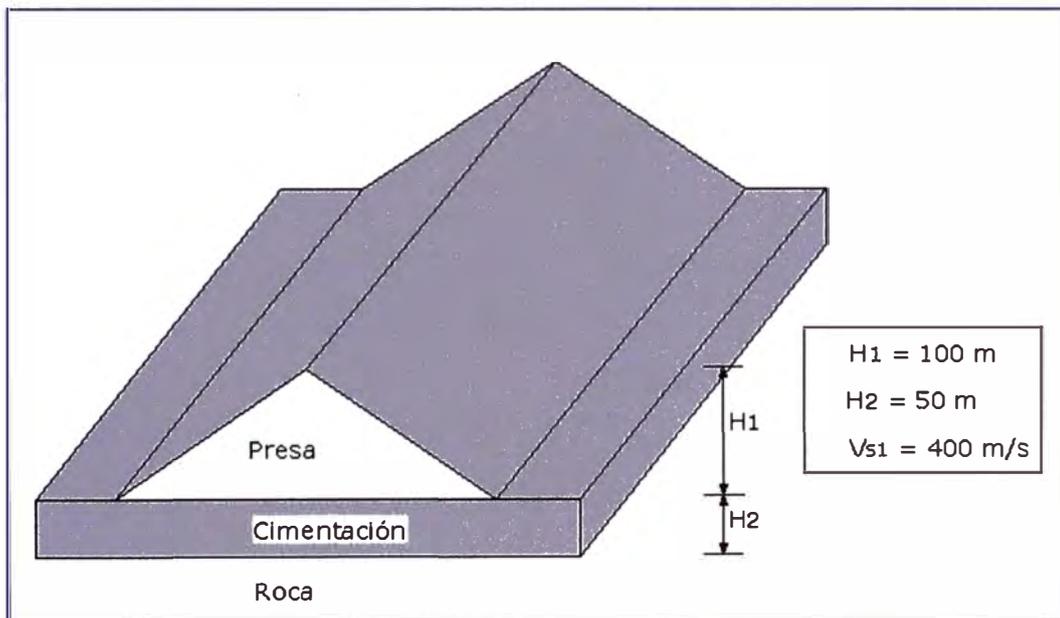


Fig. 3.8: Presa y cimentación en un valle rectangular (Dakoulas, 1990)

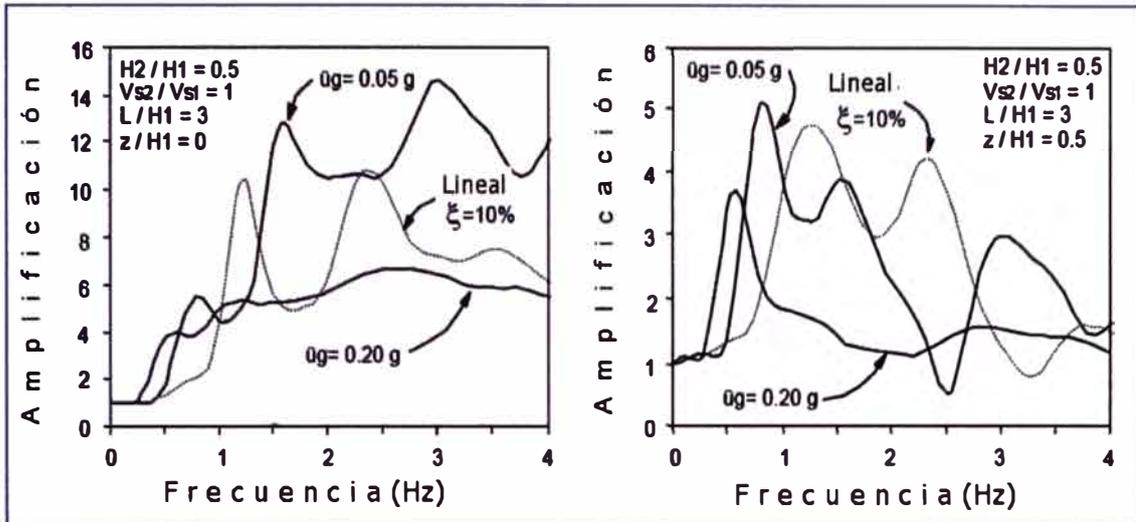


Fig. 3.9: Respuesta no lineal de la sección central de una presa sometida a aceleraciones de 0.05g y 0.20g y respuesta lineal de la presa sometida a una aceleración de 0.20g. A la izquierda amplificación en la corona. A la derecha amplificación a media altura de la presa. (H_1 =espesor de la cimentación; H_2 =altura de la presa; $V_{S1}=V_{S2}$ = Velocidades de ondas S en la presa y en la cimentación, iguales a 400 m/s; L = longitud de la presa, z = profundidad a partir de la cresta (Dakoulas, 1990)

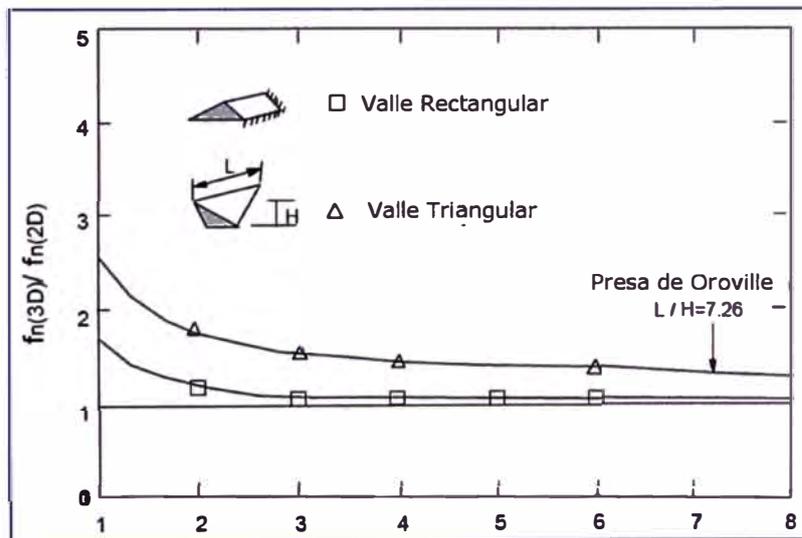


Fig.3.10: Comparación entre análisis tridimensionales (3D) y de deformación plana (2D), para presas en valles triangulares y rectangulares (Makdisi et al., 1982)

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS SÍSMICO DE ESTRUCTURAS DE TIERRA

4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se trata el método pseudo-estático para el análisis de la estabilidad sísmica en presas de tierra, a continuación se detalla el método más empleado para el análisis dinámico de estructuras de tierra es decir el método de elementos finitos, se explican los algoritmos y procedimientos que se utilizan en este para poder evaluar la integración de la ecuación de movimiento en el tiempo y el cálculo de las matrices de masa y el amortiguamiento. También se realiza la descripción de algunos modelos para el análisis dinámico de las estructuras en mención, tales modelos incluyen al modelo equivalente lineal y al modelo no lineal en términos de esfuerzos efectivos. Finalmente se presenta el método de Makdisi-Seed para la evaluación de las deformaciones permanentes inducidas en presas de tierra sometidas a carga sísmica.

4.2 ESTABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DE TIERRA

4.2.1 EVALUACIÓN PSEUDOESTÁTICA.

El método de evaluación más usado en el análisis sísmico de estructuras de tierra consiste en el cálculo del mínimo factor de seguridad contra el deslizamiento cuando una fuerza estática y horizontal de alguna magnitud es incluida en el análisis. El análisis es tratado como un problema estático en el que las estructuras se comportan como cuerpos absolutamente rígidos fijados a su cimentación, experimentando, una aceleración uniforme e igual a la aceleración superficial del terreno. La fuerza horizontal es expresada como el producto de un coeficiente sísmico k_h , y el peso W , de un potencial de masa deslizante. Si el factor de seguridad se aproxima a la unidad, la sección es considerada insegura, aunque no hay un límite reconocido para el valor del mínimo factor de seguridad. Uno de los mayores problemas en este método es la elección del coeficiente sísmico k_h , lo cual es discutido en la sección 4.2.2.

El método pseudoestático se basa en las consideraciones dadas por el método de equilibrio límite. Se han desarrollado una gran variedad de métodos, los cuales en su mayoría se basan en dividir la potencial masa de deslizamiento en un cierto número de dovelas o rebanadas, tal como se ilustra en la Fig. 4.1. Las fuerzas que actúan sobre cada dovela deben encontrarse en equilibrio, tanto para cada dovela, como para la totalidad de la masa deslizante. Algunos métodos consideran sólo equilibrio de fuerzas, otros sólo de momento y otros satisfacen ambos.

Entre los diversos métodos pseudo-estáticos de equilibrio límite que existen, encontramos a los métodos de Fellenius, Bishop Simplificado, Janbu Simplificado, Janbu Generalizado, Spencer, Morgenstern-Price, GLE, Corps of Engineers y Lowe-Karafiath. De los métodos indicados, el más preciso es el de Morgenstern-Price, pero su comprensión y aplicación es laboriosa. En cambio, el de Bishop Simplificado, obtiene muy poca diferencia con los métodos precisos. Whitman y Bailey (1967) analizaron en detalle el Método Simplificado de Bishop, concluyendo que el error cometido al utilizar este método frente a otros más rigurosos es inferior al 7%, siendo en general menor a un 2%. (Barrena y Campaña, 2006)

En la Tabla 4.1 se presentan los factores de seguridad mínimos propuestos por el US Corp of Engineers para presas de tierra (Infantes, 1999):

Tabla 4.1
Factores de seguridad mínimos para el análisis de estabilidad en presas de tierra (US Corps of Engineers)

Condición	Talud Aguas	Talud Aguas
	Arriba	Abajo
I. Al final de la Construcción para presas de mas de 15 m.	1.30	1.30
	1.40	1.40
II. Infiltración Constante	---	1.50
III. Desembalse Rápido	1.50	---
IV. Sismo: Solo condiciones I y II	1.00	1.00

Un inconveniente del método pseudoestático, es que las fuerzas de inercia horizontales no actúan permanentemente en una dirección, estas, fluctúa tanto en magnitud como en dirección. Así mismo, cuando el factor de seguridad se torne menor que la unidad, el talud no sufrirá necesariamente una súbita inestabilidad, pudiendo simplemente sufrir algunas deformaciones de tipo permanente. Otra limitación es considerar en el análisis un único modo potencial de falla, pues vienen siendo observados otros tipos de comportamiento en presas de tierra (Seed et al, 1969; Seed et al, 1975; Seed et al, 1978; Seed, 1979):

- a) Falla por flujo debido a licuación causada por un incremento de las presiones de poro en zonas de materiales no cohesivos.
- b) Fisuras longitudinales cerca a la cresta debido a grandes deformaciones por corte y tracción durante oscilaciones laterales.
- c) Desplazamientos diferenciales en la cresta, pérdida del borde libre debido a desplazamientos laterales o densificación de los suelos.
- d) Fisuras transversales causadas por la deformación de tracción debido a oscilaciones longitudinales.
- e) Fallas por tubificación a través de fisuras en zonas de suelos cohesivos.

4.2.2 COEFICIENTE SÍSMICO EN ESTRUCTURAS DE TIERRA

El resultado de un análisis de estabilidad pseudoestático es críticamente dependiente del valor del coeficiente sísmico k_h . La selección de un apropiado coeficiente es el paso más importante y también el más complicado dentro de este tipo de análisis. El coeficiente sísmico controla la fuerza pseudoestática sobre la potencial masa de falla, por tal razón este valor debe de ser relacionado con la magnitud de la fuerza que se induce sobre el potencial material inestable. Si el material del talud en análisis fuera rígido, la fuerza inercial inducida sobre la potencial masa de falla sería igual al producto de la aceleración horizontal y la masa del material inestable. Esta fuerza inercial alcanzaría su máximo valor cuando la aceleración horizontal alcance su máximo valor. Pero en la realidad las potenciales masas de falla no son totalmente rígidas y la aceleración pico o máxima es sólo alcanzada por un periodo corto de tiempo. Tomando en cuenta este hecho los coeficientes pseudo-estáticos usados en los análisis de

estabilidad corresponden a valores muy por debajo de la aceleración pico. Originalmente Terzaghi (1950) sugirió el uso de $k_h=0.1$, para terremotos severos (Rossi-Forel IX), $k_h=0.2$, para terremotos violentos y destructivos (Rossi-Forel X), y $k_h=0.5$ para terremotos catastróficos. Seed (1979) publicó un listado de criterios de diseño pseudo-estático para 14 presas en 10 regiones sísmicamente activas; 12 de ellas desarrollaron factores de seguridad mínimos entre 1 y 1.5 con coeficientes pseudoestáticos en el rango de 0.1 a 0.12. Marcuson (1981) sugirió que los coeficientes pseudoestáticos apropiados para presas deberían de variar entre un tercio y la mitad de la aceleración pico, incluyendo los efectos de amplificación y deamplificación a los cuales las presas están sometidas. Usando modelos de vigas de corte, Seed y Martin (1966) y Dakoulas y Gazetas (1986) demostraron que la fuerza inercial para un potencial talud inestable en una presa de tierra depende de la respuesta de la presa y que el coeficiente sísmico promedio para una superficie de falla profunda es sustancialmente menor que para una superficie potencial de falla cercana a la cresta.

Seed (1979), también indicó que las deformaciones en presas de tierra construidas de suelos dúctiles (definidos como aquellos que no desarrollan grandes presiones de poros o no muestran más de un 15% de pérdida de resistencia cortante bajo carga cíclica) y sometidas a una aceleración en la cresta menor de 0.75g, son aceptables, desarrollando factores de seguridad mayores a 1.15, considerando coeficientes pseudoestáticos que varían entre $k_h=0.10$ (M=6.5) y $k_h=0.15$ (M=8.25). El uso de este criterio podría permitir el uso de aceleraciones pseudoestáticas bastante pequeñas, del orden del 13 al 20% de la aceleración pico en la cresta.

Hynes-Griffin y Franklin (1984) aplicaron el análisis del bloque de Newmark (1975) a presas de tierra considerando más de 350 acelerogramas ellos concluyeron que, si se obtienen factores de seguridad pseudoestáticos mayores a 1 considerando un coeficiente pseudoestático $k_h = 0.5a_{m\acute{a}x} / g$, no se desarrollarían deformaciones permanentes peligrosas.

En el Perú-no existen todavía normas establecidas para el diseño de presas, por lo que los coeficientes utilizados varían de acuerdo al criterio y experiencia del

diseñador. Es práctica común el cuantificar estos coeficientes según los resultados obtenidos de los estudios de peligro sísmico para la zona de interés. En la Fig. 4.2 se presenta la Zonificación del Coeficiente Sísmico para Presas de Tierra y Enrocado en el Perú (Ruesta et al., 1988); en el cual se sugiere que los coeficientes sísmicos varían entre 0.05-0.25 para presas de tierra y entre 0.05-0.20 para presas de enrocado (presas medianas a pequeñas). Estos coeficientes pueden ser usados en cualquier tipo de estructura de tierra.

Como la anterior discusión lo muestra, no existen reglas totalmente establecidas para la selección de un coeficiente pseudoestático de diseño. Sin embargo parece ser claro que los coeficientes pseudoestáticos dependen de los niveles de aceleración en la masa de falla (incluyendo los efectos de amplificación y deamplificación) y que estos deben de corresponder a alguna fracción de la aceleración pico. Aunque un juicio ingenieril es requerido en todos los casos, el criterio de Hynes-Griffin y Franklin (1984) viene siendo el más apropiado para el análisis pseudoestático de taludes inestables (Kramer, 1996).

4.3 ANÁLISIS DINÁMICO POR EL MÉTODO DE LOS ELEMENTOS FINITOS

El método de los elementos finitos trata al continuo como un ensamblaje de elementos discretos cuyos bordes están definidos por puntos nodales. Se asume que la respuesta del continuo puede ser descrita por la respuesta de los puntos nodales. A continuación se presenta una descripción general del método de elementos finitos, una descripción completa puede ser encontrada en libros dedicados exclusivamente a este tema (Desai y Abel, 1972; Bathe, 1982; Zienkiewicz y Taylor, 1989).

4.3.1 ECUACIONES ELEMENTALES DE MOVIMIENTO

En el método de los elementos finitos, como primer paso el problema de interés es discretizado dividiendo el continuo en elementos como se muestra en la Fig. 4.3. Los desplazamientos dentro de cada elemento ($\{V\}^T = \{u, v\}$) pueden ser expresados en términos de los desplazamientos de los puntos nodales $\{q\}^T = \{u_1, u_2, u_3, u_4, v_1, v_2, v_3, v_4\}$ mediante la ecuación:

$$V = [N]\{q\} \quad (4.1)$$

Donde $[N]$ es la matriz de funciones de forma. La matriz de deformación-desplazamiento, $[B]$, permite determinar las deformaciones (ε) en función de los desplazamientos nodales.

$$\{\varepsilon\} = [B]\{q\} \quad (4.2)$$

Y la matriz de esfuerzo-deformación, $[D]$, relaciona los esfuerzos (σ) y las deformaciones mediante la ecuación:

$$\{\sigma\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (4.3)$$

A continuación para ilustrar el procedimiento del método, tomaremos como ejemplo el caso de un elemento de tipo cuadrilátero, definiendo un sistema de coordenadas locales, (s, t), que mapea los elementos cuadrilateros en cuadrados como se muestra en la Fig. 4.4, y usando las relaciones de deformación-desplazamiento y esfuerzo-deformación, la matriz de rigidez de un elemento puede ser escrita como (asumiendo un espesor unitario en la dirección z):

$$[K_e] = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [D] [B] |J| ds dt \quad (4.4)$$

Donde el jacobiano $|J|$ viene dado por:

$$|J| = \sum \sum x_i \left(\frac{\partial N_i}{\partial s} \frac{\partial N_j}{\partial t} - \frac{\partial N_i}{\partial t} \frac{\partial N_j}{\partial s} \right) y_j \quad (4.5)$$

Una matriz de masa consistente puede ser escrita, asumiendo una densidad constante de cada elemento:

$$[m_e] = \rho \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [N]^T [N] J ds dt \quad (4.6)$$

Así mismo la matriz de amortiguamiento consistente puede ser escrita como:

$$[c_e] = \rho \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [B]^T [\eta] [B] J ds dt \quad (4.7)$$

Donde $[\eta]$ es la matriz de términos de amortiguamiento. Las ecuaciones de movimiento para cada elemento pueden ser escritas como:

$$[m_e] \{\ddot{q}\} + [c_e] \{\dot{q}\} + [k_e] \{q\} = \{Q(t)\} \quad (4.8)$$

Donde el vector de fuerzas para cada elemento viene dado por:

$$\{Q(t)\} = \int_{-1}^1 \int_{-1}^1 [N]^T \{W\} J ds dt + \int_S [N]^T \{T\} dS \quad (4.9)$$

Donde $\{W\}$ es el vector de fuerzas de cuerpo prescritas, y $\{T\}$ es el vector de fuerzas externas que pueden ser aplicadas sobre alguna superficie.

4.3.2 ECUACIÓN GLOBAL DE MOVIMIENTO

Una vez que se tienen las ecuaciones de movimiento para cada elemento, estas son combinadas teniendo en cuenta la compatibilidad de desplazamientos para obtener la ecuación global de movimiento, que para el caso de una carga inducida por el movimiento de la base (sismo) viene dada por la siguiente expresión:

$$[M] \{\ddot{u}\} + [C] \{\dot{u}\} + [K] \{u\} = -[M][1] \ddot{u}_b(t) = \{R(t)\} \quad (4.10)$$

Donde $[M]$ es la matriz global de masa, $[C]$ es la matriz global de amortiguamiento, $[K]$ es la matriz global de rigidez (las cuales se obtienen ensamblando las matrices individuales correspondientes a los elementos) y $-[M]1\ddot{u}_b(t)$ es el vector global de fuerzas nodales inducidas por un movimiento en la base donde $u_b(t)$ está definido por el tiempo-historia de la aceleración en la base.

4.3.3 TAMAÑO MÁXIMO DE ELEMENTOS PARA EL ANÁLISIS DINÁMICO

Un aspecto en el análisis por elementos finitos que requiere cuidadoso control es el escoger el tamaño del elemento, principalmente cuando los efectos de altas frecuencias son importantes, Kuhlemeyer y Lysmer (1973) verificaron que la dimensión de un elemento en dirección de la propagación de las ondas es de fundamental importancia, pues grandes elementos son incapaces de transmitir los movimientos producidos por excitaciones de altas frecuencias. Ellos recomendaron, como regla empírica, que el tamaño de los elementos para una eficiente transmisión del movimiento no debe de ser mayor que 1/8 de la menor longitud de onda esperada en el problema. En estudios más detallados, Celepe y Bazant (1983); Mullen y Belytschko (1982), concluyeron que la relación 1/10 de la menor longitud de onda es un valor bastante razonable para la dimensión máxima de los elementos a emplear en un análisis dinámico.

4.3.4 INTEGRACIÓN EN EL TIEMPO

Los métodos de integración en el dominio del tiempo usualmente utilizados son: el método de Wilson θ y el método de Newmark (ambos implícitos). Estos métodos están detalladamente explicados en el trabajo desarrollado por Parra (1996).

El costo de la integración, es decir el número de operaciones necesarias, es directamente proporcional al número de intervalos de tiempo utilizados en la solución. Por lo tanto, la selección de un intervalo de tiempo apropiado es de fundamental importancia para la eficiencia del esquema numérico. Por un lado,

en el esquema el intervalo de tiempo debe ser lo suficientemente pequeño para así obtener precisión en la solución; así mismo, el intervalo de tiempo no debe ser menor de lo necesario. Dos conceptos fundamentales deben ser entonces considerados para la selección del intervalo de tiempo: estabilidad y precisión de los esquemas de integración en el dominio del tiempo.

Entre algunos de los software de análisis dinámicos del medio el programa GEOSOFTE (Carrión y Parra, 2001) tiene incorporado los métodos de Wilson θ y Newmark, mientras el programa QUAKE/2007 tiene incorporado el método de Wilson θ .

4.3.5 MATRICES DE MASA

Para la simulación de la distribución de la masa existen ciertas formulaciones dentro de las cuales las más comunes son la de matriz de masa consistente y de la matriz de masa concentrada.

Las matrices de masa consistente no requieren mayores consideraciones, estas se obtienen directamente de la integración numérica de las ecuaciones resultantes que envuelven a las fuerzas inerciales. Este tipo de matriz es generalmente evaluada utilizando un orden de integración de tres. Las matrices de masa concentrada se representan solo en forma diagonal y se utilizan algoritmos más simples. Existen varias formas de diagonalización o "lumping", el más usado es el esquema HRZ (Cook et al., 1989) que tiene los siguientes pasos (Infantes, 1999):

- a. Calcular los coeficientes de la matriz de masa consistente.
- b. Calcular la masa total m del elemento finito.
- c. Calcular el número s , sumando los coeficientes de la diagonal principal asociado a los grados de libertad mutuamente paralelos.
- d. Normalizar los coeficientes de una matriz diagonal (matriz de masa concentradas) multiplicando aquellos obtenidos en el paso a por la relación m/s , de modo a preservar la masa total del elemento.

4.3.6 AMORTIGUAMIENTO

El amortiguamiento en los suelos depende del estado de deformaciones y, por lo tanto el valor de amortiguamiento utilizado en cada elemento finito debe estar basado en las deformaciones en el ocurridas localmente. Idriss et al. (1973) sugirieron un procedimiento que permite la utilización, en el dominio del tiempo, de una razón de amortiguamiento individual para cada elemento, basado en la combinación lineal de las matrices de masa y de rigidez (esquema de Rayleigh).

$$[c]_q = \alpha_q [m]_q + \beta_q [k]_q \quad (4.11)$$

Donde:

α_q, β_q : Parámetros dependientes del amortiguamiento y de las características de rigidez del elemento.

$[m]_q$ Matriz de masa para el elemento q.

$[c]_q$ Matriz de amortiguamiento para el elemento q.

$[k]_q$ Matriz de rigidez para el elemento q.

Los parámetros α_q, β_q se expresan de la siguiente manera:

$$\alpha_q = \xi_q \omega_1 \quad (4.12a)$$

$$\beta_q = \frac{\xi_q}{\omega_1} \quad (4.12b)$$

Donde:

ξ_q : Relación de amortiguamiento para el elemento q.

ω_1 : Frecuencia fundamental del sistema.

El valor de ξ_q , es escogido basado en el estado de deformaciones del elemento, el valor de ω_1 es obtenido a partir del conocimiento de los autovalores en un problema de vibración libre no amortiguada. La matriz de amortiguamiento global

por Lysmer y Kuhlemeyer (1969) conocido como contorno de transmisión imperfecta.

Este esquema puede ser interpretado como contornos viscosos conectados a los nodos de la frontera de una malla de elementos finitos, cuyas propiedades son función del tipo de suelo existente en aquella frontera. Este absorbe perfectamente las ondas incidentes con ángulo normal (90°), pero para otros ángulos no es totalmente perfecta, de allí el nombre de transmisión imperfecta. Si se considera una columna de suelo, como en el análisis unidimensional, un amortiguador, con coeficiente $A\rho V$, absorbe por completo las ondas incidentes, considerando a A como el área de la sección transversal, ρ , la densidad de masa del suelo y V , la velocidad de propagación de la onda.

Para problemas bidimensionales (Fig. 4.5) las condiciones de contorno están expresadas por:

$$\{\sigma\} = [V]\{\dot{D}\} \quad (4.15a)$$

$$\{\sigma\} = [\sigma_{zz} \tau_{yz}]^T \quad (4.15b)$$

$$\{\dot{D}\} = [\dot{w} \dot{v}]^T \quad (4.15c)$$

$$[V] = \begin{bmatrix} a\rho V_p & 0 \\ 0 & b\rho V_s \end{bmatrix} \quad (4.15d)$$

Donde:

- σ_{zz}, τ_{yz} : Componentes de la tensión normal y cortante actuantes en el punto considerado del contorno
- V_p, V_s : Velocidad de propagación de onda P y S.
- \dot{w}, \dot{v} : Velocidades en el punto en las direcciones z e y.
- a,b : Coeficientes que minimiza la energía reflejada en el contorno.

Lysmer y Kuhlemeyer, estudiaron la variación de los valores de a y b , de acuerdo a la relación entre la energía reflejada E_r y la energía incidente E_i , considerando ondas P y S propagándose con diferentes ángulos de incidencia (Fig. 4.6). A partir de estos resultados, se sugiere que $a = b = 1$, a pesar de que, conforme a la Fig. 4.6, la absorción de energía no sea perfecta para valores bajos del ángulo de incidencia. Luego la siguiente matriz de amortiguamiento puede ser formada a lo largo del contorno de la malla de elementos finitos:

$$[C_e^B] = \int [N]^T [V] [N] ds \quad (4.16)$$

Donde:

$[N]$ Matriz de las funciones de interpolación.

4.4 APROXIMACIÓN LINEAL EQUIVALENTE DE LA RESPUESTA NO LINEAL.

Las deformaciones cortantes relativamente grandes que suceden en los materiales de una estructura de tierra durante un sismo introducen efectos no lineales que deben ser tomados en cuenta. Este problema fue estudiado por Seed e Idriss (1970), ellos propusieron el método lineal equivalente, en el cual la solución no lineal se obtiene mediante un análisis lineal, en donde las propiedades de rigidez y amortiguamiento sean compatibles con las amplitudes de las deformaciones cortantes efectivas en todos los puntos considerados del sistema (puntos de gauss).

El procedimiento iterativo es el siguiente (Ver Fig.4.7):

- Los valores iniciales del módulo cortante y amortiguamiento son estimados para cada elemento finito, estos valores pueden ser estimados de acuerdo a relaciones empíricas existentes, las cuales fueron mostradas en la sección 2.4.
- Utilizando estas propiedades se calcula la deformación cortante máxima en cada intervalo de tiempo para cada elemento.

- A partir de estos resultados se estiman las deformaciones cortantes efectivas en cada elemento, las cuales son iguales al 65% de la deformación cortante máxima.
- Consultando las curvas de degradación para el material, se observa si el nivel de deformación es compatible con los valores de las propiedades dinámicas utilizadas en la evaluación de la respuesta.
- Si las propiedades del suelo no fueran compatibles, se toman entonces valores de amortiguamiento y de módulo cortante de las curvas para ser empleados en la próxima iteración.
- El proceso se repite hasta que ocurra la convergencia.

4.5 MODELO NO LINEAL EN TÉRMINOS DE ESFUERZOS EFECTIVOS

Como es evidenciado experimentalmente el comportamiento del suelo es altamente no lineal, así mismo en el contexto del análisis sísmico de presas de tierra la respuesta dinámica de estas estructuras en algunos casos está claramente afectada por la generación de excesos de presión de poros durante el movimiento sísmico (materiales susceptibles a licuación). Para capturar este comportamiento y otros claramente evidenciados dentro de un modelo numérico es necesario un análisis estrictamente no lineal, donde los excesos de presión de poros, los esfuerzos efectivos y las propiedades de los materiales son modificadas durante el movimiento.

En el análisis equivalente lineal los excesos de presión de poros son calculados en base a los esfuerzos cortantes picos, Sin embargo estos picos no son conocidos hasta que se ha finalizado el análisis, por lo que los esfuerzos efectivos no cambian durante el movimiento, es decir los excesos de presión de poros pueden ser calculados sólo al finalizar el análisis dinámico. En el análisis dinámico no lineal en términos de esfuerzos efectivos los excesos de presiones de poros son calculados durante el movimiento, siendo modificados a lo largo del mismo.

La relación esfuerzo-deformación para los suelos, especialmente los suelos granulares pueden ser aproximados por una hipérbola tal como se muestra en la Fig. 2.6, esta curva puede ser definida por dos parámetros, los cuales son la

pendiente de la recta tangente a la curva para pequeños valores de deformación y la asíntota horizontal a la curva para valores grandes de deformaciones, la pendiente bajo pequeñas deformaciones está definida por el módulo de corte máximo G_{\max} y la asíntota para deformaciones grandes es definida por la resistencia cortante máxima del suelo. El valor de τ_{\max} pueden ser evaluado de acuerdo al criterio de falla de Mohr Coulomb. Para este tipo de modelo la respuesta del suelo bajo carga cíclica viene gobernada por las siguientes reglas:

1. Para la carga primaria, la curva esfuerzo deformación sigue la trayectoria de la curva esqueleto, la cual fue definida en la sección 2.3.1.
2. Si es que ocurre una inversión de esfuerzos en un punto definido por (γ_r, τ_r) , la curva esfuerzo deformación sigue una trayectoria definida por:

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = F_{bb} \left(\frac{\gamma - \gamma_r}{2} \right) \quad (4.17)$$

En otras palabras las curvas de descarga y recarga tienen la misma forma que la curva esqueleto.

3. Si la curva de descarga o recarga excede la máxima deformación de un ciclo anterior e intersecta la curva esqueleto, esta sigue la trayectoria de la curva esqueleto hasta una nueva inversión de esfuerzos.
4. Si la curva de descarga o recarga actual cruza una curva de descarga o recarga de un ciclo previo, la curva esfuerzo-deformación, sigue la trayectoria de la curva del ciclo previo.

Los modelos que siguen estas cuatro reglas son conocidos como modelos de Masing (Masing, 1926). La Fig.4.8 muestra una trayectoria esfuerzo-deformación típica de este tipo de modelo obtenida mediante el programa QUAKE/W de GEOESTUDIO 2007.

4.6 PROCEDIMIENTOS PARA EVALUAR DEFORMACIONES PERMANENTES INDUCIDAS POR SISMOS

El método de análisis pseudoestático, como todos los métodos de equilibrio límite, provee un índice de estabilidad (factor de seguridad) pero no información

equivalente lineal no brinda información acerca de las deformaciones desarrolladas, debido a la linealidad intrínseca en el mismo. Puesto que la utilidad de un talud después de un sismo es controlada por deformaciones, análisis que predicen desplazamientos en el talud nos dan una información más conveniente de la estabilidad sísmica del talud.

4.6.1 MÉTODO DE NEWMARK

El método de Newmark (1965), fue uno de los primeros métodos planteados para evaluar las deformaciones permanentes en un talud, considerando al mismo como un cuerpo rígido. En el método se evalúa la aceleración de fluencia asociada al talud (la aceleración de fluencia es aquella para la cual se tiene un factor de seguridad igual a 1) y la respuesta dinámica del talud para el sismo considerado, determinando el tiempo historia de las aceleraciones. Cuando el factor de seguridad es menor a 1 (la aceleración calculada es mayor a la aceleración de fluencia) la potencial masa de falla deja de estar en equilibrio, siendo acelerada, y acumulando deformaciones del tipo permanente, estas deformaciones son calculadas por un proceso simple de doble integración de aceleraciones, cuando estas sean mayores a la aceleración de fluencia.

4.6.2 MÉTODO DE MAKDISI-SEED

El método simplificado de estimación de deformaciones inducidas por sismos es un método racional simple, que se aplica a estructuras construidas de materiales arcillosos compactos, arenas secas y suelos granulares densos. Este método aproximado emplea el concepto original propuesto por Newmark (1965) para calcular las deformaciones permanentes, pero se basa en la evaluación de la respuesta dinámica del terraplén propuesta por Seed y Martín (1966), en vez de un comportamiento de cuerpo rígido. El método asume que la falla ocurre en una superficie de deslizamiento bien definida y que el material se comporta elásticamente a niveles de esfuerzo por debajo de la falla, pero por encima de ésta, desarrolla un comportamiento perfectamente plástico. El método simplificado se compone de las siguientes partes:

- a) Se determina una aceleración de fluencia, es decir una aceleración a la cual una superficie potencial de falla desarrollaría un factor de seguridad igual a la unidad. Los valores de aceleración de fluencia están en función de la geometría del terraplén, la resistencia del material y la localización de la superficie potencial de deslizamiento.
- b) Las aceleraciones inducidas por el sismo en el terraplén se determinan por medio de un análisis de respuesta dinámica. Se emplean técnicas de elementos finitos con propiedades del suelo dependiente de la deformación o técnicas unidimensionales más simples. De estos análisis se determinan los tiempo-historia de aceleraciones promedio para superficies potenciales de falla.
- c) En una masa potencial de deslizamiento, cuando la aceleración inducida excede la aceleración calculada, se asume que los movimientos ocurrirán a lo largo de la dirección del plano de falla, y la magnitud del desplazamiento se evalúa por un procedimiento simple de doble integración.

El método se ha aplicado a presas con alturas de 30 a 60 metros, construidas de suelo arcilloso compactado o suelo granular muy denso; pero puede ser aplicable a terraplenes más altos.

La aceleración máxima en la corona de la presa se denomina \ddot{U}_{max} y la aceleración máxima promedio para una masa deslizante potencial hasta una profundidad y , se denomina K_{max} . Seed y Martin (1966) y Ambraseys y Sarma (1967) presentaron relaciones de variación de aceleración máxima con la profundidad en base a modelos de vigas de corte con material viscoelástico. Makdisi y Seed (1977) emplearon el método de elementos finitos para determinar relaciones de aceleración máxima K_{max}/\ddot{U}_{max} con profundidad la profundidad que se presentan en la Fig.4.9 de esta figura conociendo el valor de \ddot{U}_{max} y la superficie de falla, puede calcularse el valor de K_{max} . Las figuras 4.10 y 4.11 presentan los valores de las deformaciones permanentes de la corona de una presa para diferentes magnitudes de

terremotos. La deformación permanente se calcula en base a los valores de K_y/K_{\max} , el periodo de vibración de la estructura y la magnitud del sismo.

Así mismo Makdisi y Seed (1977) desarrollaron un procedimiento simplificado para la evaluación de la aceleración máxima en la corona y el periodo natural de una presa debido a una carga sísmica, para la presa se asume una sección de longitud infinita y material homogéneo con módulo de corte máximo G_{\max} y densidad ρ , el cálculo se inicia asumiendo un valor inicial para el módulo de corte (G).

De acuerdo a la aproximación dada por la viga de corte la aceleración en la corona viene dada por:

$$u_n(t) = \varphi_n \omega_n V_n(t) \quad (4.18)$$

Donde φ_n es el factor de participación modal, para los tres primeros modos este factor toma el valor de 1.60, 1.06 y 0.86, ω_n es la frecuencia natural de vibración para cada modo y $V_n(t)$ representa a la velocidad en la corona para cada modo.

Según la aproximación de la viga de corte las tres primeras frecuencias naturales vienen dadas por las siguientes ecuaciones:

$$\omega_1 = 2.404 \frac{V_s}{H} \quad (4.19a)$$

$$\omega_2 = 5.520 \frac{V_s}{H} \quad (4.19b)$$

$$\omega_3 = 8.654 \frac{V_s}{H} \quad (4.19c)$$

Donde: H y V_s representa a la altura de la presa y la velocidad de corte del cuerpo de la misma.

De la ecuación 4.18 y considerando que para pequeños valores de amortiguamiento la aceleración espectral es aproximadamente igual a $\omega_n V_n(t)$, la aceleración máxima en la corona será:

$$u_{n \max} = \varphi_n S_{an} \quad (4.20)$$

El valor de S_{an} (aceleración espectral) esta disponible fácilmente para la mayoría de registros sísmicos y es función de ω_n y el amortiguamiento. De la ecuación 4.20, la aceleración en la corona para los tres primeros modos está dada por:

$$\ddot{u}_{1 \max} = \varphi_1 S_{a1} = 1.60 S_{a1} \quad (4.21a)$$

$$\ddot{u}_{2 \max} = \varphi_2 S_{a2} = 1.06 S_{a2} \quad (4.21b)$$

$$\ddot{u}_{3 \max} = \varphi_3 S_{a3} = 0.86 S_{a3} \quad (4.21c)$$

Como los valores en cada modo ocurren a diferentes tiempos se tiene que la aceleración máxima en la cresta será aproximadamente

$$\ddot{u} = \sqrt{\sum_{n=1}^3 (\ddot{u}_{n \max})^2} \quad (4.22)$$

Así mismo considerando la aproximación de la viga de corte la deformación cortante equivalente sísmica (65% de la deformación cortante máxima) es expresada mediante:

$$(\gamma_{ave})_{eq} = 0.65(0.30) \frac{H}{V_s^2} S_{a1} \quad (4.23)$$

Habiendo obtenido un nuevo valor para la deformación cortante promedio (ecuación 4.23) un nuevo conjunto de valores para el módulo de corte y el amortiguamiento pueden ser determinados a partir de las curvas de degradación, si los valores son diferentes a los asumidos el proceso debe de ser repetido hasta obtener propiedades compatibles con la deformación.

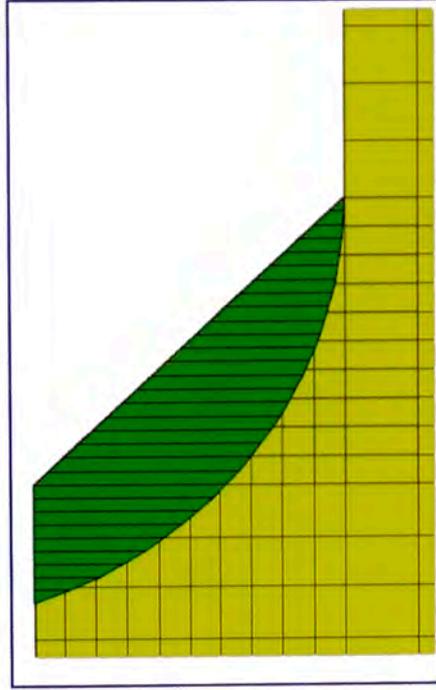


Fig. 4.1: División mediante dovelas para el análisis de estabilidad por el método de equilibrio límite.

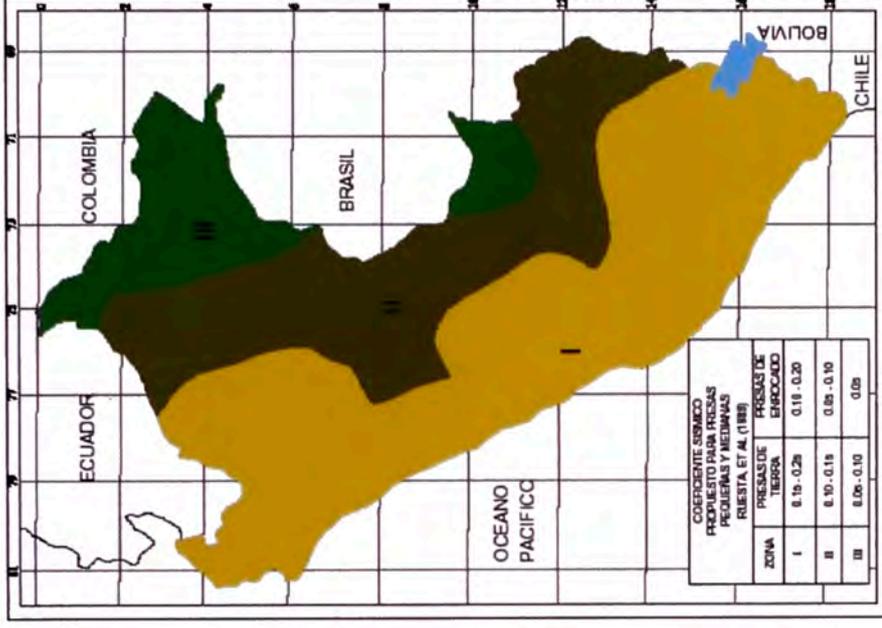


Fig. 4.2: Mapa de zonificación del coeficiente sísmico en el Perú (Ruesta et al., 1988)

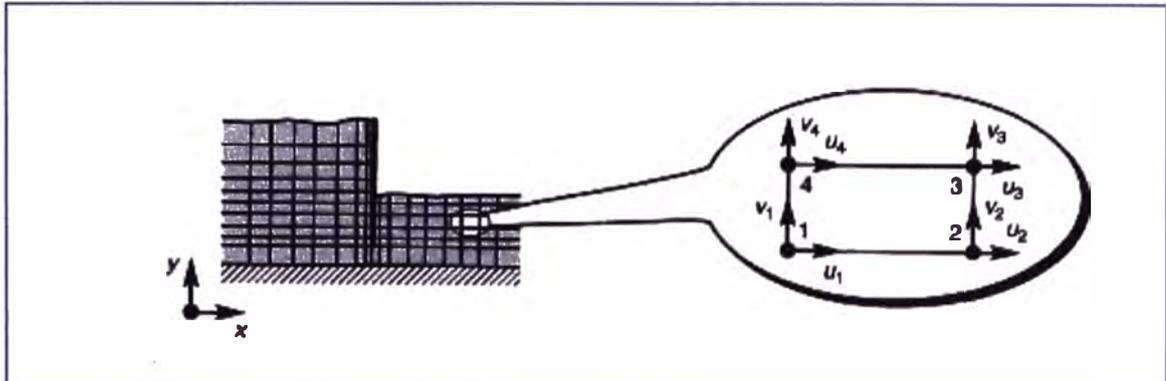


Fig. 4.3: Discretización de una estructura de retención, ilustrando los grados de libertad de un elemento típico de 4 nodos (Kramer, 1996)

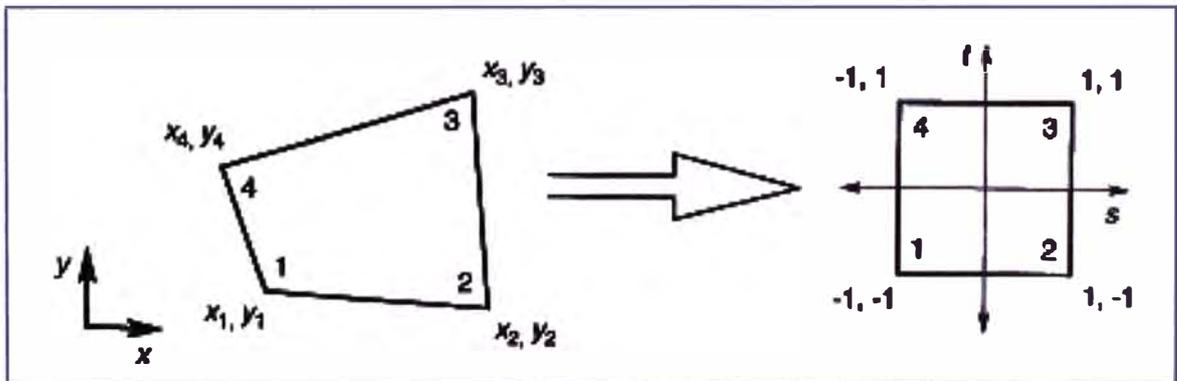


Fig. 4.4: Mapeo de un elemento cuadrilátero irregular en las coordenadas x-y a un cuadrado a en las coordenadas s-t.(Kramer, 1996)

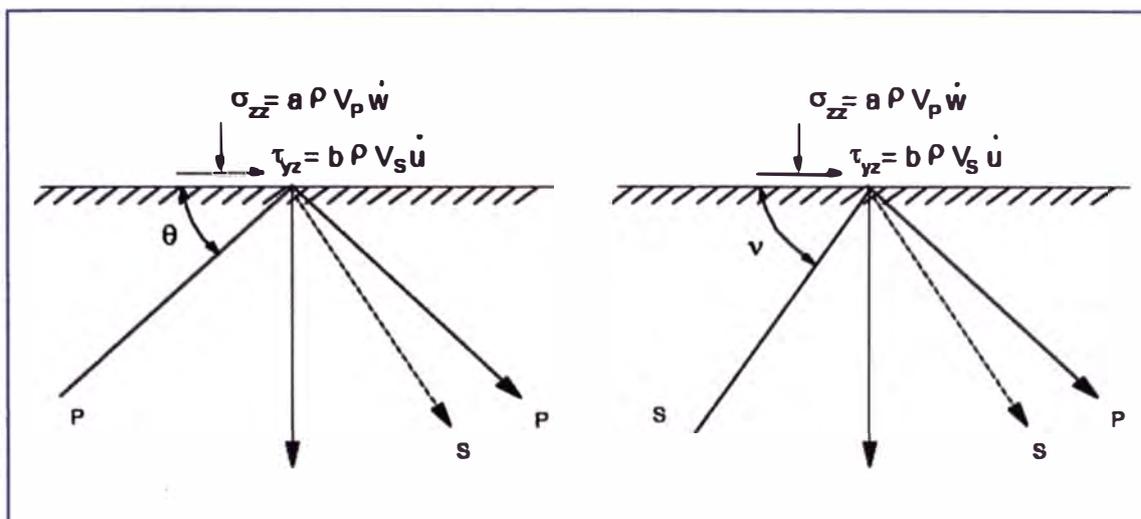


Fig. 4.5: Modelo de contorno viscoso para ondas incidentes P y S (Lysmer et al., 1969)

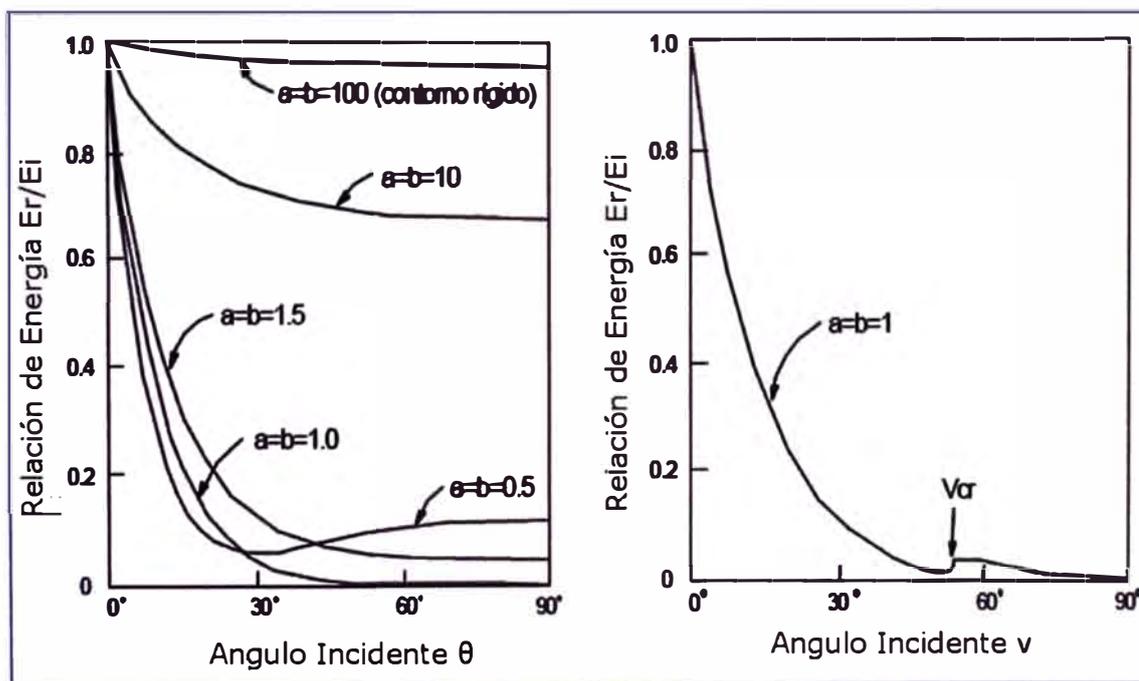


Fig. 4.6: A la izquierda relación de energía para la onda incidente P. A la derecha relación de energía para onda incidente S (Lysmer et al., 1969).

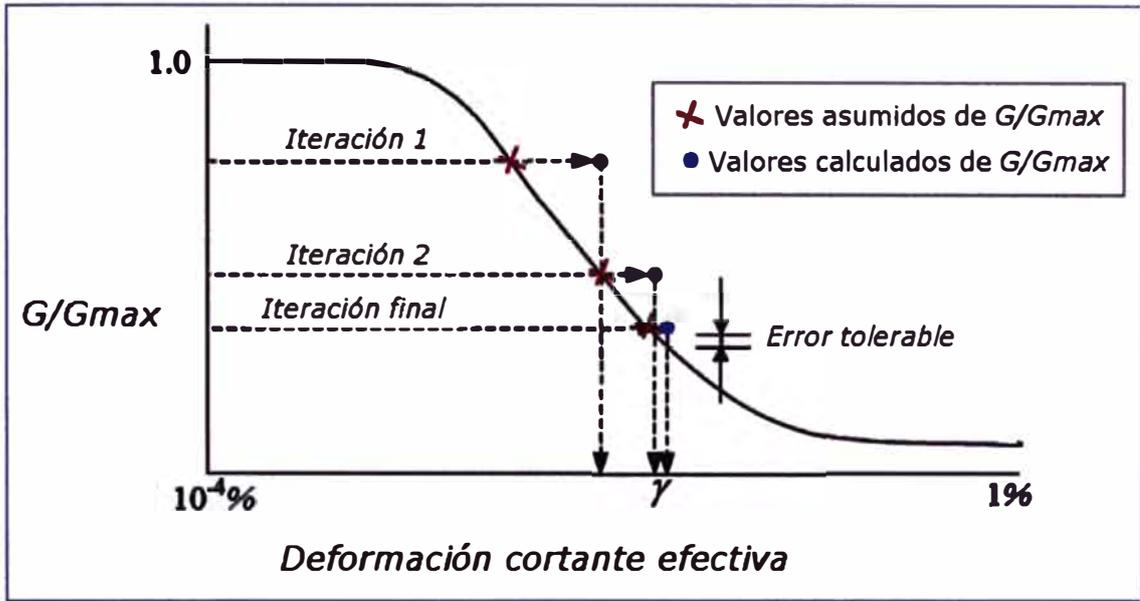


Fig. 4.7: Proceso iterativo usado en el método equivalente lineal.

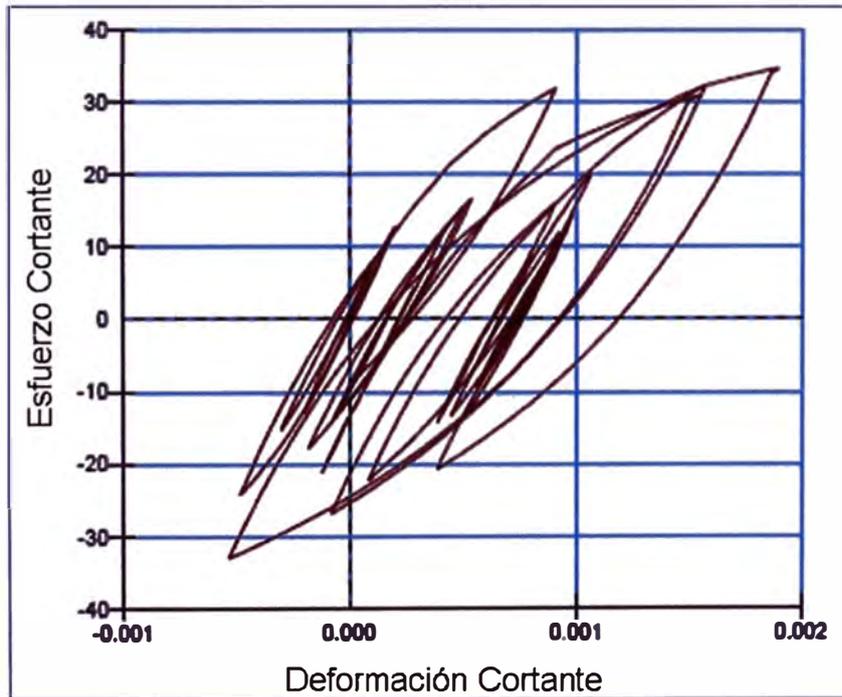


Fig.4.8: Trayectoria de esfuerzo deformación típica obtenida mediante el modelo no lineal en términos de esfuerzos efectivos, incorporado en el programa QUAKE/W2007.

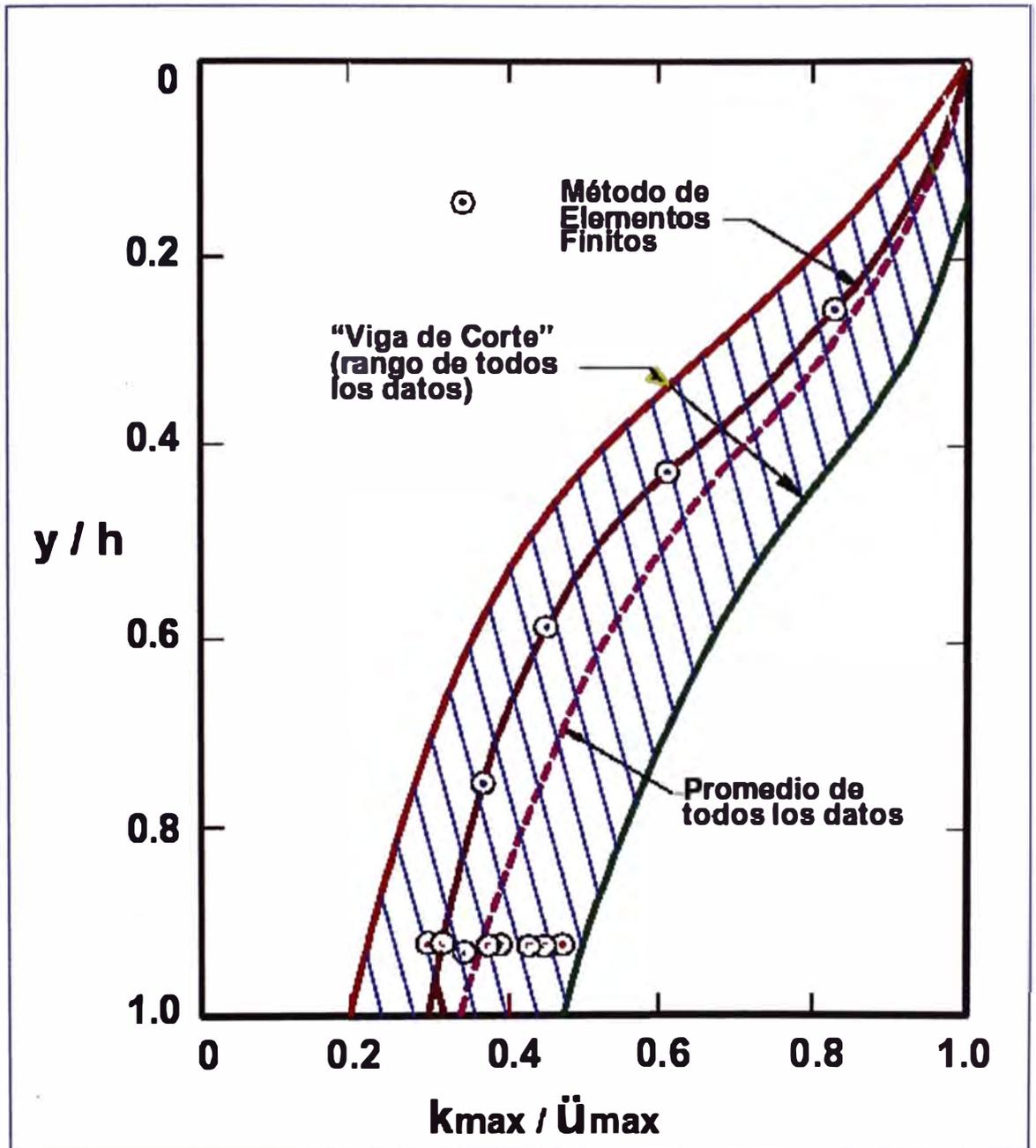


Fig.4.9: Variación de la relación de aceleraciones máximas con la profundidad de la masa deslizante. (Makdisi y Seed, 1977)

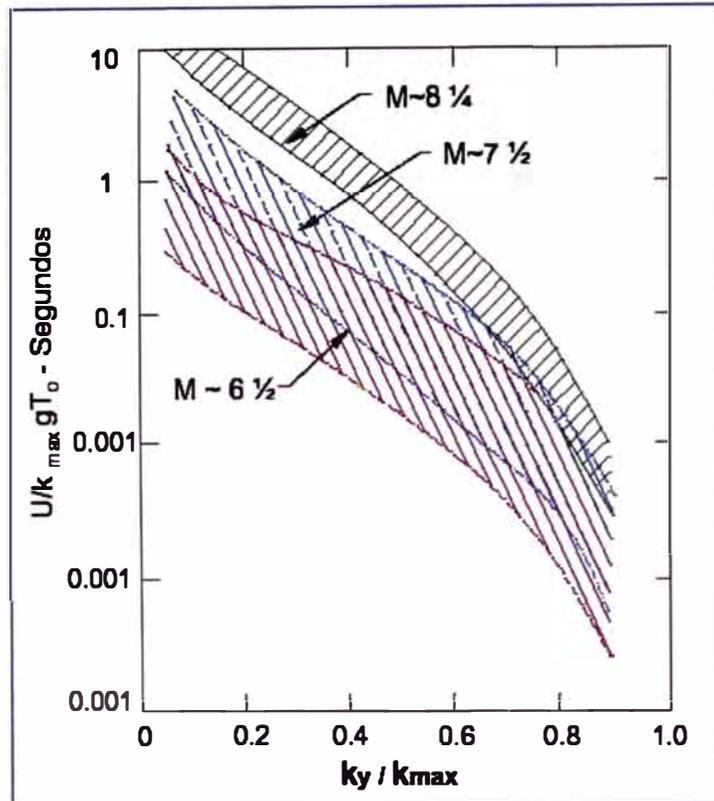


Fig.4.10: Variación del desplazamiento permanente normalizado con la aceleración de fluencia. Resumen de datos. (Makdisi y Seed, 1977)

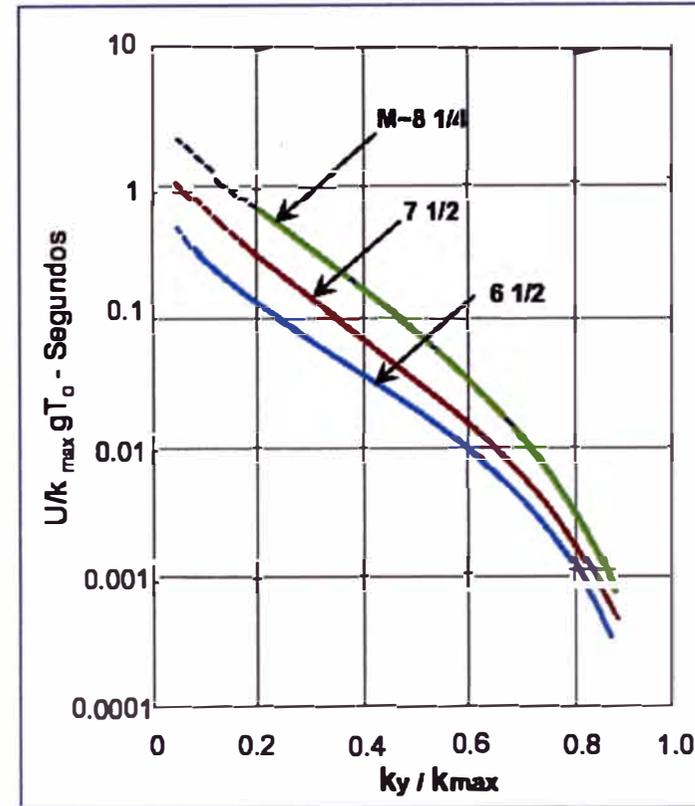


Fig.4.11: Variación del desplazamiento permanente promedio normalizado con la aceleración de fluencia. (Makdisi y Seed, 1977)

CAPITULO V

CALIBRACIÓN DEL MODELO PARA LA PRESA YURACMAYO

5.1 REGISTROS SÍSMICOS OBTENIDOS DE LA PRESA YURACMAYO.

La presa Yuracmayo ha sido instrumentada en el año 2003 con dos acelerómetros, uno ubicado en la zona de mayor altura de la corona de la presa, que corresponde a una sección situada aproximadamente en la tercera parte de la longitud total de la presa medida a partir del estribo derecho, mientras que el segundo acelerómetro se encuentra en un túnel de inspección del estribo derecho instalado en el basamento rocoso al nivel de la cimentación de la presa. En la Fig. 5.1 se observa la distribución de los acelerómetros dentro del cuerpo de la presa, en la Fig. 5.2(a) se muestra el acelerómetro instalado en la base, y en la Fig. 5.2 (b) se observa el acelerómetro instalado en la corona. En la Tabla 5.1 se muestran los eventos sísmicos más representativos registrados por los acelerómetros instalados en la presa durante el periodo de monitoreo sísmico (2004 -2008). Estos eventos tienen magnitudes entre 4.1 y 7.0 ML.

Tabla 5.1 – Eventos Sísmicos Registrados durante el periodo de monitoreo en la presa Yuracmayo

Fecha	Hora GMT	Latitud	Longitud	Prof.	Mag.
		S	W	Km	ML
02/04/2004	11:55	12.98	77.13	37	4.5
18/04/2004	19:52	12.23	76.4	74	4
16/02/2005	22:12	11.30	76.32	121	5.2
02/03/2005	08:48	11.83	76.15	132	5.0
18/04/2005	19:53	12.61	76.7	57	4.1
15/08/2007	18:40	13.67	76.76	33	7
29/03/2008	07:51	12.25	77.25	51	5.3

Los epicentros de estos eventos se ubican tanto en el campo cercano como en el campo lejano. En las Fig. I.1 a I.6 del Anexo I, se muestran los acelerogramas de los sismos registrados, los eventos registrados se procesaron según rutinas establecidas, tales como corrección por línea base, filtrado de frecuencias, etc. Así mismo en las Fig. I.7 a I.12 se muestran los espectros de respuesta para los

sismos registrados. Se omitieron los registros del 15/08/2007 debido a que este sismo fue sólo registrado en el acelerómetro de la corona por saturación de memoria del acelerómetro instalado en el túnel.

5.2 MODELOS INICIALES DE ELEMENTOS FINITOS PARA LA PRESA YURACMAYO.

Como se ha mencionado la presa Yuracmayo se encuentra debidamente instrumentada con acelerómetros para el registro de movimientos sísmicos, por lo que se usarán los registros obtenidos en el lugar de emplazamiento de la presa, tanto en la base como en la corona, para calibrar un modelo de elementos finitos con el que se pueda obtener una respuesta cercana a la real en la estructura, la validación del modelo se realizará comparando los espectros de respuesta reales registrados en el acelerómetro de la corona y los espectros de respuestas teóricos obtenidos en la corona mediante el análisis dinámico de la presa usando los sismos registrados en la base.

5.2.1 PROPIEDADES DE LOS MATERIALES.

Con fines de caracterizar los materiales de la cimentación en el lugar del emplazamiento de la presa fueron ejecutadas perforaciones diamantinas (Ver plano P-I del Anexo VII) con un total de 988m, de los cuales 4 sondeos fueron ejecutados en la cimentación de la presa en el estribo derecho y 2 sondeos, ubicados en el eje y salida de la galería de descarga de fondo. Las demás perforaciones fueron ejecutadas en el eje del río (aguas arriba y aguas abajo de la presa) y en la morrena de la margen izquierda, así mismo durante la fase de construcción se ejecutaron perforaciones complementarias. Por otra parte se realizaron ensayos de refracción sísmica, los cuales estuvieron a cargo del Instituto Geológico Minero y Metalúrgico (INGEMMET). Estos ensayos y las perforaciones ejecutadas permitieron caracterizar los materiales de la cimentación así como al basamento rocoso encontrándose para este tres posibles grados de fracturamiento disminuyendo con la profundidad (To III, To II, To I).

Para la construcción del cuerpo de la presa se usaron canteras cercanas de material morrénico, considerándose tres posibles canteras dos de ellas situadas en las morrenas de la margen derecha y margen izquierda, y la tercera una cantera de agregados situada a una distancia mayor aguas arriba del emplazamiento de la presa. En la Fig. 5.3 se pueden observar los diversos materiales de la cimentación y el cuerpo de la presa, para la sección que se pretende analizar, la cual corresponde a la progresiva 180 (perfil E-E' en el plano P1). Por otra parte, durante las diversas fases del proyecto se realizaron ensayos de laboratorio para las muestras obtenidas de las calicatas, controles geotécnicos, sondeos y trincheras de los diversos componentes de la presa (estos ensayos fueron realizados en Suiza por la firma GEOTEST y en la Pontificia Universidad Católica del Perú) permitiendo obtener las propiedades físicas y mecánicas que se muestran en la Tabla 5.2. A continuación se realiza una descripción general de los principales materiales de la presa Yuracmayo.

a) Material del Núcleo de la Presa

Este material proviene de las canteras de morrenas situadas en las márgenes derecha e izquierda de la presa, ha sido clasificado como una grava arcillosa (GC). De acuerdo a los controles geotécnicos y a los ensayos estándar realizados en las muestras de este material se revela que tiene un porcentaje de gravas que varía entre 35.00 a 50.4%, el de arenas entre 30.00 a 43.80%, mientras que el de arcilla entre 15.00 a 25.80%. Se encontró un Límite Líquido (LL) de 18.00 a 28.00% y un Índice de Plasticidad (IP) de 5.00 a 11.60%. Los parámetros de resistencia se muestran en la Tabla 5.2. La densidad seca máxima del ensayo Proctor fue en promedio de 1.97 Tn/m³ con un contenido de agua óptimo de 11.5%.

b) Material Morrénico de Espaldones

Este material proviene de las canteras de morrenas situadas a ambos márgenes de la presa, ha sido clasificado como una grava arcillosa limosa (GC-GM). Los ensayos realizados en este material muestran un contenido de grava promedio de 48.70%, un contenido de arena promedio de 37.10%, y un contenido de finos promedio de 14.2%, así mismo se encontró un Límite Líquido promedio de

21.9%, y un Límite Plástico promedio de 15.20%. La densidad seca máxima del ensayo Proctor fue en promedio de 2.01 Tn/m³ con un contenido de agua óptimo de 10.4%.

c) Filtro y Dren

Los materiales para el filtro provienen de una cantera de aluviones, presentan un contenido promedio de grava 18.40%, arena 79.50% y arcilla 2.10% siendo clasificados como una arena bien graduada (SW). Por otra parte los materiales para el dren provienen de la misma cantera presentando un contenido promedio de grava 97.5%, arena 2.4% y un contenido mínimo de finos, siendo clasificados como una grava bien graduada (GW) y en algunos casos como una grava pobremente graduada (GP).

d) Aluviones del Cuerpo de La Presa

Este material proviene de las canteras de aluviones, ha sido clasificado como una grava bien graduada (GW). Los ensayos realizados en este material muestran un contenido de grava promedio de 72.30%, un contenido de arena promedio de 23.40%, y un contenido de finos promedio de 4.30%, así mismo se encontró un Límite Líquido promedio de 21.40%, y un Límite Plástico promedio de 14.600%. La densidad seca máxima del ensayo proctor fue en promedio de 2.24 Tn/m³ con un contenido de agua óptimo de 10.4%.

e) Depósitos Lagunares

Materiales predominantemente limosos con contenidos de los mismos entre 5-50%, 25% de arcilla en promedio, y menos de 5% de arena, presentando un Límite Líquido promedio (LL) de 29, y un Límite Plástico (LP) promedio de 16, este material ha sido clasificado como una arcilla de baja compresibilidad (CL) y en algunos casos como una arcilla limosa de baja compresibilidad (CL-ML). Como puede observarse en el Plano P-I del Anexo VII, este depósito es masivo a lo largo de la cimentación.

f) Depósitos Aluviales

Los depósitos aluviales se encontraron debajo del nivel freático, se obtuvieron muestras de estos ensayos mediante los sondajes SP-12, SP-16 Y SP-17, que se muestran en el Plano P-I. De los ensayos estándar se obtuvo una curva granulométrica similar a la de la cantera de aluviones (aluviones del cuerpo de la presa). Se clasificó al material como una grava arcillosa bien graduada (GW-GC).

g) Depósitos Fluviolagunares

Con respecto a los depósitos fluviolagunares no fue posible la excavación de calicatas, pero se realizaron los sondajes SP-12 y SP-6, se encontraron gravas arenosas subredondeadas así como en algunos casos arenas gravosas con buena proporción de limos. El material fue clasificado como una grava limosa pobremente graduada (GP-GM).

h) Depósitos Morrénicos

Como depósitos morrénicos se encontraron, un depósito de morrena frontal y un depósito de morrena de fondo. En el depósito de morrena frontal se encontraron mezclas mal graduadas de grava, arena y finos, con contenido de grava variando de 30 a 65%, contenido de arena variando de 20 a 60% y finos variando de 5 a 20%. La clasificación para los materiales de este depósito fue diversa variando entre las siguientes clasificaciones GP, GM, SP Y SM.

Respecto a los depósitos morrenicos de fondo, fueron pocos los sondajes que llegaron hasta este material, se encontraron materiales conteniendo gravas mal graduadas subangulares a subredondeadas con arena y limos en proporciones variables, encontrándose también presencia de bolones haciéndose mas numerosos conforme se avanza en profundidad, en general este depósito es mas grueso respecto al depósito de la morrena frontal.

i) Basamento Rocoso

Las rocas volcánicas cenozoicas conforman la mayor parte de los depósitos de la margen derecha en profundidad, especialmente a partir del eje de la presa

hacia aguas abajo, estas rocas han sido clasificadas como Tobas Riolíticas, así mismo de acuerdo a su grado de fracturamiento han sido clasificadas como To III, To II y To I (de mayor a menor fracturamiento). La permeabilidad alcanzada después de los tratamientos a la cimentación mediante pantallas de impermeabilización fue en promedio de $9E-05$ cm/s. Las velocidades de ondas P obtenidas del ensayo de refracción variaron entre los siguientes límites: 300-600 m/seg para la roca To III, 1000 -1600 m/seg, para la roca To II, y mayores a 2500m/seg para la roca To I. Las propiedades mecánicas y de resistencia se muestran en la Tabla 5.2.

Tabla 5.2 - Propiedades físicas y mecánicas de los materiales de la Presa Yuracmayo

Material.	Clasificación	γ (KN/m ³)	C' (KN/m ²)	ϕ'_o (°)	IP
Dep. Aluviales	GW-GC	21.58	0	35.00°	12.10
Fluviolagunar	GP-GM	21.58	13.734	35.00°	12.50
Lagunar	CL/CL-ML	19.62	20.601	28.00°	13.00
Roca(To-I)	toba riolítica	23.54	113.796	34.02°	---
Roca(To-II)	toba riolítica	22.56	114.777	37.87°	---
E.aguas arriba	GC-GM	21.58	0	40.00°	6.10
Eaguas abajo	GC-GM	21.48	0	40.00°	6.70
Filtro	SW	20.60	0	36.50°	---
Dren	GW o GP	20.60	0	36.50°	---
Nucleo	GC	21.28	0	40.00°	8.30
Aluviones	GW	22.36	0	36.50°	6.80

Los valores de los módulos cortantes máximos (G_{max}) de los materiales del cuerpo de la presa y los materiales granulares de la cimentación se evaluaron según las relaciones empíricas de la Tabla 2.1, así mismo el modulo cortante máximo para los depósitos lagunares fue evaluado en base a los ensayos SPT realizados y usando la ecuación 2.30, el módulo cortante máximo para el basamento rocoso fue evaluado en base a los ensayos geofísicos realizados.

En el Anexo II se muestran los valores evaluados del módulo cortante máximo para los materiales del cuerpo de la presa y los materiales de la cimentación, los valores del esfuerzo de confinamiento fueron estimados como valores promedios de los esfuerzos geoestáticos existentes.

5.2.2 MODELOS PLANTEADOS

Como ha sido mencionado se pretende validar un modelo de elementos finitos, con esta finalidad se plantearon modelos considerando como parámetros de sensibilidad los módulos cortantes máximos de los diversos materiales de la presa (Ver Anexo II), y las condiciones de contorno impuestas. Para estimar el tamaño máximo de los elementos se siguieron las recomendaciones dadas en la sección 4.3.3. El tamaño máximo estimado de los elementos para el cuerpo de la presa (donde se tiene una velocidad promedio de ondas de corte de 285.17 m y una altura aproximada de 56m) se muestra en la Tabla 5.3. Las frecuencias fundamentales fueron estimadas considerando el modelo de la viga de corte, según las siguientes relaciones:

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \left(2.404 \frac{V_s}{H} \right) \quad (5.1a)$$

$$f_2 = \frac{1}{2\pi} \left(5.520 \frac{V_s}{H} \right) \quad (5.1b)$$

$$f_3 = \frac{1}{2\pi} \left(8.654 \frac{V_s}{H} \right) \quad (5.1c)$$

Tabla 5.3 – Tamaño máximo de los elementos finitos considerados en el enmallado

Vs(m/s)	H(m)	f1 (Hz)	f2(Hz)	f3(Hz)	Tamaño máximo(m)
285.17	56	1.9	4.5	7.0	5.1

Para realizar el enmallado se usaron elementos finitos triangulares con nodos secundarios, se consideró un total de 2655 elementos y 5490 nodos. Los modelos de elementos finitos planteados fueron los siguientes:

1. Modelo 1 considerando los valores más altos de los módulos de rigidez para los diversos componentes de la presa y la malla de elementos finitos de la Fig.5.4 (en esta figura las condiciones de borde están impuestas mediante amortiguadores imperfectos en los bordes y apoyos fijos en la base).

2. Modelo 2 considerando los valores más bajos de los módulos de rigidez para los diversos componentes de la presa y la malla de elementos finitos de la Fig.5.4.
3. Modelo 3 considerando los valores promedios para los módulos de rigidez máxima de los diversos componentes de la presa y la malla de elementos finitos de la Fig.5.4.
4. Modelo 4 en el cual se varió la rigidez del depósito lagunar del valor promedio al valor mínimo (manteniendo las rigideces promedios en los otros materiales) con el fin de analizar la influencia de este depósito sobre la respuesta. Se consideró la malla de elementos finitos de la Fig. 5.4.
5. Modelo 5 considerando las propiedades del tercer modelo, pero sin considerar amortiguadores imperfectos (Fig. 5.5).
6. Modelo considerando las propiedades del tercer modelo, en cuanto a módulos cortantes, pero considerando apoyos fijos en la dirección y (Fig.5.6).

Los valores máximos, mínimos y promedios considerados para los módulos de corte máximos de los diversos materiales del cuerpo de la presa pueden ser observados en el Anexo II, así mismo las mallas consideradas de elementos finitos se observan en las figuras 5.4, 5.5 Y 5.6.

5.3 EVALUACIÓN DE ESFUERZOS ESTÁTICOS DE LA PRESA YURACMAYO.

Para realizar el análisis dinámico de los modelos planteados, como primer paso se deben de calcular las condiciones iniciales existentes, con este fin se calculan las condiciones de flujo y se evalúa la distribución de la presión de poros en la presa, a continuación se utiliza esta distribución para el cálculo de los esfuerzos efectivos iniciales en el cuerpo de la presa mediante un análisis de esfuerzos.

Las permeabilidades consideradas para el cálculo de flujo (permeabilidades bajo condiciones de saturación) fueron las que se muestran en la Tabla 5.4, cabe mencionar que estas son permeabilidades promedios obtenidas de los diversos ensayos realizados.

Tabla 5.4- Permeabilidades para los materiales de la presa Yuracmayo.

Material.	Ksat(m/s)
Dep. Aluviales	1.00E-05
Fluvio lagunar	3.00E-04
Lagunar	1.20E-09
Roca Base	9.00E-07
Roca	9.00E-07
E.aguas arriba	1.00E-05
Eaguas abajo	1.00E-05
Filtro	1.00E-04
Dren	1.00E-04
Núcleo	1.00E-07
Materiales aluviales	1.00E-05

Para el cálculo de Flujo y la distribución de la presión de poros se usaron los programas PLAXFLOW, SLIDE y SEEP/W de GEOESTUDIO 2007.

Los resultados obtenidos se muestran en las figuras 5.7, 5.8 y 5.9. Se observa la coherencia de los resultados entre los programas utilizados, obteniendo una variación de la presión de poros entre -200 y 800 KPa, para el cuerpo de la presa y la cimentación debajo de ella.

Para el cálculo de los esfuerzos efectivos iniciales se consideraron las propiedades mecánicas y de resistencia de la Tabla 5.2. Se usó el programa SIGMAW de GEOESTUDIO 2007, donde se consideró un modelo estático lineal (debido a que se desea evaluar los esfuerzos más no las deformaciones), por lo que los esfuerzos calculados fueron independientes de la variación de las rigideces de los componentes de la presa, así mismo los esfuerzos iniciales no presentan sensibilidad respecto a las condiciones de contorno (bordes suficientemente alejados del cuerpo de la presa), por estas razones las

condiciones de esfuerzos iniciales calculadas fueron comunes a todos los modelos planteados.

Los resultados de los esfuerzos efectivos verticales calculados se muestran en la Fig.5.10. Se encontró un esfuerzo vertical efectivo promedio de 200 KPa para el espaldón aguas arriba, un esfuerzo vertical efectivo promedio de 400 KPa para el espaldón aguas abajo, así mismo para el núcleo de la presa se encontró un valor promedio de 500 KPa; el valor máximo encontrado para la malla considerada fue cercano a los 1600 KPa, en el basamento rocoso.

5.4 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA PARA LOS MODELOS PLANTEADOS.

Considerando las condiciones de flujo y las condiciones de esfuerzos iniciales calculadas (las condiciones iniciales de flujo y las condiciones de esfuerzos iniciales son similares para los modelos planteados) se realizó el cálculo dinámico para los modelos planteados usando el modelo equivalente lineal, el cual está incorporado en el programa QUAKE/W de GEOESTUDIO 2007. Para el cálculo se consideraron los dos sismos más representativos registrados durante el periodo de monitoreo, los cuales corresponden a los sismos del 16/02/2005 y del 29/03/2008.

Las curvas de degradación del módulo cortante para los materiales de la presa son mostradas en el Anexo III. La curva de reducción para la roca base fue tomada del programa Edushake, mientras que las curvas para el filtro y el dren fueron estimadas de acuerdo a la bibliografía existente (Seed e Idriss, 1970; Seed et al., 1984; Sun et al., 1988); al contar con límites de consistencia para los demás materiales las curvas de degradación fueron estimadas según las relaciones de Ishibashi y shang (1993). Los valores numéricos calculados se muestran en el Anexo III.

Los resultados de los análisis dinámicos para el sismo del 29/03/2008 son mostrados en las Figuras 5.11 a 5.13. En estas figuras se pueden observar los espectros de respuesta calculados en la corona (para los modelos planteados), comparados con el espectro de respuesta real registrado en la corona. El modelo

3 fue el más representativo por lo que se consideró este modelo para realizar un análisis dinámico equivalente lineal adicional de la presa, para el sismo del 16/02/2005. En la Fig. 5.14 se muestra el espectro de respuesta calculado, graficado junto al espectro de respuesta real, para este último análisis.

5.5 CALIBRACIÓN FINAL DEL MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Para el análisis equivalente lineal el modelo más representativo fue el modelo 3, resultando bastante adecuado para representar la respuesta real de la presa (para el sismo del 29/03/2008 las aceleraciones espectrales calculadas para los dos primeros modos de vibración son cercanas a las reales), con la salvedad de presentar una excesiva amplificación para periodos altos (Ver Fig. 5.13). Para la calibración final del modelo se realizó un análisis no lineal, considerando el modelo no lineal incorporado dentro del programa QUAKE/W de GEOESTUDIO 2007. Se consideraron las propiedades del modelo 3 y los sismos del 16/02/2005 y del 29/03/2008, el espectro de respuesta calculado para el sismo del 29/03/2008 se muestra graficado junto al espectro de respuesta real en la Fig.5.15, así mismo en la Fig.5.16 se muestra el espectro de respuesta calculado para el sismo del 16/02/2008 graficado junto al espectro de respuesta real. En la Tabla 5.5 se muestran las aceleraciones espectrales reales y las calculadas para el sismo del 29/03/2005, correspondientes al primer y segundo modo respectivamente En la Tabla 5.6 se muestran las aceleraciones espectrales reales y las calculadas considerando el sismo del 16/02/2005 para los mismos dos primeros modos.

Tabla 5.5 – Aceleraciones espectrales reales y calculadas (en gals) para el sismo del 29/03/2008

	Primer Modo	Segundo Modo
Espectro real	63.75	74.47
Espectro calculado	60.00	63.24
Error (%)	5.80	15.08

Tabla 5.6 – Aceleraciones espectrales reales y calculadas (en gals) para el sismo del 16/02/2005

	Primer Modo	Segundo Modo
Espectro real	4.65	5.17
Espectro calculado	4.54	4
Error (%)	2.37	22.63

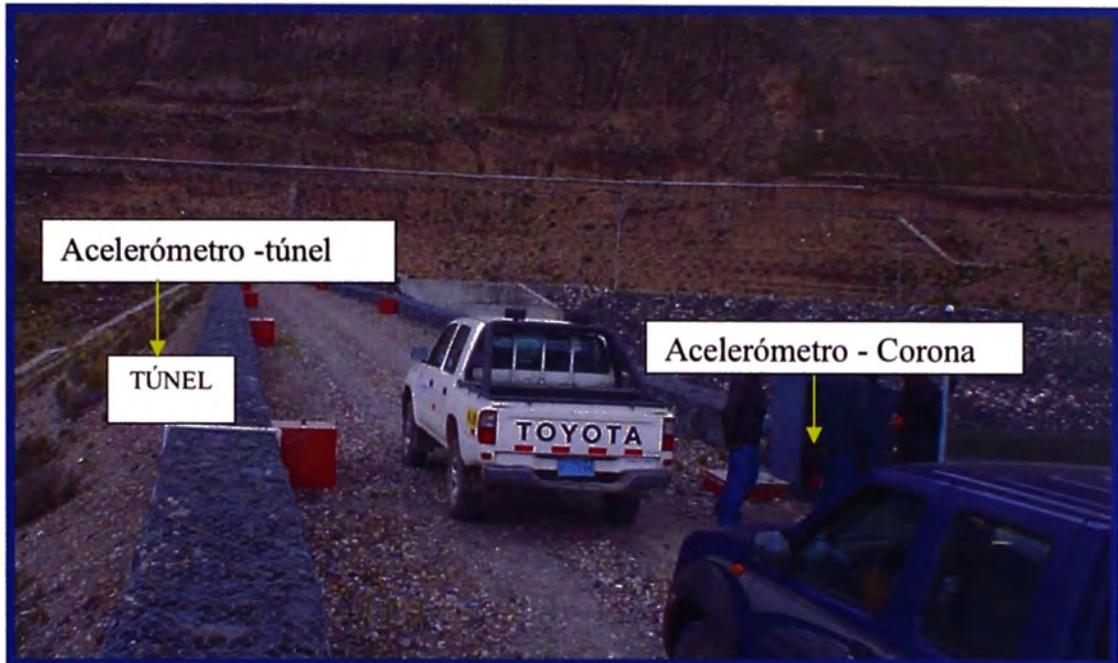


Fig. 5.1: Disposición de los acelerómetros instalados en la presa Yuracmayo.

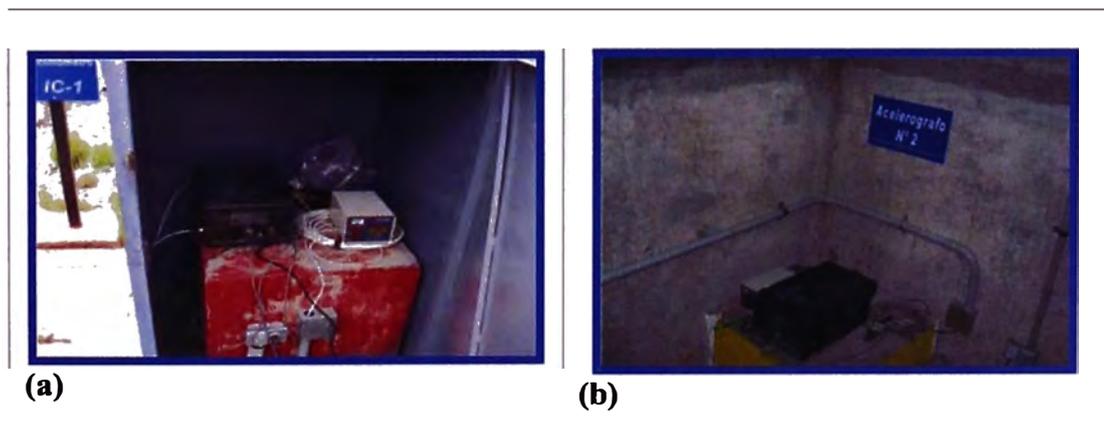


Fig.5.2: (a) Acelerómetro instalado en la corona de la presa (b) Acelerómetro instalado en el túnel de la presa.

SECCIÓN DE ANÁLISIS

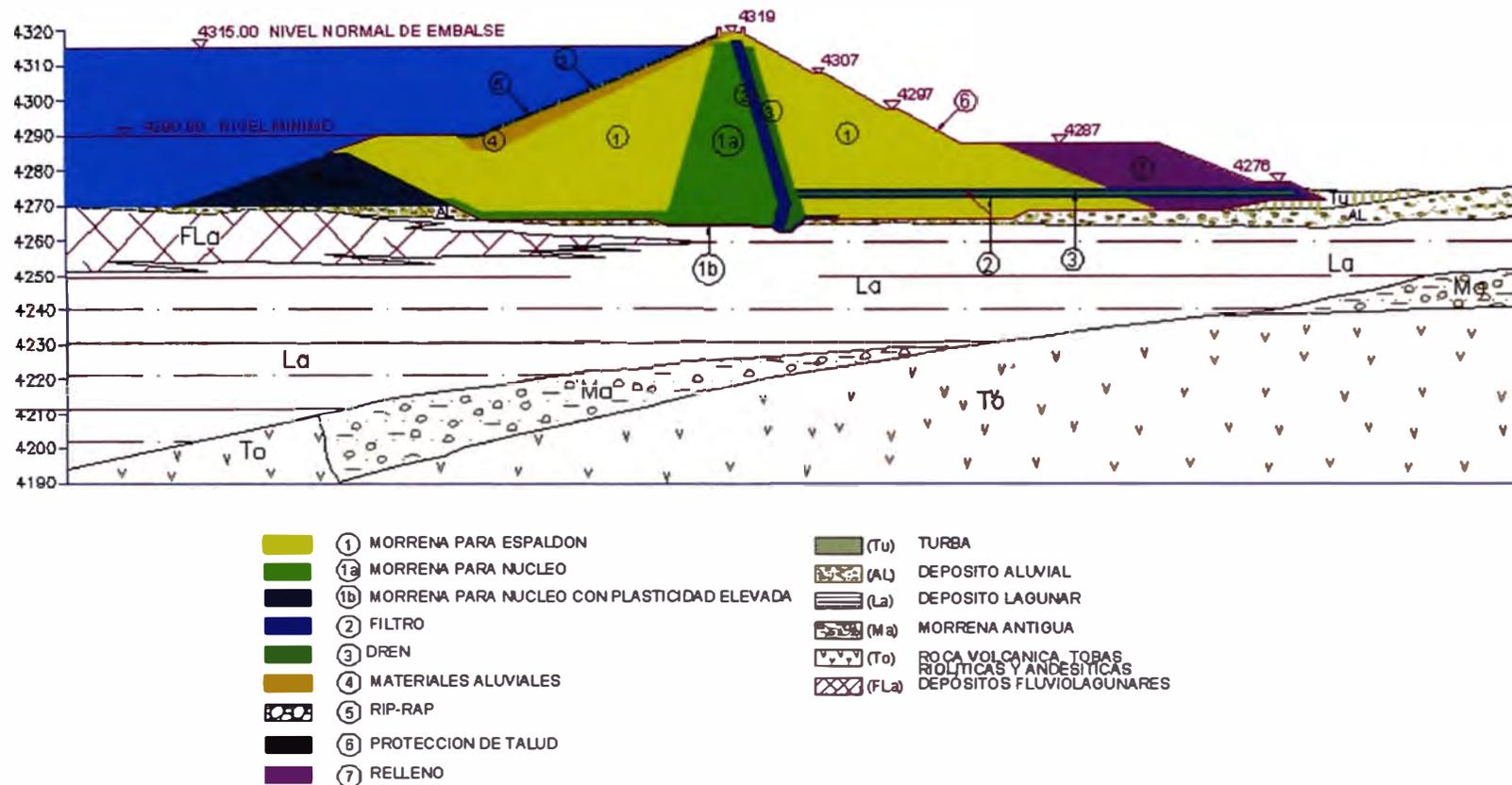


Fig. 5.3: Materiales en la sección de análisis considerada.

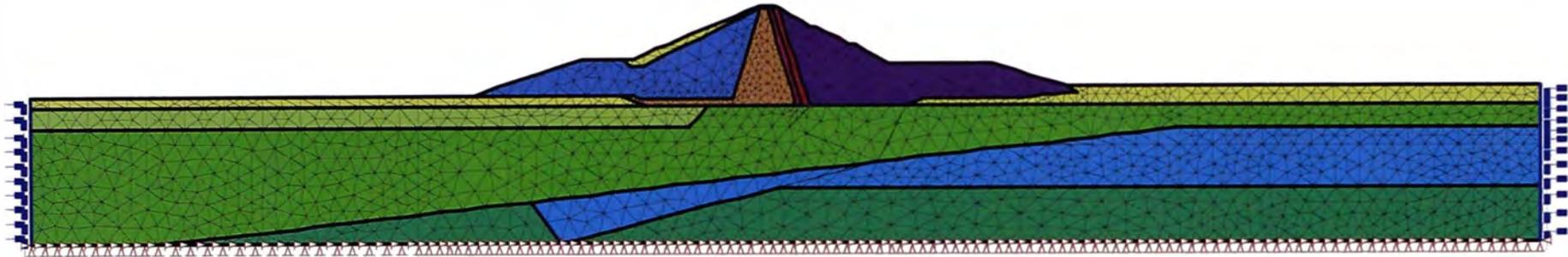


Fig. 5.4: Malla de elementos finitos y condiciones de contorno para los modelos 1,2, 3 y 4.

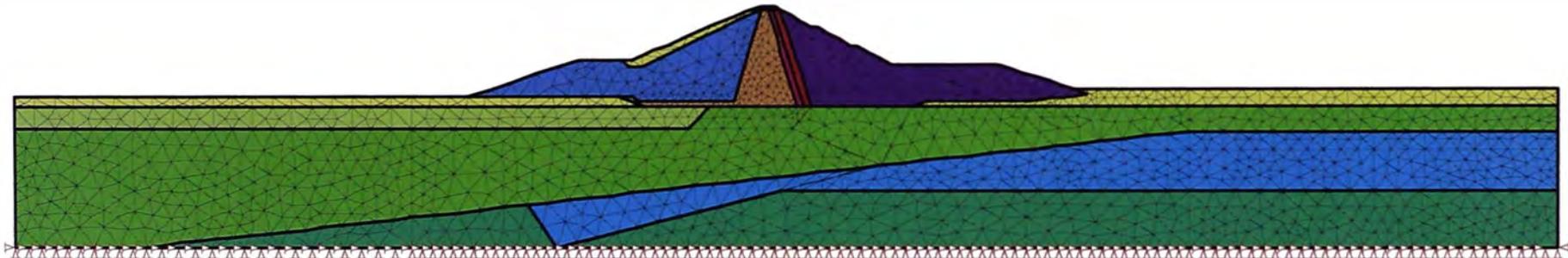


Fig. 5.5: Malla de elementos finitos y condiciones de contorno para el modelo 5.

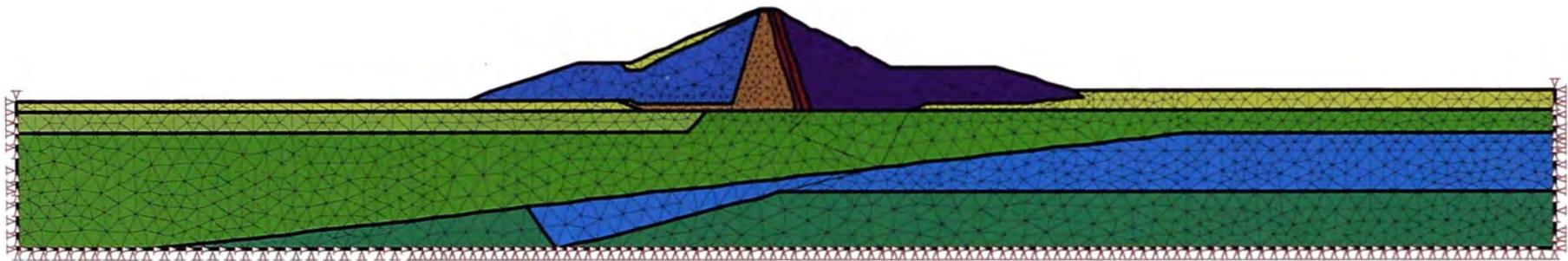


Fig. 5.6: Malla de elementos finitos y condiciones de contorno para el modelo 6.

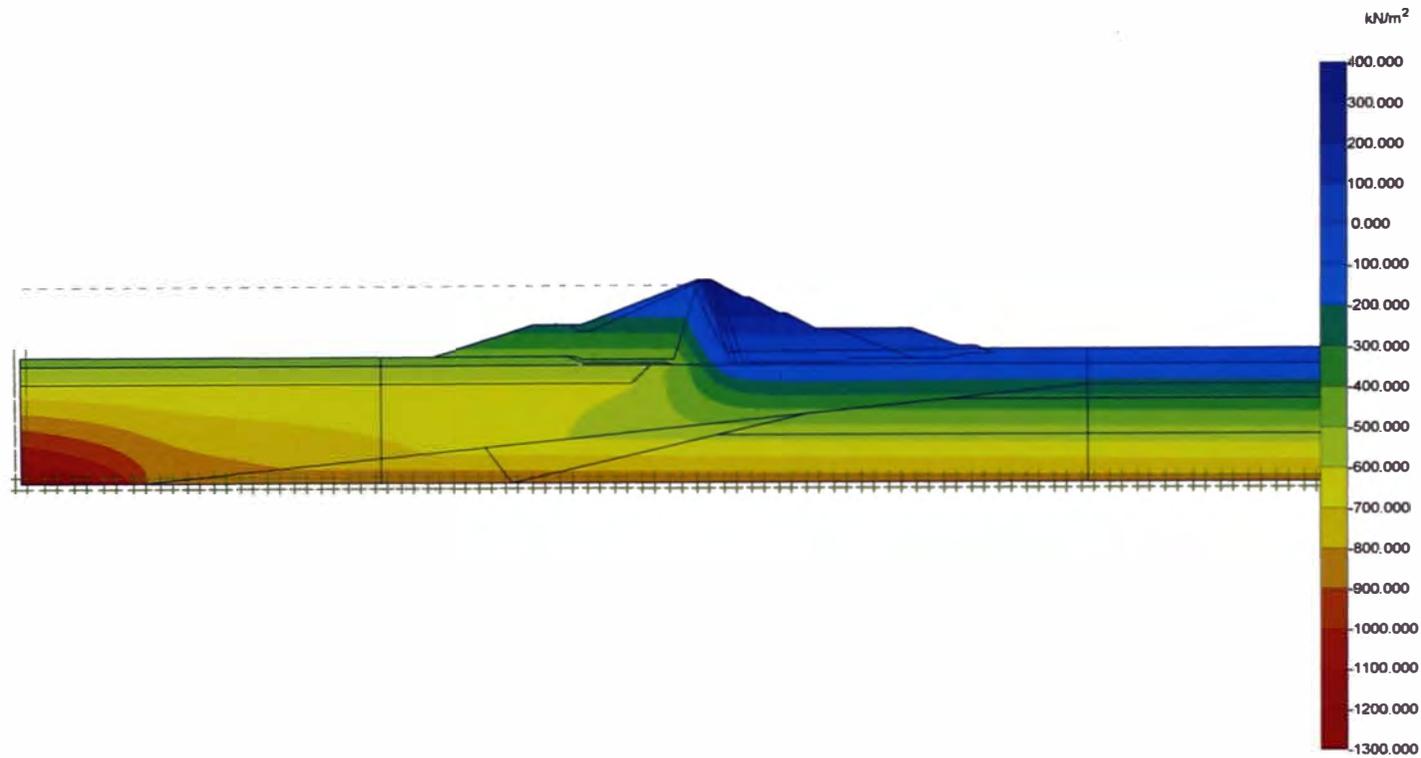


Fig. 5.7: Cálculo de las condiciones de flujo con el programa PLAXFLOW, se muestran las alturas de presión de agua, y la línea correspondiente al nivel freático.

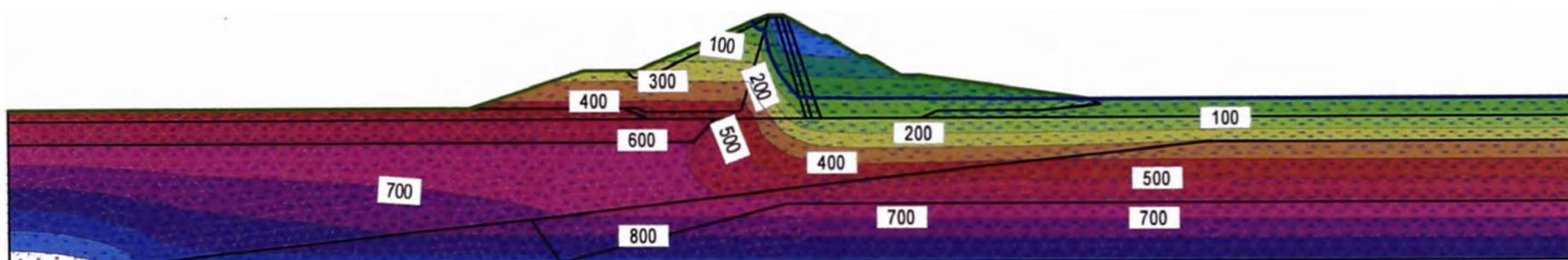


Fig. 5.8: Cálculo de las condiciones de flujo con el programa SEEP/W, se muestran las alturas de presión de agua, y la línea correspondiente al nivel freático

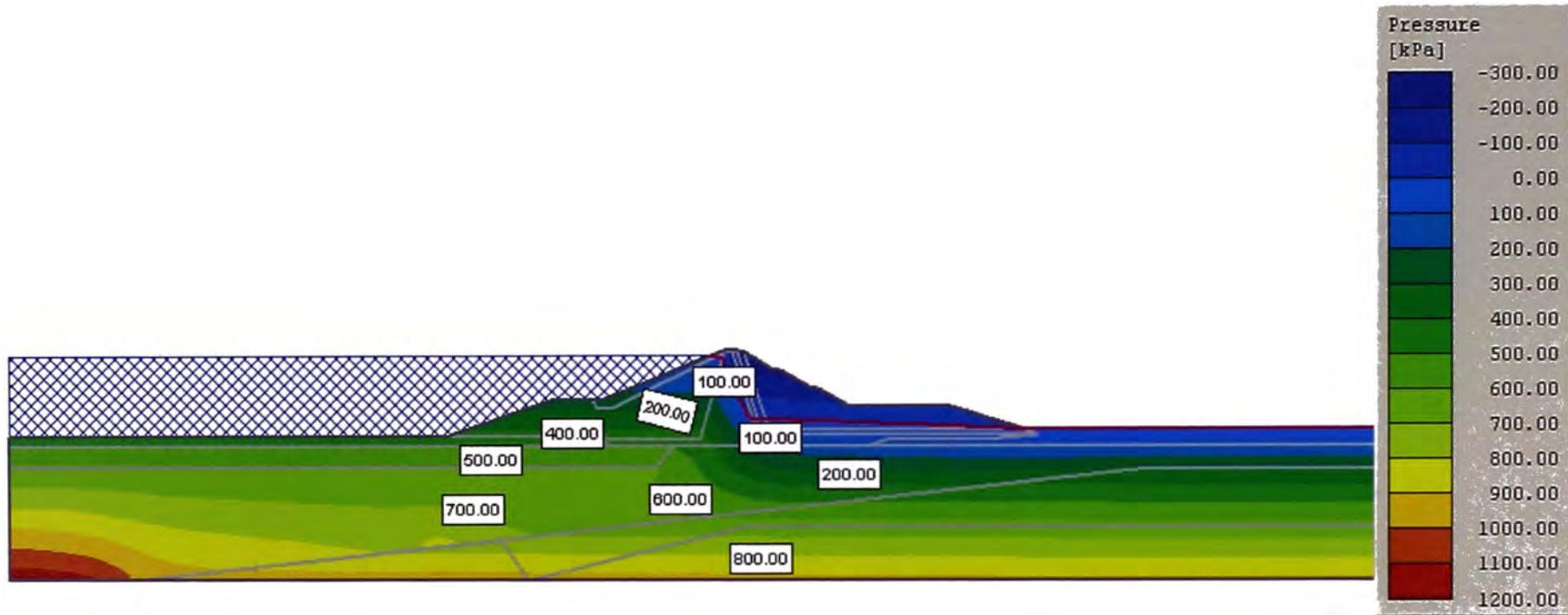


Fig. 5.9: Cálculo de las condiciones de flujo con el programa SLIDE, se muestran las alturas de presión de agua, y la línea correspondiente al nivel freático.

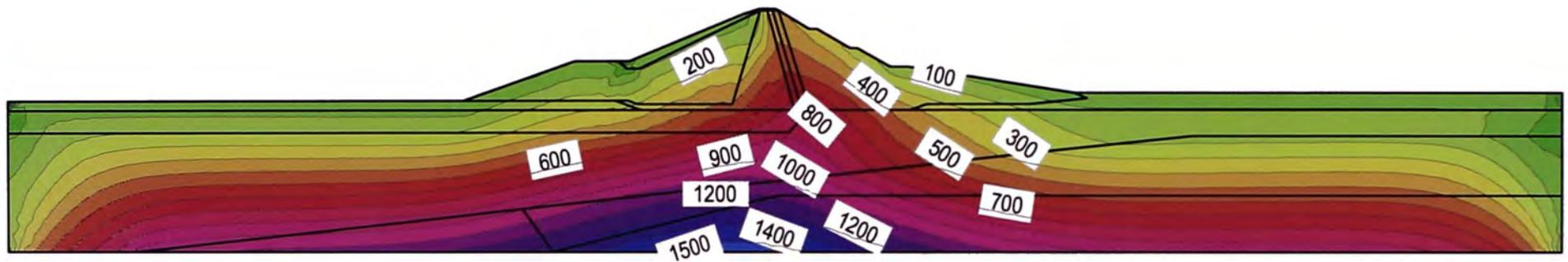


FIG. 5.10: Esfuerzos estáticos efectivos verticales calculados, usando el programa SIGMA/W.

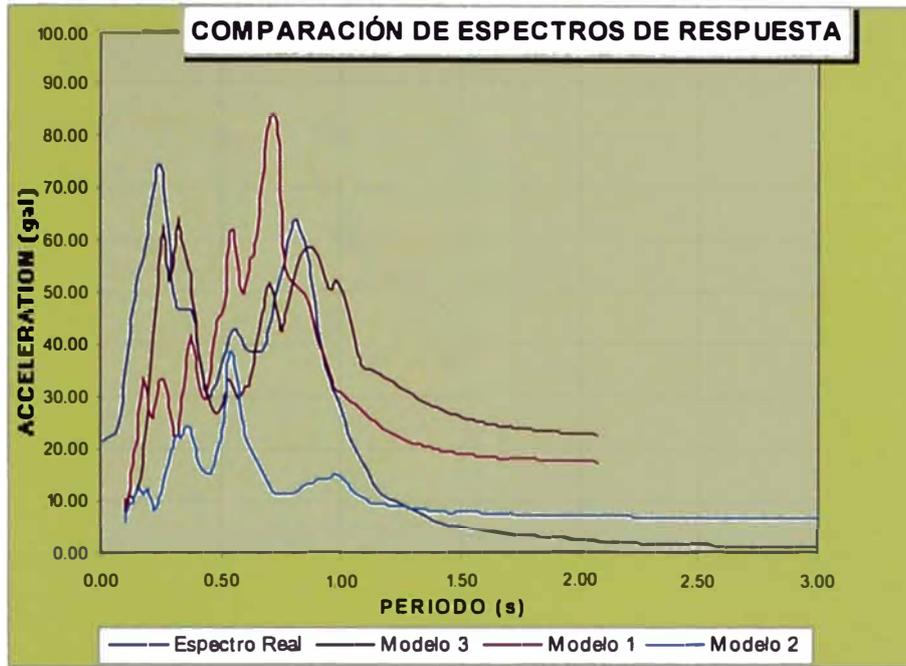


Fig. 5.11: Comparación de espectros de respuestas calculados para los modelos 1, 2 y 3 respecto al espectro de respuesta real, considerando el sismo del 29/03/2008.

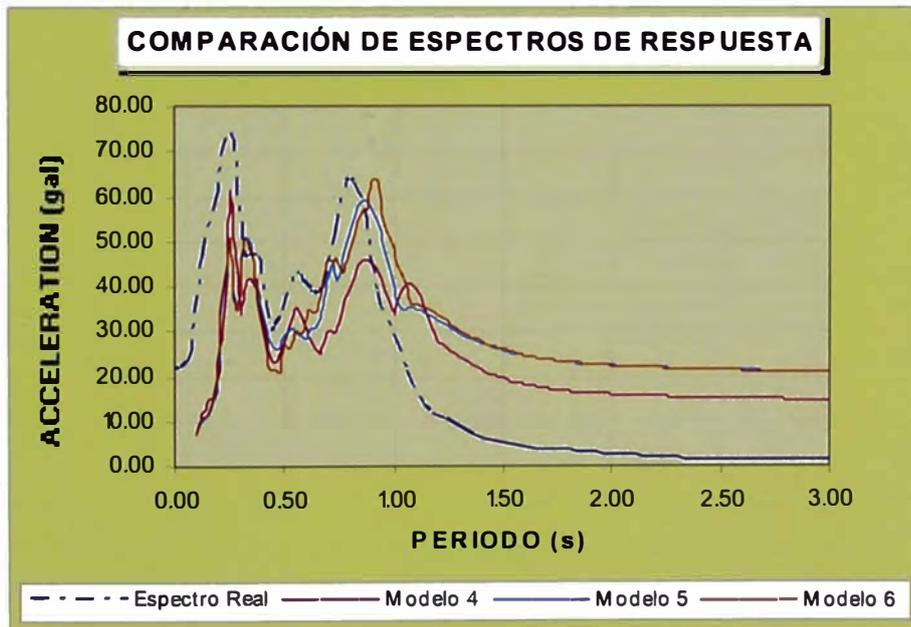


Fig. 5.12: Comparación de espectros de respuestas calculados para los modelos 4, 5 y 6 respecto al espectro de respuesta real, considerando el sismo del 29/03/2008.

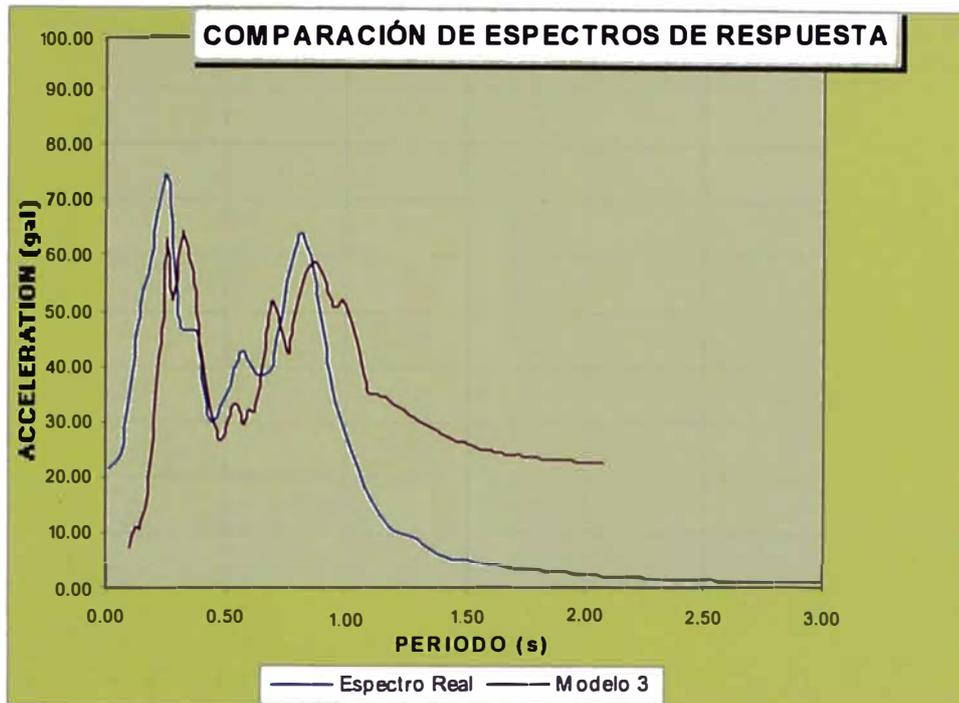


Fig. 5.13: Comparación del espectro de respuesta calculado para el modelo más representativo (modelo 3) respecto al espectro de respuesta real, considerando el sismo del 29/03/2008.

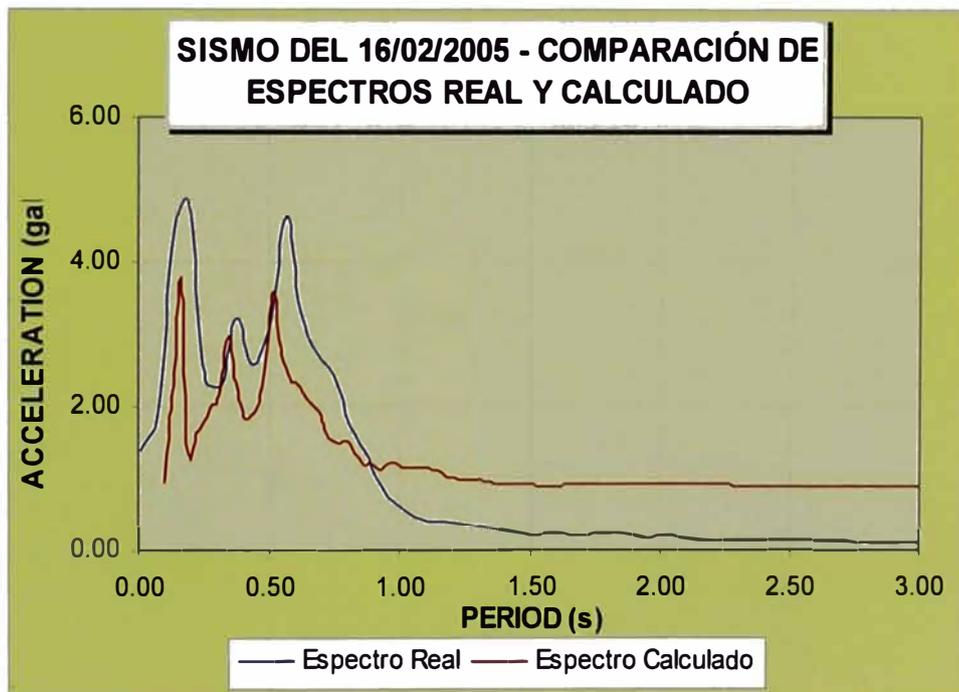


Fig. 5.14: Comparación del espectro de respuesta calculado para el modelo más representativo (modelo 3) respecto al espectro de respuesta real, considerando el sismo del 16/02/2005.

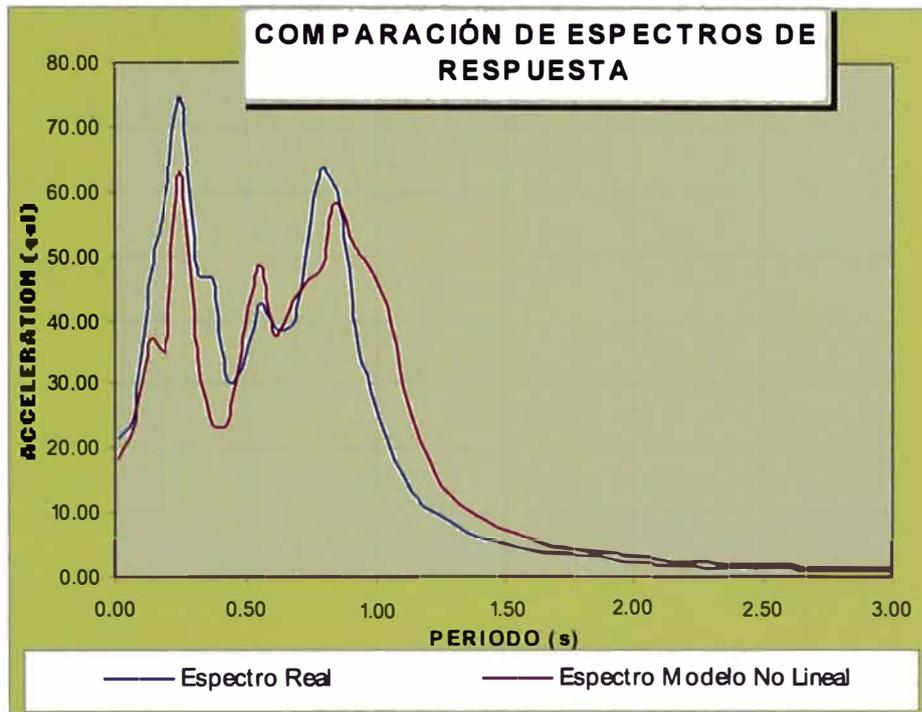


Fig. 5.15: Comparación del espectro de respuesta calculado usando el modelo no lineal, respecto al espectro de respuesta real, considerando el sismo del 29/03/2008.

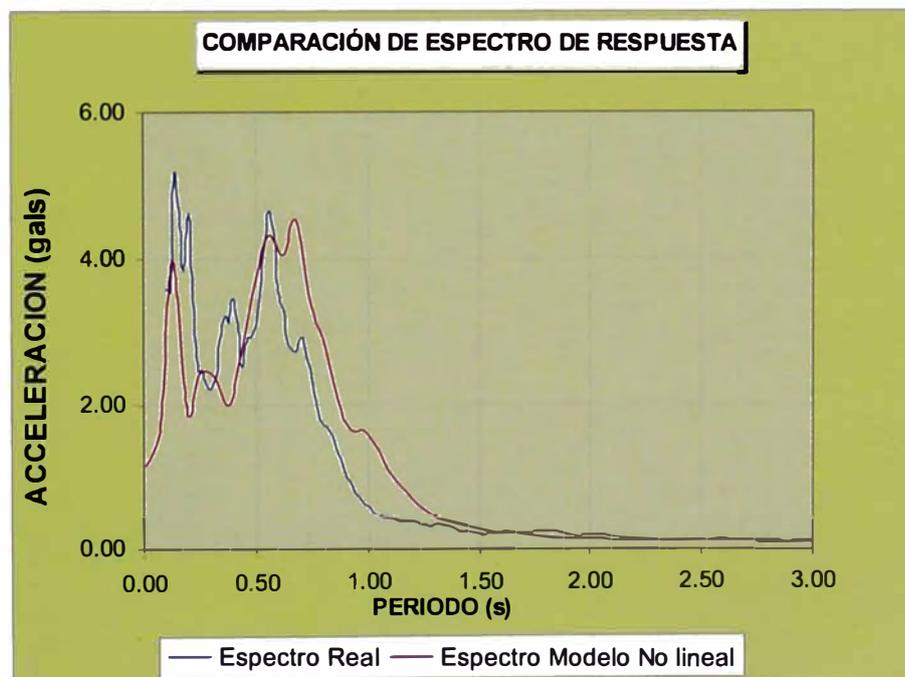


Fig. 5.16: Comparación del espectro de respuesta calculado usando el modelo no lineal, respecto al espectro de respuesta real, considerando el sismo del 16/02/2005.

CAPITULO VI

ANÁLISIS DINÁMICO DE LA PRESA YURACMAYO PARA EL SISMO DE DISEÑO.

6.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se procede a evaluar el comportamiento dinámico de la presa Yuracmayo, así como a comprobar el diseño sísmico de la estructura. Para este fin se considerarán varias etapas, la primera etapa será la evaluación a través del análisis de estabilidad estático y pseudoestático, a continuación se procederá a realizar un análisis dinámico de la presa considerando la aceleración pico (PGA) del sismo de diseño, para lo cual se usará el modelo de elementos finitos calibrado en el quinto capítulo, a continuación se calcularán las deformaciones permanentes inducidas en la presa, finalmente se evaluará el daño potencial en la presa siguiendo la metodología de Swiasgood (2003).al ser sometida a un sismo con la aceleración pico del lugar.

6.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS PRINCIPALES MATERIALES

La descripción de los materiales principales que conforman la presa Yuracmayo y su cimentación fue realizada en la sección 5.2.1, las propiedades físicas y mecánicas a emplear en el análisis de estabilidad estático y pseudoestático, se pueden observar en la Tabla 5.2, así mismo los valores de los parámetros dinámicos se muestran en la Tabla 6.2.

6.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ESTÁTICO Y PSEUDOESTÁTICO.

Como primera etapa de análisis se realizará el análisis de estabilidad estático y pseudoestático de la presa. En base a los ensayos realizados se establecieron los parámetros de resistencia cortante (Tabla 5.2). Se realizaron los análisis de estabilidad para las distintas condiciones en la vida de la presa. Estas condiciones fueron:

- Final de la construcción.
- Flujo establecido.
- Vaciado rápido.

Para la condición al final de la construcción se realizó el análisis para el talud aguas arriba y el talud aguas abajo, en el caso de la condición de flujo establecido se realizó el análisis talud aguas abajo, las condiciones en cuanto a las presiones de poros se establecieron mediante un cálculo de flujo, finalmente para la condición de vaciado rápido el análisis fue realizado en el talud aguas arriba donde las condiciones en cuanto a presiones de poros fueron definidas mediante el cálculo de la línea piezométrica y la consideración del coeficiente B-bar, el cual es definido como la relación entre el incremento de la presión de poros y el incremento del esfuerzo principal mayor ($B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_1}$), se consideró el valor de 0.7 para el depósito lagunar. El coeficiente pseudoestático empleado fue de 0.21g, el cual corresponde a la mitad de la aceleración pico calculada por los proyectistas. Según el Estudio de Peligro Sísmico de la zona, para el sismo de diseño se ha determinado un valor de aceleración máxima de 0.42g con una magnitud Ms igual a 8.0 (Ref.68). Para realizar los análisis de estabilidad para cada una de las condiciones establecidas se utilizó el programa de cómputo SLIDE. El método de cálculo empleado fue el de Bishop. Los resultados obtenidos para el análisis de estabilidad estático se presentan en las Figuras 6.1 a 6.4 y en la Tabla 6.1. Así mismo los resultados del análisis de estabilidad pseudoestático se muestran en las Figuras 6.5 a 6.8, y en la Tabla 6.1.

Los factores de seguridad obtenidos fueron satisfactorios, pues estos factores para el análisis de estabilidad estático fueron mayores a 1.5, y para el análisis de estabilidad pseudoestático mayores a 1.

Tabla 6.1 – Factores de seguridad calculados para el análisis de estabilidad estático y pseudoestático

Condición	Talud Aguas Abajo		Talud Aguas Arriba	
	Estático	Pseudo-Estático	Estático	Pseudo-Estático
Al Final de la Construcción	2.10	1.21	2.42	1.41
Infiltración Constante	2.08	1.11	---	---
Desembalse Rápido	---	---	2.00	1.08

6.4 DATOS PARA EL ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA.

El análisis de respuesta sísmica se realizó con las componentes horizontales de dos sismos: El sismo de Lima-Perú de Octubre de 1974 con su componente N 82° 0, cuyo tiempo historia de aceleraciones se muestra en la Fig. 6.24 y el sismo de Moquegua de junio del 2003, cuyo tiempo historia de aceleraciones se muestra en la Fig. 6.17, estos sismos fueron escalados al valor pico de aceleración en la base rocosa. Los valores de los parámetros dinámicos a emplear son los mostrados en la Tabla 6.2, las curvas de degradación usadas para realizar el análisis equivalente lineal se muestran en el Anexo III.

Tabla 6.2 – Parámetros dinámicos para los materiales de la Presa Yuracmayo

Material.	Gmax (KN/m2)	E(KN/m2)	v	ξ
Dep. Aluviales	1.42E+05	3.69E+05	0.3	0.05
Fluviolagunar	2.10E+05	5.45E+05	0.3	0.05
Lagunar	2.34E+05	6.09E+05	0.3	0.05
Roca(To-I)	3.30E+06	8.24E+06	0.25	0.05
Roca(To-II)	2.54E+06	6.45E+06	0.27	0.05
E.aguas arriba	1.74E+05	4.70E+05	0.35	0.05
E.aguas abajo	1.74E+05	4.70E+05	0.35	0.05
Filtro	1.88E+05	5.08E+05	0.35	0.05
Dren	1.88E+05	5.08E+05	0.35	0.05
Núcleo	1.88E+05	5.08E+05	0.35	0.05
Aluviones	7.83E+04	2.03E+05	0.3	0.05

6.5 ANÁLISIS DE LA RESPUESTA SÍSMICA.

Para el análisis dinámico de la presa Yuracmayo se ha considerado la malla de elementos finitos mostrada en la Fig.5.4. Las condiciones iniciales de flujo fueron establecidas en el Capítulo V (Ver Figuras 5.7 a 5.9), para realizar el análisis esfuerzo - deformación y poder establecer las condiciones iniciales existentes en cuanto a esfuerzos, se usó el programa PLAXIS en su Versión 8.6,

el cual tienen incorporado el modelo elastoplástico de Mohr Coulomb. En la Fig. 6.9 se muestra los desplazamientos horizontales obtenidos, como se puede observar se obtiene un desplazamiento horizontal máximo de 7 cm en el material morrénico del espaldón aguas abajo y un desplazamiento horizontal de 2.5 cm en el espaldón aguas arriba. En la Fig. 6.10 se observa los desplazamientos verticales que se obtuvieron. Estos son del orden de 22 cm en la zona del núcleo de la presa cercana a la corona.

Los esfuerzos horizontales obtenidos se pueden observar en la Fig. 6.11. Estos esfuerzos alcanzan los 320 KPa en la zona de contacto del espaldón aguas abajo y la cimentación, y se encuentran en el orden de los 240 KPa en la zona de contacto del espaldón aguas arriba y la cimentación. Los esfuerzos verticales se pueden observar en la Fig. 6.12. Estos esfuerzos son aproximadamente de 450 a 550 KPa en la zona de contacto del cuerpo de la presa y la cimentación y sobrepasan los 1000 KPa en la zona correspondiente al basamento rocoso. En la Fig. 6.13 se muestran los esfuerzos cortantes estáticos obtenidos, los cuales alcanzan los 40 KPa en la zona de contacto del espaldón aguas arriba y la cimentación y llegan a alcanzar los 140 Kpa en la zona de contacto del espaldón aguas abajo y la cimentación.

El siguiente paso es el cálculo bidimensional de la respuesta sísmica propiamente dicha, para realizar este cálculo se usó el programa QUAKEW de GEOESTUDIO 2007. Se consideró el modelo calibrado del quinto capítulo y el modelo no lineal incorporado en el programa.

Los resultados obtenidos, considerando el sismo de Moquegua, se muestran en las Figuras 6.14 a 6.20. En la Fig.6.14 se muestra la distribución de esfuerzos verticales calculados, así mismo en la Fig. 6.15 se muestra la distribución de esfuerzos horizontales y finalmente la Fig.6.16 muestra la distribución de esfuerzos cortantes. En la Fig. 6.17 se muestra el tiempo historia de aceleraciones en el basamento rocoso, la Fig. 6.18 muestra el tiempo historia de aceleraciones en la corona obtenidas del cálculo, la Fig. 6.19 muestra el tiempo historia de desplazamientos horizontales calculados en la corona y finalmente la Fig. 6.20 muestra el tiempo historia de desplazamientos verticales

calculados en la corona Se obtuvo una aceleración en la cresta de 625.41 cm/s² y un desplazamiento total máximo en la corona de 25 cm.

Los resultados obtenidos, considerando el sismo de Lima se muestran en las Figuras 6.21 a 6.27. En la Fig.6.21 se muestra la distribución de esfuerzos verticales calculados, así mismo en la Fig. 6.22 se muestra la distribución de esfuerzos horizontales, y finalmente la Fig.6.23 muestra la distribución de esfuerzos cortantes. En la Fig. 6.24 se muestra el tiempo historia de aceleraciones en el basamento rocoso, la Fig. 6.25 muestra el tiempo historia de aceleraciones en la corona obtenidas del cálculo, la Fig. 6.26 muestra el tiempo historia de desplazamientos horizontales calculados en la corona y finalmente la Fig. 6.27 muestra el tiempo historia de desplazamientos verticales calculados en la corona Se obtuvo una aceleración en la cresta de 587.56 cm/s² y un desplazamiento total máximo en la corona de 20.12 cm.

Tabla 6.3 – Aceleraciones y desplazamientos obtenidos considerando el sismo de Moquegua (06/2001) y el sismo de Lima (10/1974).

	Sismo de Moquegua	Sismo de Lima
Aceleración en la cresta (cm/s²)	625.41	587.56
Desplazamiento total en la corona (cm)	25.00	20.12

6.6 ANÁLISIS DE DEFORMACIONES PERMANENTES

Para realizar este análisis se consideró ocho superficies potenciales de falla, cuatro de ellas ubicadas en el talud aguas arriba y las demás ubicadas en el talud aguas abajo. Por la configuración geométrica existente, para el talud aguas arriba se consideró las superficies que pasan de la corona o cresta a 1/4, 1/2, 3/4 y 1 de la altura total comprendida entre la cota 4270 m.s.n.m y la corona de la presa (Ver Fig. 5.2). Para el talud aguas abajo se consideraron superficies que pasan de la corona o cresta a 1/4, 1/2, 3/4 y 1 de la altura total comprendida entre las cotas 4287 m.s.n.m y la corona de la presa (Ver Fig5.2), en relación a la altura total de la presa (considerada para el talud aguas arriba), las

proporciones de alturas a considerar para el talud aguas abajo son de 0.16, 0.32, 0.49 y 0.65. Se calculó la aceleración de fluencia, K_y , para cada una de estas superficies potenciales de deslizamiento, es decir la aceleración que desarrollaría un factor de seguridad igual a la unidad. Para esto se empleó el programa SLIDE. Los resultados y gráficos se muestran en el Anexo IV. En la Tablas 6.4 y 6.5 se detallan las aceleraciones de fluencia para las superficies consideradas. A continuación se realizó el cálculo de deformaciones permanentes por el método de Makdisi y Seed y el método de Newmark.

Cuando se evaluaron las deformaciones permanentes considerando el método de Makdisi y Seed, las aceleraciones máximas en la corona y los periodos naturales de la presa para cada uno de los sismos considerados, se evaluaron considerando la metodología propuesta por los mismos investigadores, para este fin se usaron las hojas de cálculo elaboradas por Infantes (2000). Los resultados obtenidos se detallan en el Anexo V Para evaluar las deformaciones permanentes por el método de Newmark se uso el programa SHAKE2000, el cual tiene esta opción incorporada, los datos de entrada son el tiempo historia del movimiento en la altura donde se desean evaluar las deformaciones (el cual es obtenido de un análisis bidimensional) y el coeficiente de fluencia para la superficie considerada. Los resultados obtenidos se muestran en el Anexo VI.

Tabla 6.4 – Aceleración de Fluencia (K_y) de las superficies potenciales de falla para el talud aguas arriba.

Profundidad/Altura Tota(y/H)	Aceleración de Fluencia (K_y)
	Talud Aguas Arriba
1/4	0.350
1/2	0.300
3/4	0.280
1	0.260

Tabla 6.5 – Aceleración de Fluencia (K_y) de las superficies potenciales de falla para el talud aguas abajo.

Profundidad/Altura Tota(y/H)	Aceleración de Fluencia (K_y)
	Talud Aguas Abajo
0.16	0.380
0.32	0.340
0.49	0.300
0.65	0.270

En las Tablas 6.6 y 6.7 se presentan las deformaciones permanentes para cada una de las superficies potenciales de deslizamiento consideradas, aplicando el método de Makdisi y Seed. Las deformaciones permanentes obtenidas para el sismo de Moquegua se presentan en la Tabla 6.6. Las calculadas para el sismo de Lima se presentan en la Tabla 6.7.. Así mismo la Tabla 6.8 muestra las deformaciones para el talud aguas arriba considerando ambos sismos y aplicando el método de newmark, la Tabla 6.9 muestra los mismos resultados para el talud aguas abajo.

Tabla 6.6 – Desplazamientos permanentes calculados por el Método de Makdisi y Seed – Sismo Moquegua – Perú 23/06/2001.

$$M_s=8.00 \quad \ddot{U} = 1.060g \quad T_0 = 0.691s$$

A. Talud Aguas Arriba

h/H	K_y	K_{max}/\ddot{u}_{max}	K_{max}	K_y/K_{max}	$\ddot{u}/g \cdot T_0 K_{max}$	U (m.)
0.250	0.350	0.850	0.901	0.389	0.105	0.641
0.500	0.300	0.600	0.636	0.472	0.070	0.302
0.750	0.280	0.440	0.466	0.600	0.036	0.114
1.000	0.260	0.350	0.371	0.701	0.010	0.025

B. Talud Aguas Abajo

h/H	Ky	Kmax/ümax	Kmax	Ky/Kmax	ü/g*ToKmax	U (m.)
0.16	0.38	0.96	1.017	0.373	0.110	0.759
0.32	0.34	0.78	0.827	0.411	0.095	0.533
0.49	0.30	0.60	0.636	0.472	0.070	0.302
0.65	0.27	0.50	0.530	0.509	0.065	0.234

Tabla 6.7 – Desplazamientos permanentes calculados por el Método de Makdisi y Seed – Sismo Lima – Perú 03/10/1974.

$$M_s=8.00 \quad \ddot{U} = 1.234g \quad T_0 = 0.666s$$

A. Talud Aguas Arriba

h/H	Ky	Kmax/ümax	Kmax	Ky/Kmax	ü/g*ToKmax	U (m.)
0.250	0.350	0.850	1.049	0.334	0.122	0.836
0.500	0.300	0.600	0.740	0.405	0.100	0.484
0.750	0.280	0.440	0.543	0.516	0.055	0.195
1.000	0.260	0.350	0.432	0.602	0.036	0.102

A. Talud Aguas Abajo

h/H	Ky	Kmax/ümax	Kmax	Ky/Kmax	ü/g*ToKmax	U (m.)
0.16	0.380	0.960	1.185	0.321	0.125	0.968
0.32	0.340	0.780	0.963	0.353	0.115	0.723
0.49	0.300	0.600	0.740	0.405	0.100	0.484
0.65	0.270	0.500	0.617	0.438	0.074	0.298

Tabla 6.8 – Deformaciones permanentes (cm) calculadas por el Método de Newmark para el talud aguas arriba de la presa Yuracmayo considerando los sismos de Lima (1974) y Moquegua (2001)

h/H	Sismo de lima 10/74	Sismo de Moquegua 06/01
1/4	53.00	32.11
1/2	45.44	28.80
3/4	19.46	3.72
1	4.19	1.94

Tabla 6.9 – Deformaciones permanentes (cm) calculadas por el Método de Newmark para el talud aguas abajo de la presa Yuracmayo considerando los sismos de Lima (1974) y Moquegua (2001)

h/H	Sismo de lima 10/74	Sismo de Moquegua 06/01
0.16	36.10	29.82
0.32	34.30	16.19
0.49	0.70	1.96
0.65	0.017	0.60

Swiasgood (2003), después de analizar estadísticamente los daños ocurridos en más de 69 presas de diferente tipo alrededor del mundo y establecer parámetros de sensibilidad elaboró un cuadro (Figura 6.28), mediante el cual el valor de la aceleración pico en la base rocosa (PGA) y el resultado obtenido para el desplazamiento vertical máximo en la corona (expresado como la relación porcentual entre el asentamiento en la corona y la altura de la presa), pueden ser usados para calcular un índice de daño en la estructura sometida a un movimiento sísmico. Para este fin en el caso de la presa Yuracmayo se usaron los asentamientos en la corona calculados mediante el método de elementos finitos (Tabla 6.3), determinando los índices de daño que se resumen en la Tabla 6.10 y se muestran gráficamente en la Figura 6.28, para los sismos de Lima(1974) y Moquegua(2001).

De acuerdo a los índices calculados, se espera que la presa sufra daños menores al ser sometida a los sismos considerados.

Tabla 6.10 – Evaluación cualitativa de daños en la presa Yuracmayo para los sismos de Moquegua y Lima, considerando la metodología de Swiasgood (2003).

	Sismo de Moquegua	Sismo de Lima
PGA	0.42g	0.42g
%STTLMT	0.052	0.039
Grado de daño	Menor	Menor

6.7 DISCUSIÓN DE RESULTADOS

De los análisis de estabilidad estático y pseudoestático, se obtuvieron factores de seguridad adecuados (factores de seguridad mayores a 1.5 para el caso estático y mayores a 1 para el caso pseudoestático).

Como resultado del análisis dinámico Las aceleraciones obtenidas en la corona fueron de 625.41 y 587.56cm/s² (para los sismos de Moquegua y lima respectivamente) mostrando una amplificación de la señal sísmica. Así mismo los desplazamientos totales máximos obtenidos en la corona fueron de 25.00 cm, para el sismo de Moquegua y de 20.12 cm para el sismo de Lima. Los asentamientos calculados en la corona mediante el análisis dinámico se usaron para aplicar la metodología planteada por Swiasgood (2003), obteniendo de la aplicación de esta metodología la conclusión de que se espera que la presa sufra daños menores ante los sismos considerados (sismo de Moquegua-2001 y sismo de Lima-1974). Por otra parte del análisis de deformaciones permanentes se concluye que la Presa Yuracmayo es capaz de resistir el movimiento con la aceleración del sismo de diseño desarrollando pequeñas deformaciones, siendo conservadores y considerando las deformaciones permanentes evaluadas según la metodología de Makdisi y Seed la deformación permanente máxima esperada considerando el sismo de Moquegua fue de 76cm, mientras que para el sismo de Lima fue de 96.8 cm, estos valores se encuentran dentro del rango de 1 a 2% de la altura de la presa, (recomendado en la Ref. 11), siendo aceptables para este tipo de estructuras.

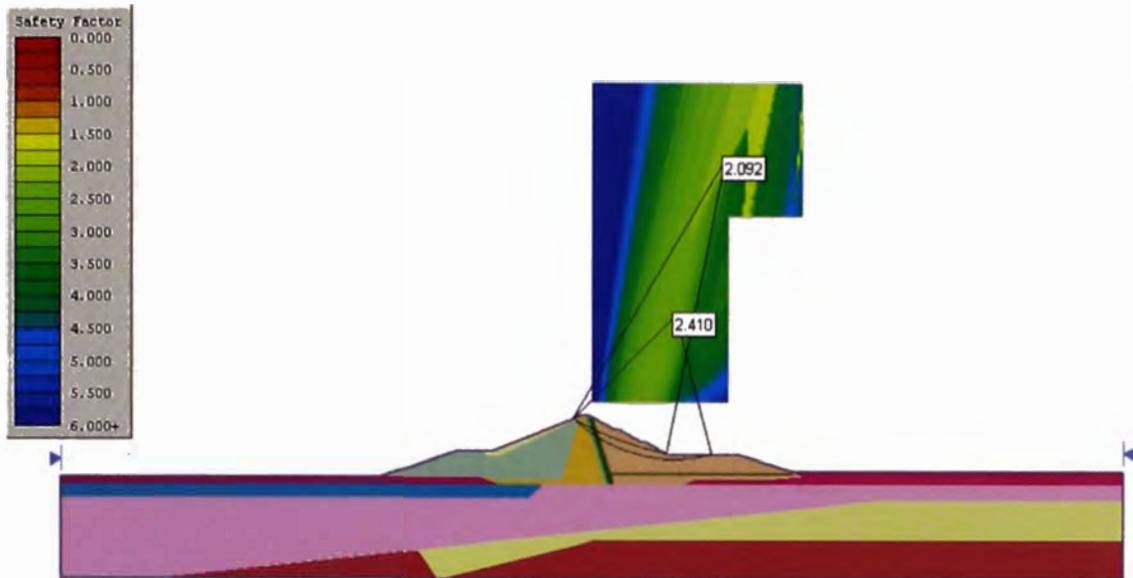


Fig. 6.1: Análisis de estabilidad estático al final de la construcción en el talud aguas abajo.

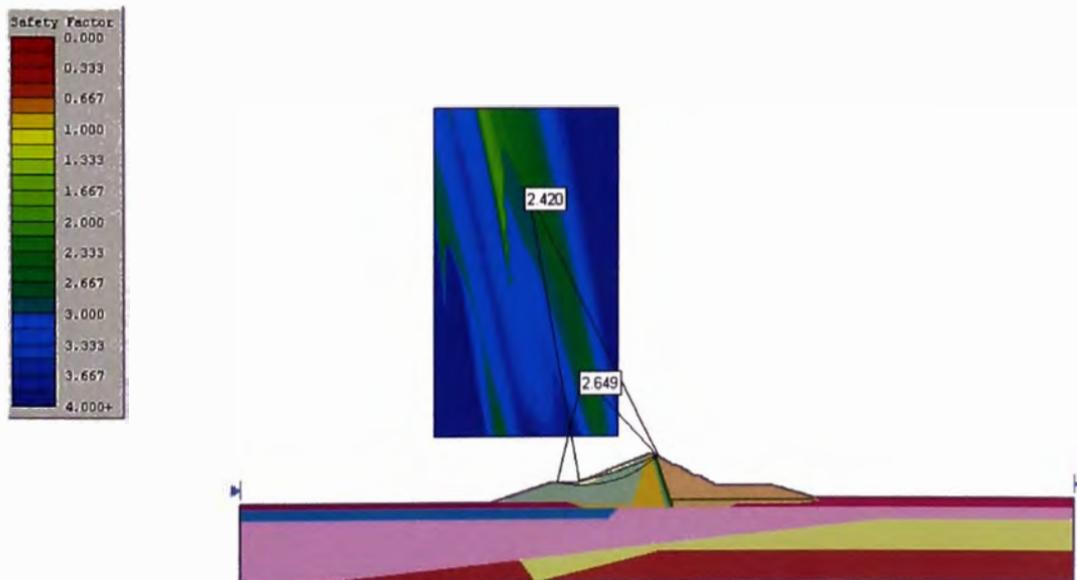


Fig. 6.2: Análisis de estabilidad estático al final de la construcción en el talud aguas arriba.

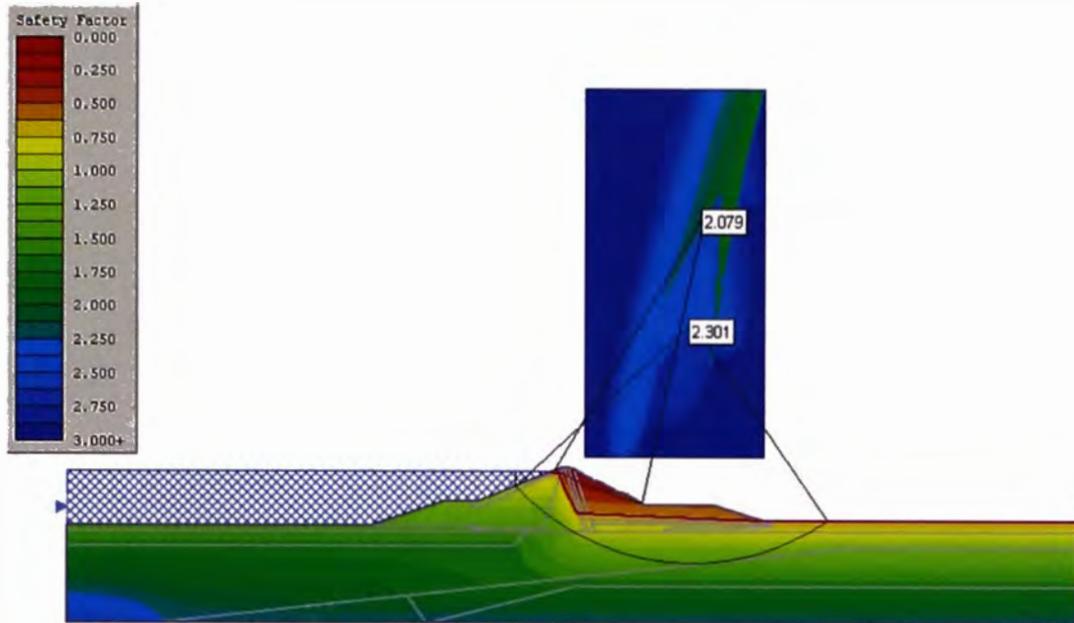


Fig. 6.3: Análisis de estabilidad estático para condiciones de flujo establecido en el talud aguas abajo.

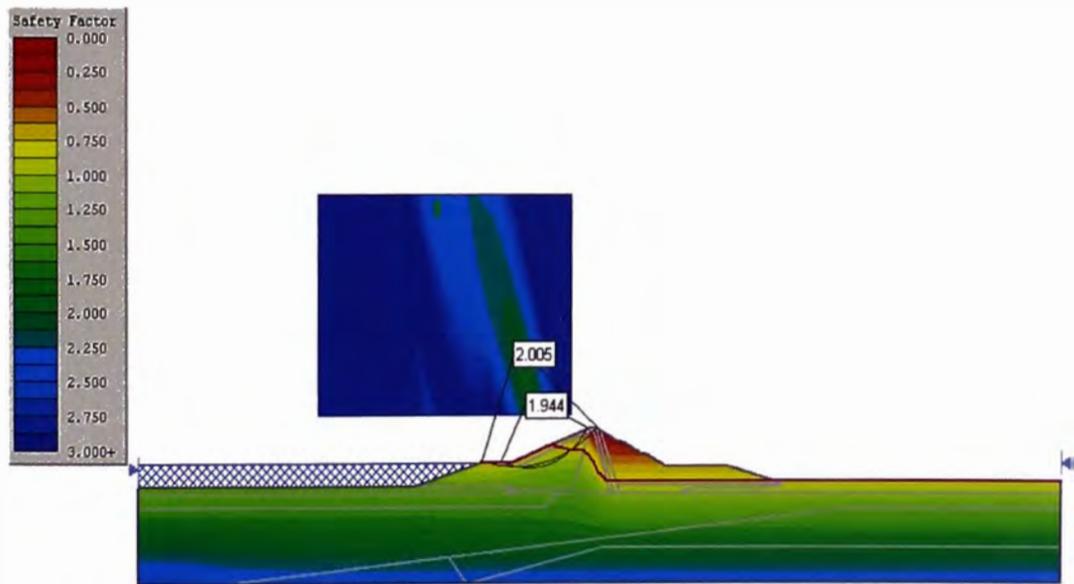


Fig. 6.4: Análisis de estabilidad estático para la condición de vaciado rápido en el talud aguas arriba.

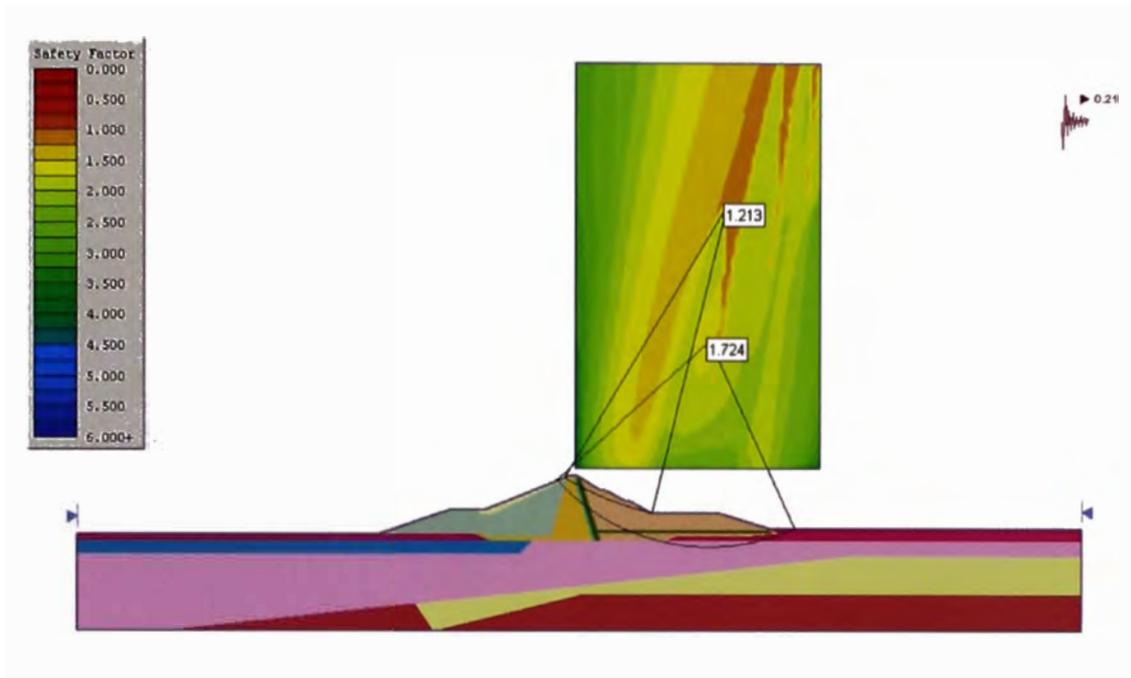


Fig. 6.5: Análisis de estabilidad pseudoestático al final de la construcción en el talud aguas abajo.

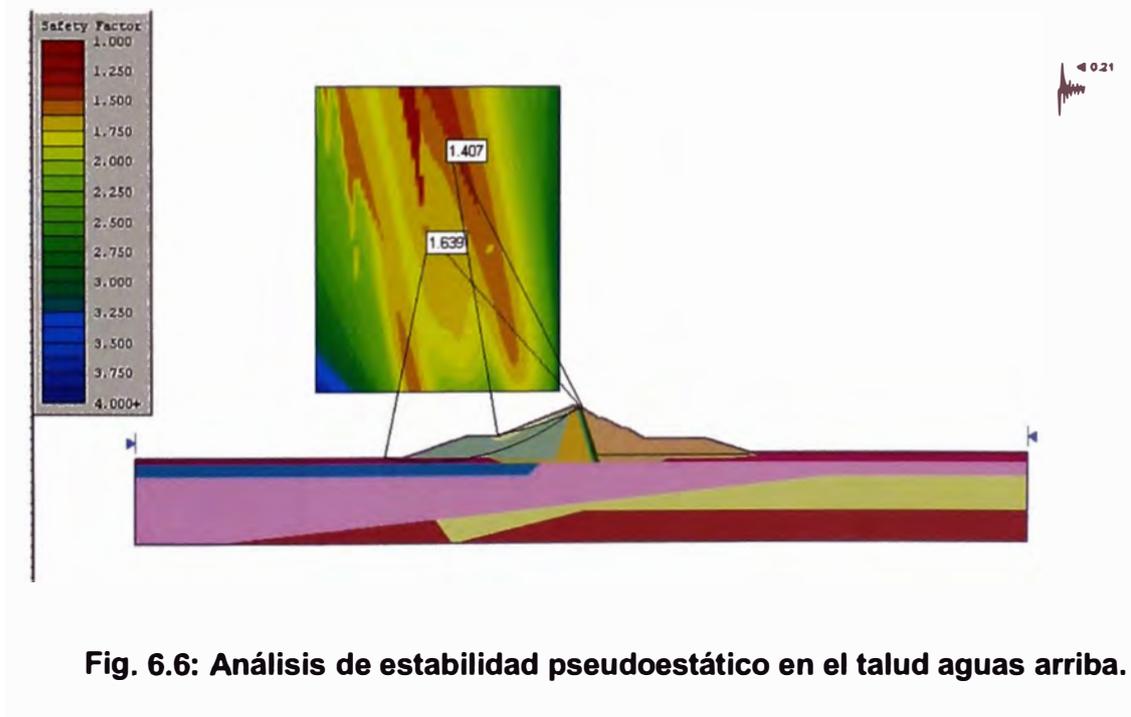


Fig. 6.6: Análisis de estabilidad pseudoestático en el talud aguas arriba.

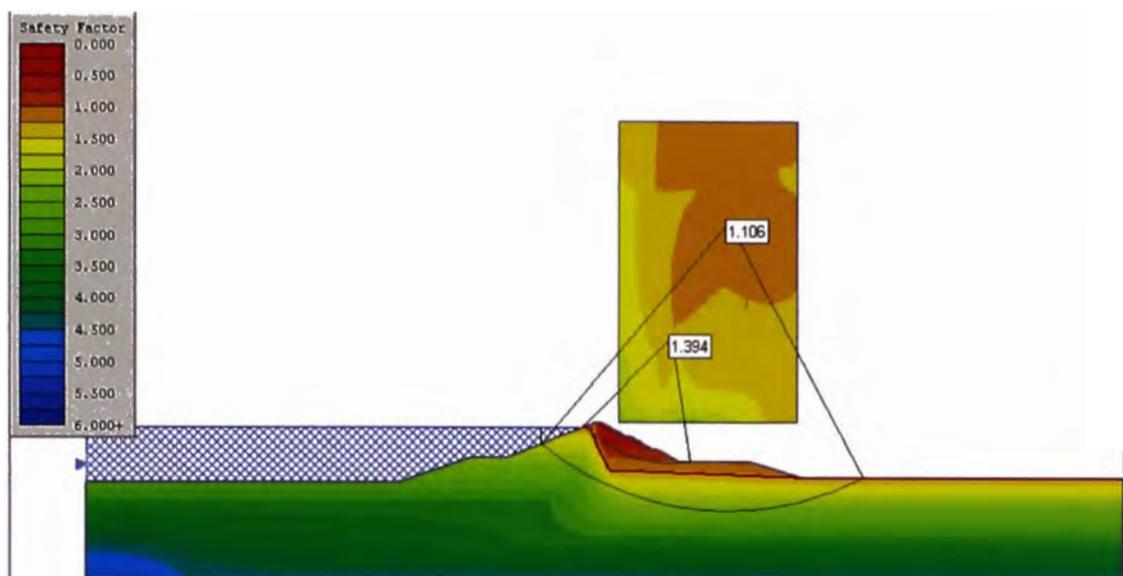


Fig. 6.7: Análisis de estabilidad pseudoestático para condiciones de flujo establecido en el talud aguas abajo.

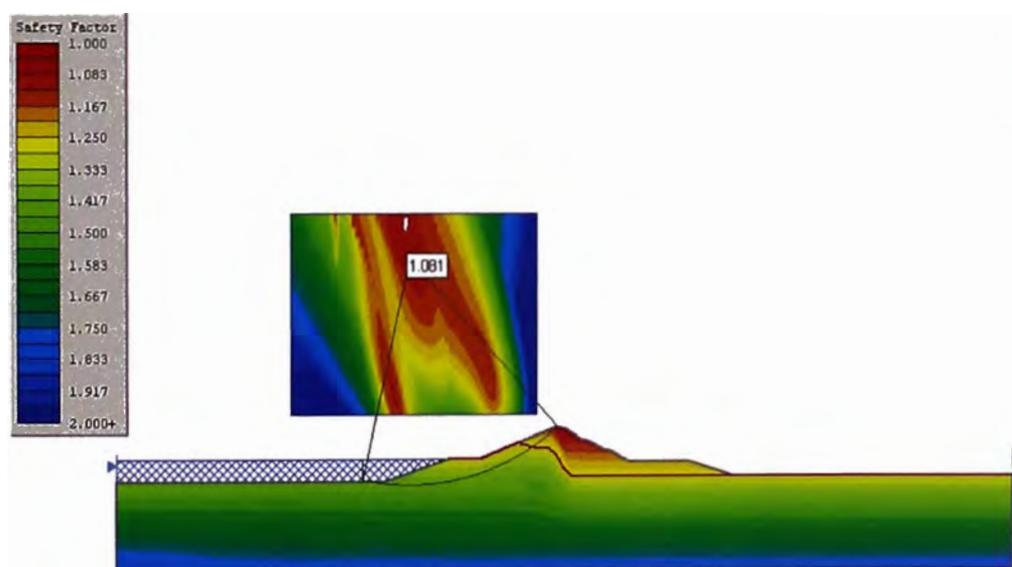


Fig. 6.8: Análisis de estabilidad pseudoestático para la condición de vaciado rápido en el talud aguas arriba.

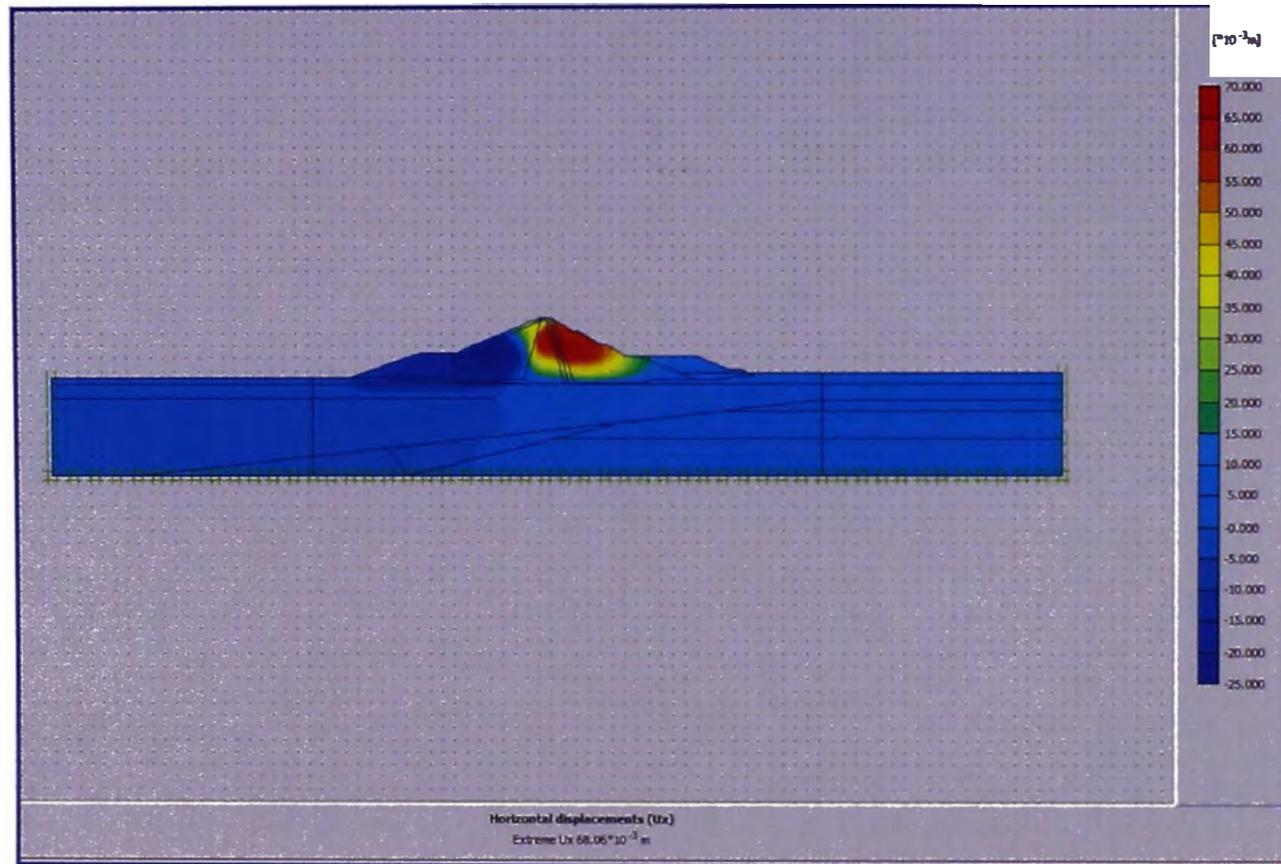


Fig. 6.9: Distribución de desplazamientos horizontales calculados.

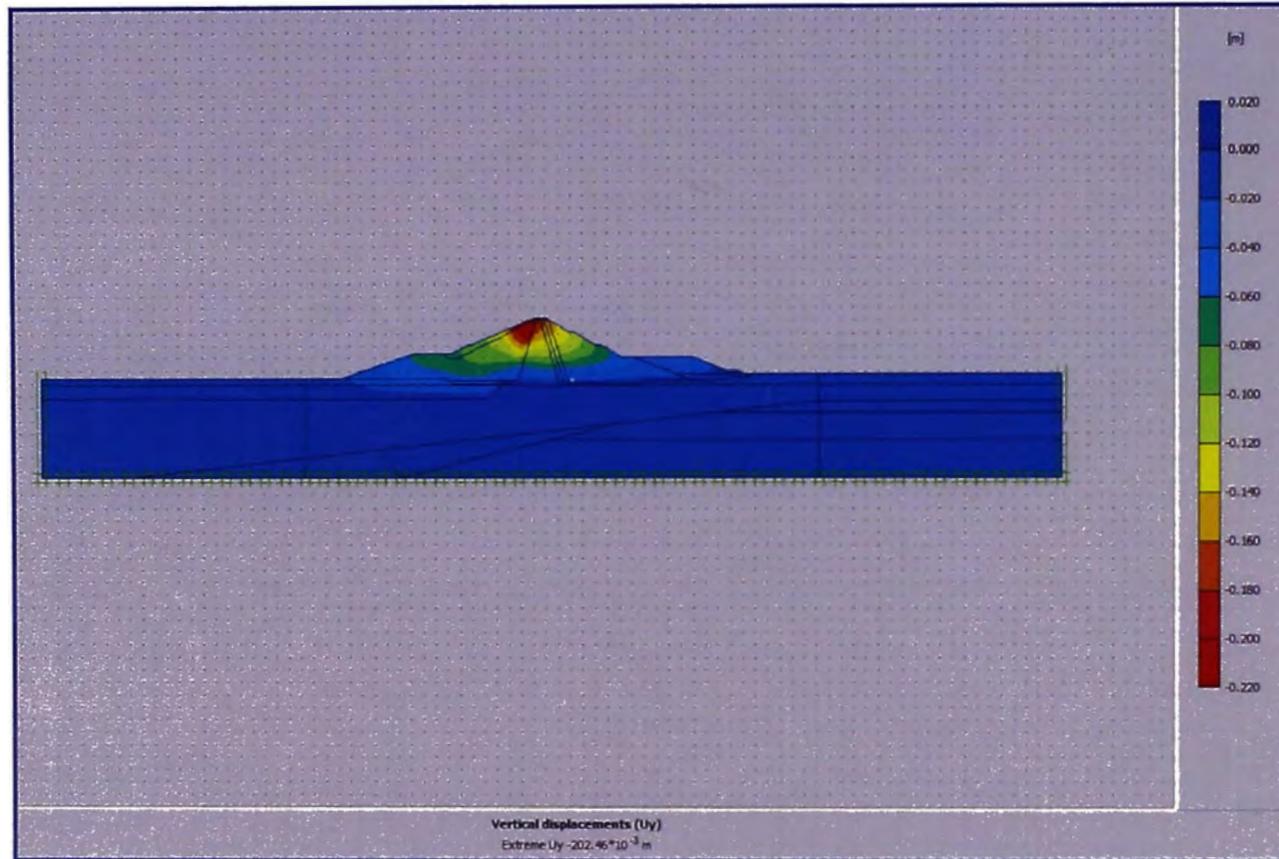


Fig. 6.10: Distribución de desplazamientos verticales calculados.

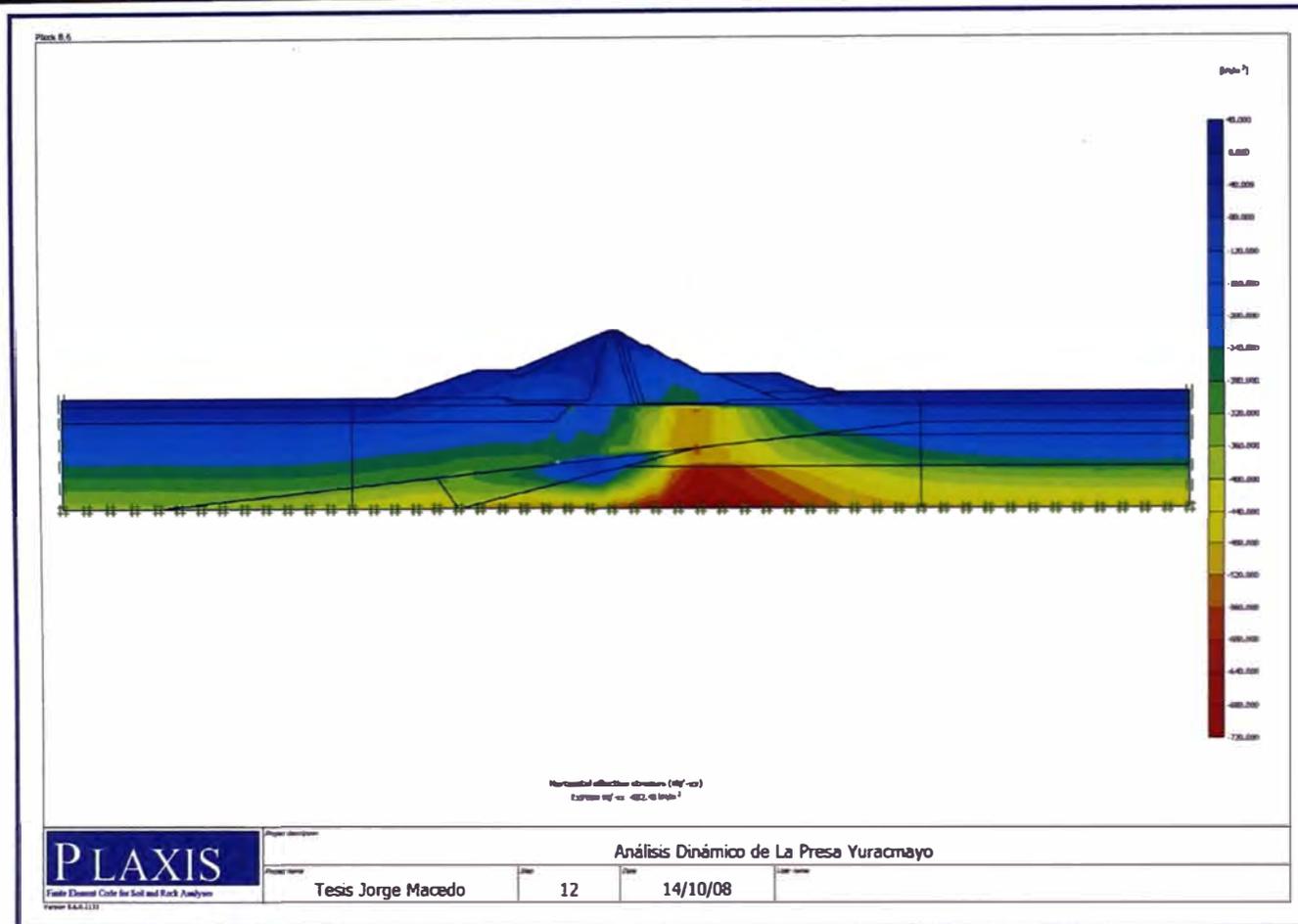


Fig. 6.11: Distribución de esfuerzos horizontales efectivos calculados.

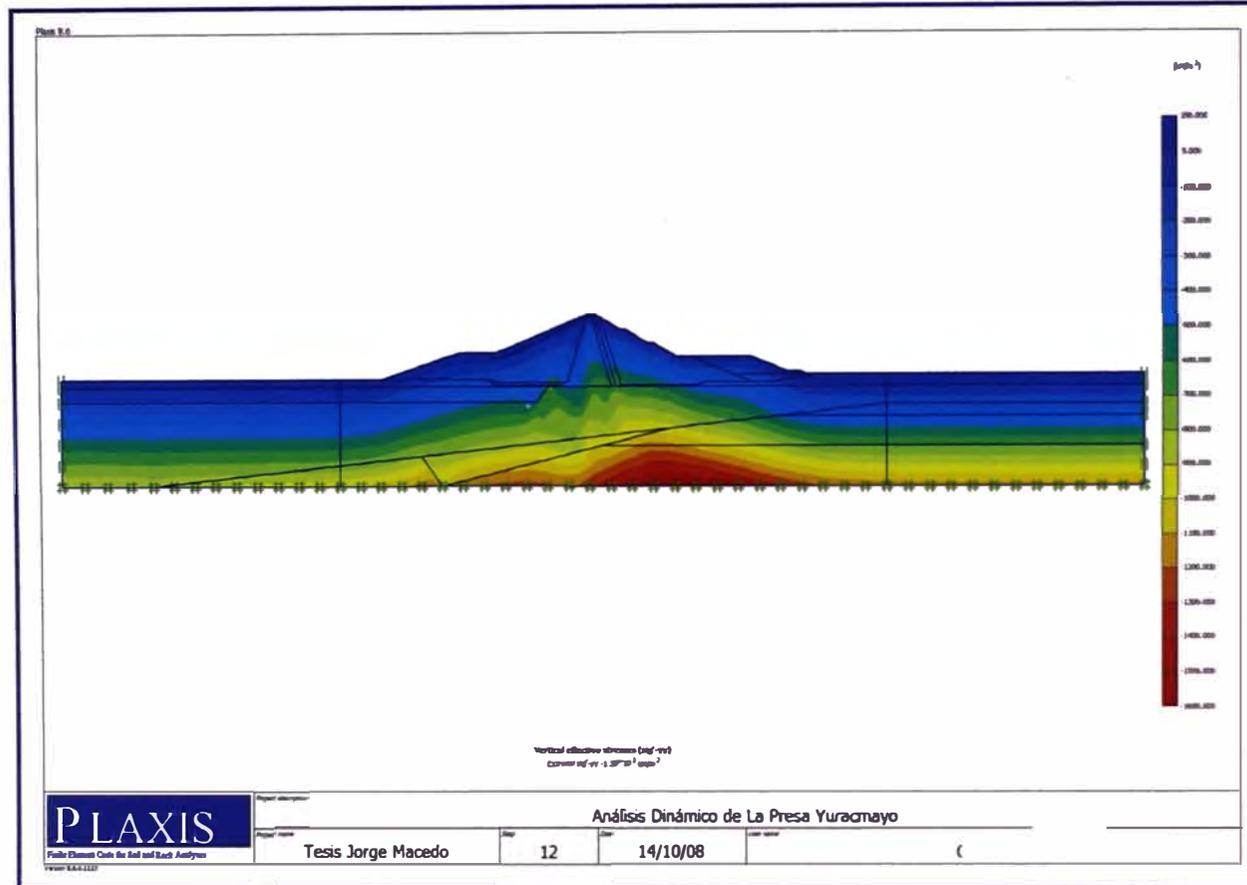


Fig. 6.12: Distribución de esfuerzos verticales efectivos calculados.

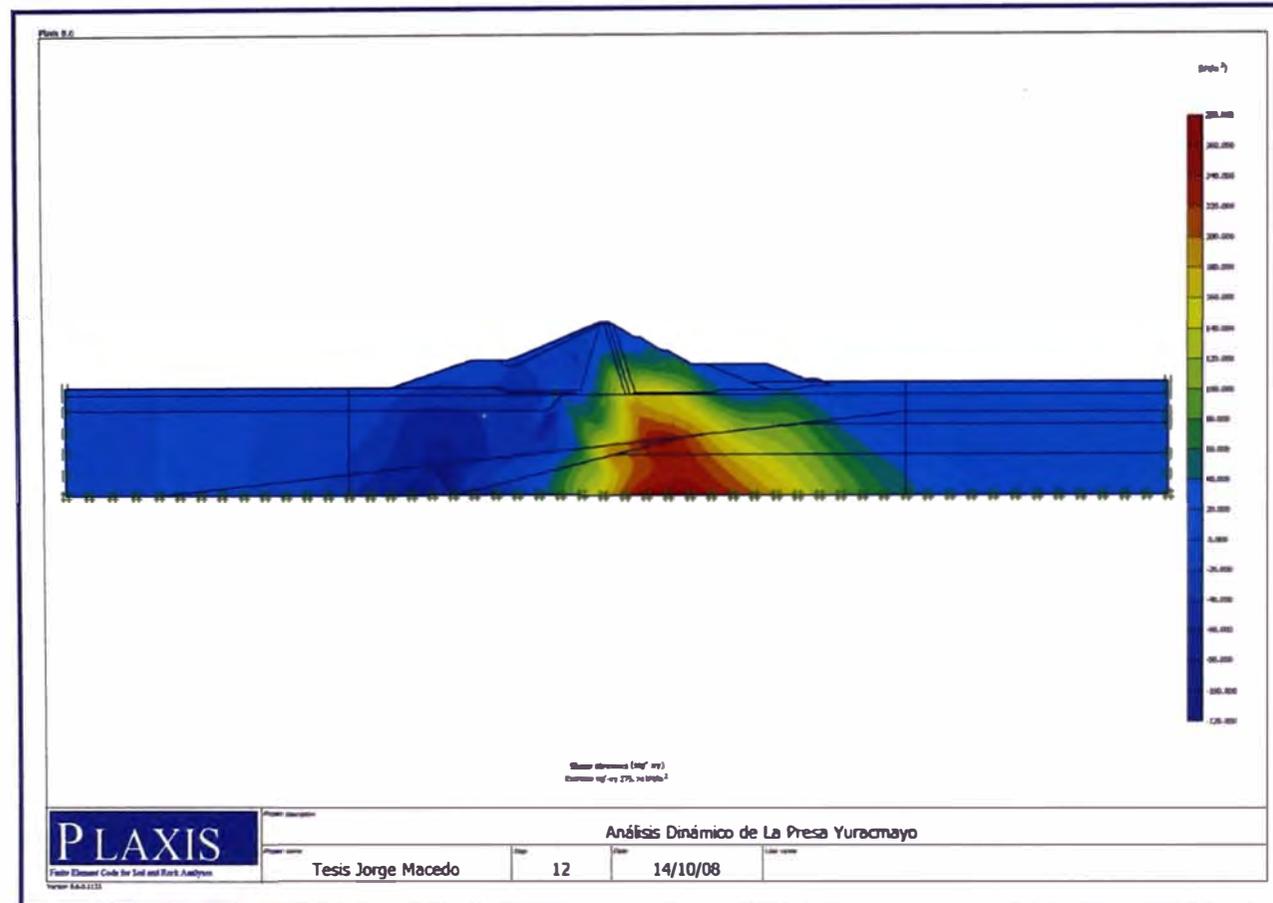


Fig. 6.13: Distribución de esfuerzos cortantes efectivos calculados.

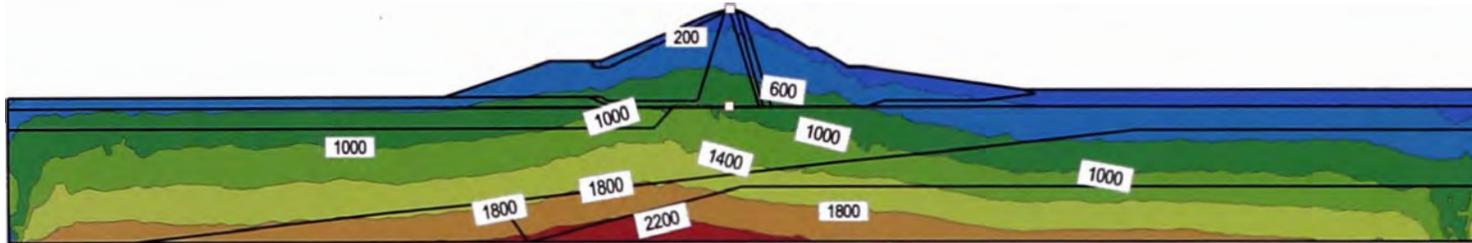


Fig. 6.14: Distribución de esfuerzos verticales calculados para el Sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001

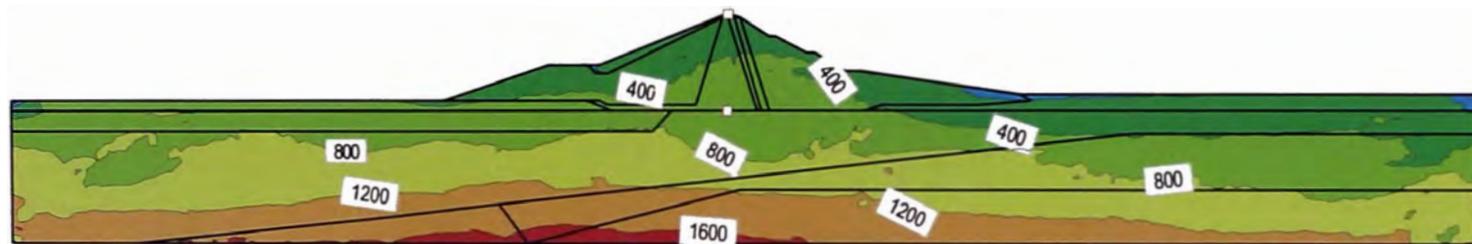


Fig. 6.15: Distribución de Esfuerzos Horizontales calculados para el Sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001

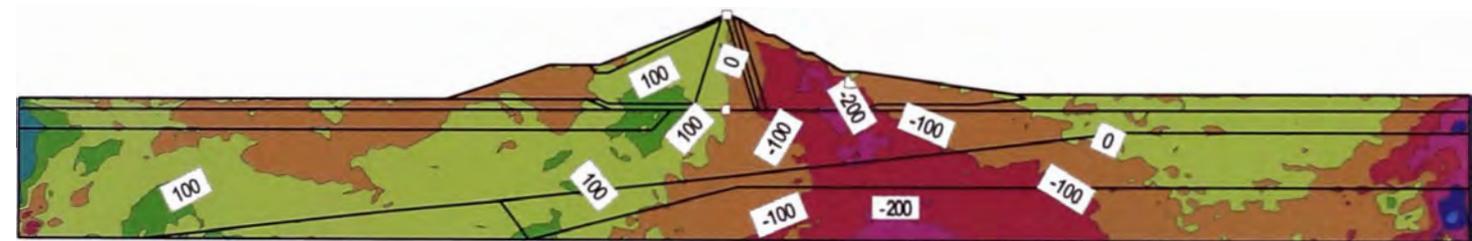


Fig. 6.16: Distribución de esfuerzos cortantes calculados para el Sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.

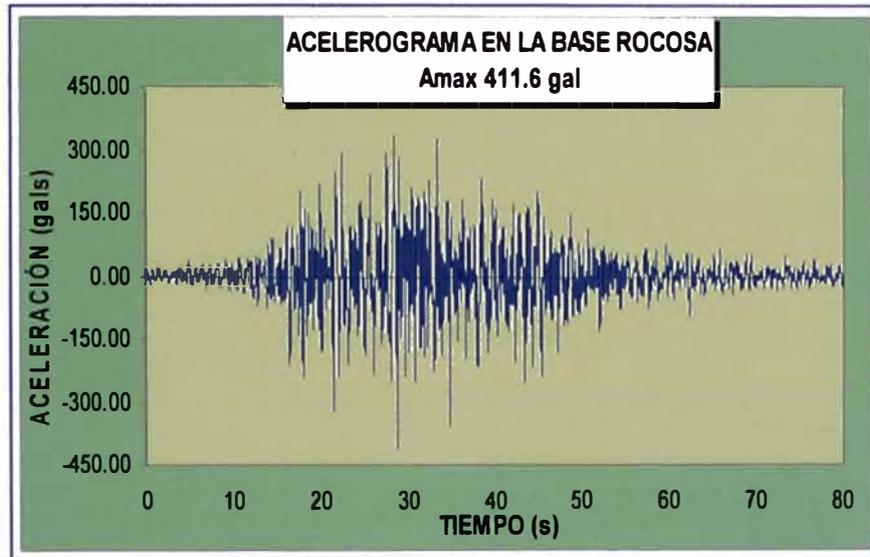


Fig. 6.17: Acelerograma En la base rocosa para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.

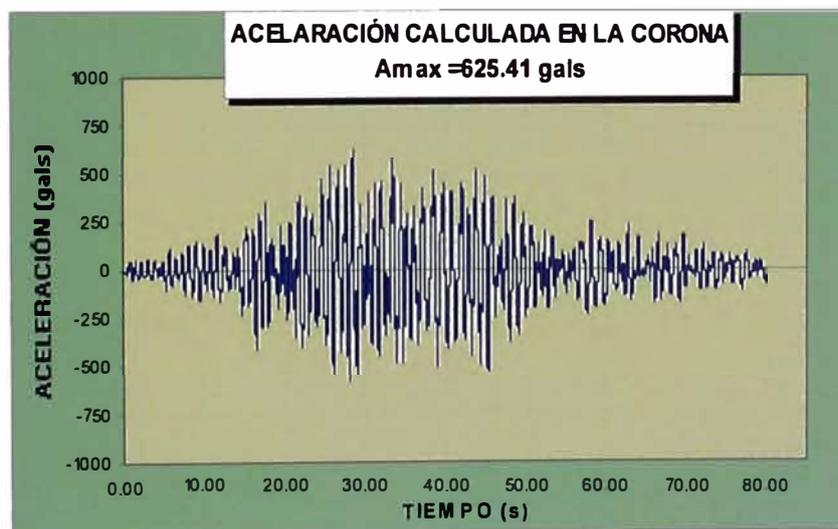


Fig.6.18: Acelerograma calculado en la corona para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.



Fig.6.19: Tiempo–Historia de los desplazamientos horizontales calculados en la corona, para el sismo de Moquegua – Perú 23/06/2001.

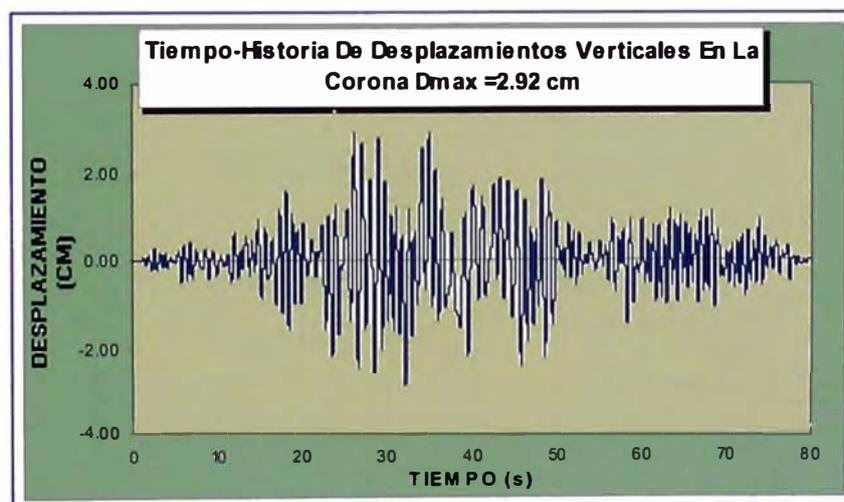


Fig.6.20: Tiempo–Historia de los desplazamientos verticales calculados en la corona para el sismo de Moquegua – Perú 23/06/2001.

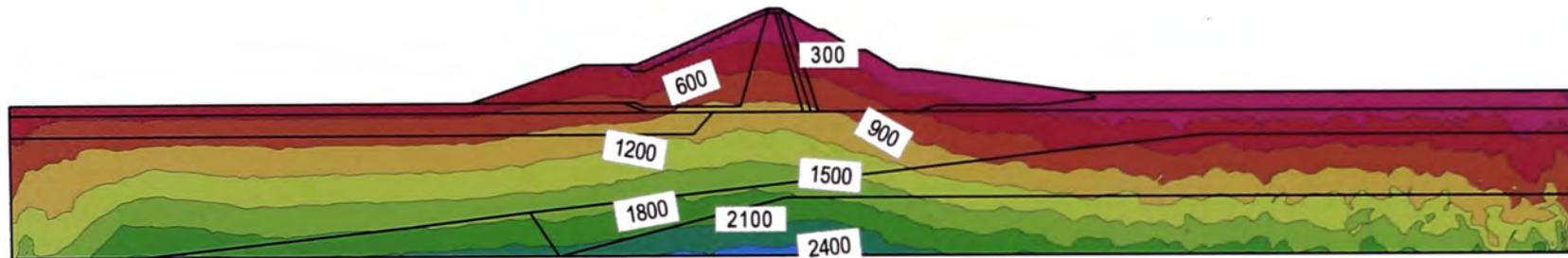


Fig. 6.21: Distribución de esfuerzos verticales calculados para el Sismo de Lima-Perú 03/10/1974.

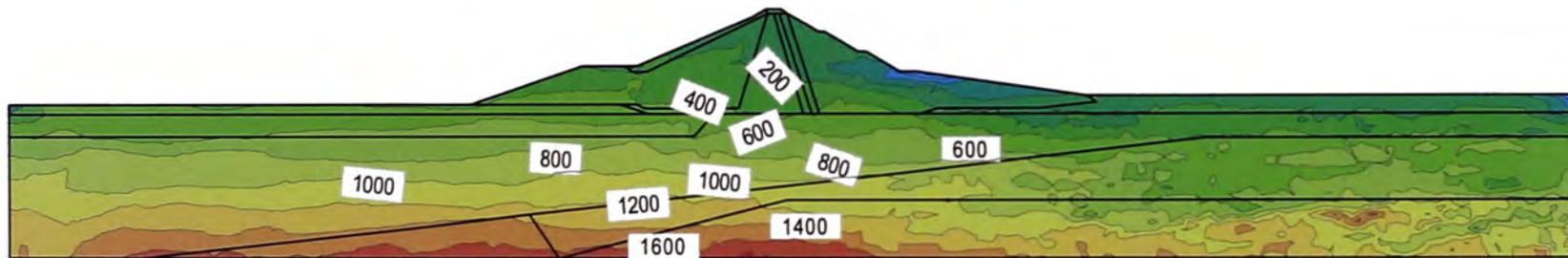


Fig. 6.22: Distribución de Esfuerzos Horizontales calculados para el Sismo de Lima-Perú 03/10/1974.

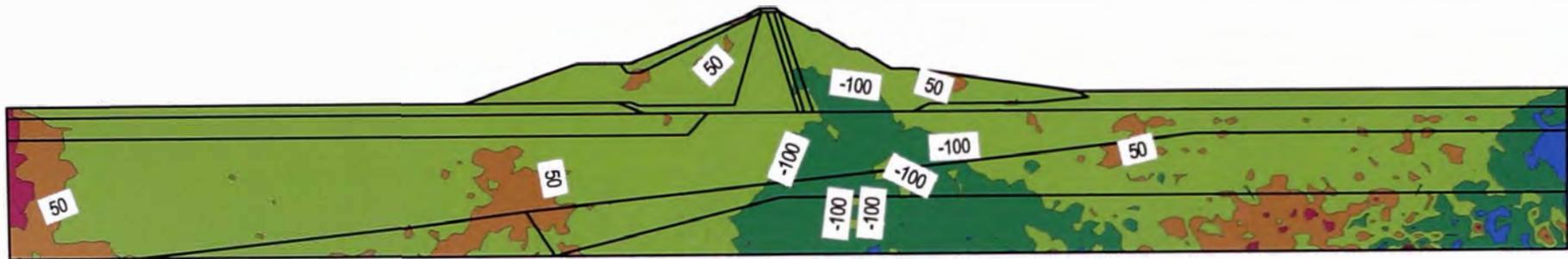


Fig. 6.23: Distribución de esfuerzos cortantes calculados para el Sismo de Lima-Perú 03/10/1974.

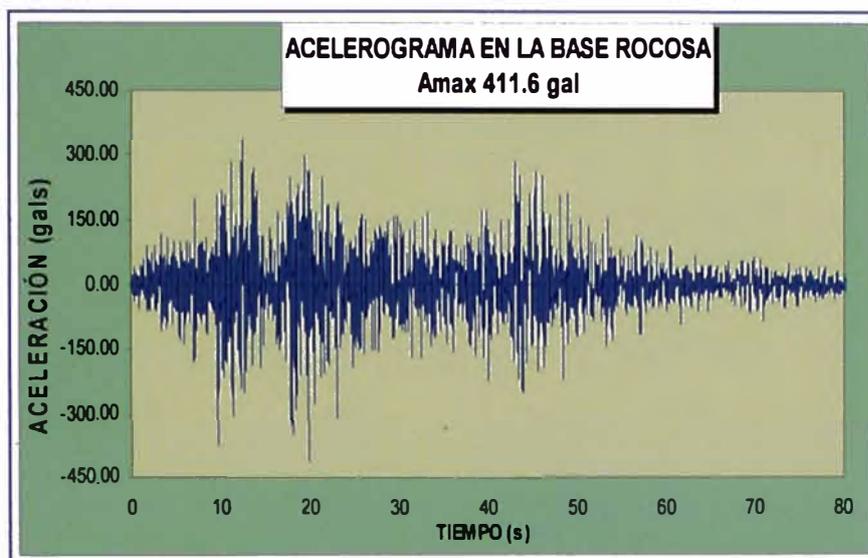


Fig. 6.24: Acelerograma En la base rocosa para el sismo de Lima-Perú 03/10/1974 N 82°W

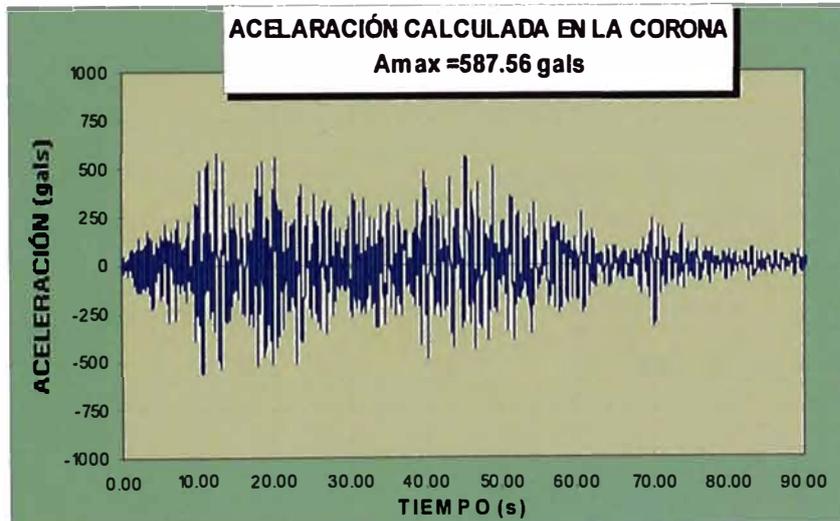


Fig.6.25: Acelerograma calculado en la corona para el Sismo de Lima-Perú 03/10/1974.

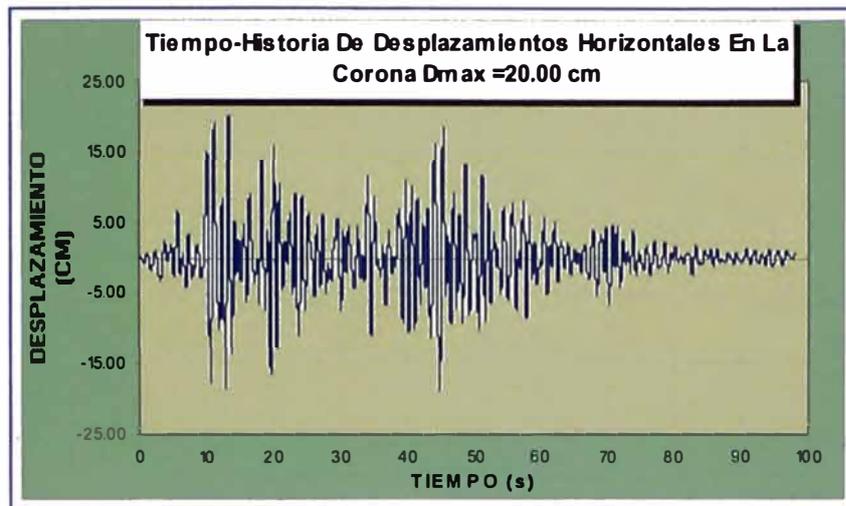


Fig.6.26: Tiempo –Historia de los desplazamientos horizontales calculados en la corona para el sismo de Lima – Perú 03/10/1974.

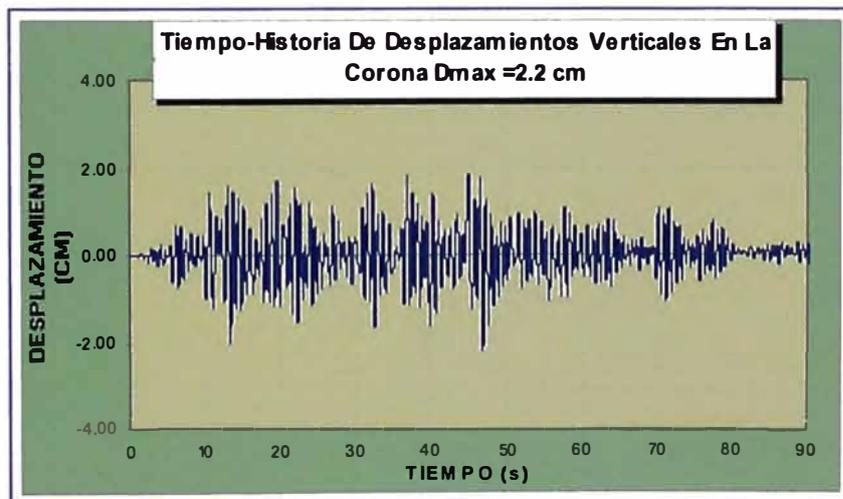


Fig.6.27: Tiempo – Historia de los desplazamientos verticales calculados en la corona para el sismo de Lima – Perú 03/10/1974.

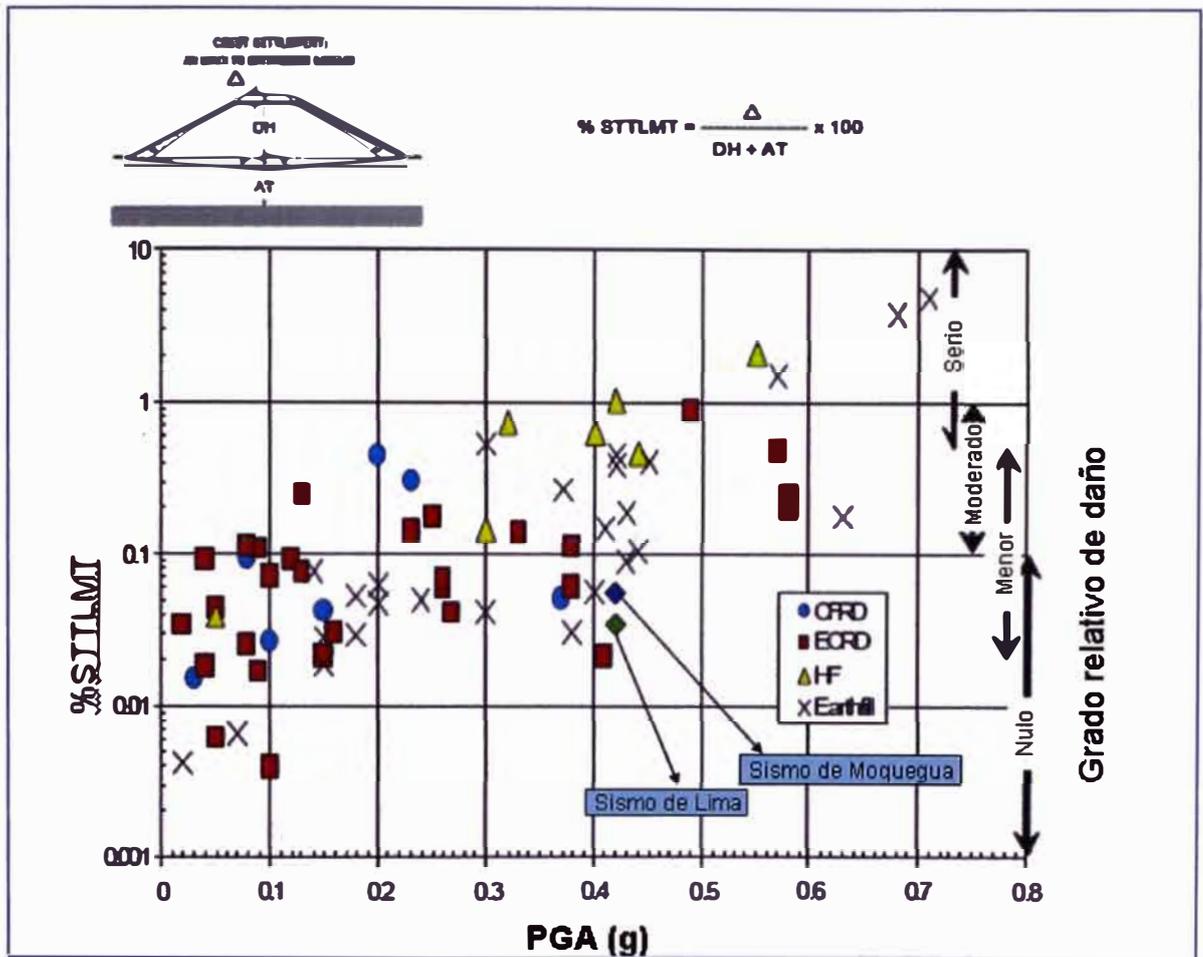


Fig.6.28: Evaluación del daño potencial de la presa Yuracmayo al ser sometida a los sismos de Moquegua (2001) y Lima (1974), considerando la metodología de Swiasgood (2003). Δ es el asentamiento en la corona, DH es la altura de la presa y AT es el espesor del material hasta la roca.

CONCLUSIONES

- En este trabajo se desarrolló una metodología para la evaluación del comportamiento dinámico de presas de tierra, siguiendo el procedimiento de etapas de análisis: Primera etapa: instrumentación sísmica con equipos acelerométricos. Segunda etapa: Procesamiento e interpretación de los registros obtenidos. Tercera etapa: calibración de un modelo de elementos finitos, usando los registros obtenidos en la presa. Cuarta etapa: Evaluación de la respuesta dinámica de la presa usando el modelo calibrado. Se sugiere complementar estas etapas con estudios de peligro sísmico y ensayos de propiedades dinámicas de los materiales de la presa considerada.
- Para la calibración de un modelo de elementos finitos representativo, se deben de plantear diversas condiciones (modelos), para este trabajo se consideraron como parámetros de sensibilidad las condiciones de contorno y el módulo de corte máximo. Luego se procede a analizar los modelos planteados considerando los sismos más representativos registrados durante el periodo de monitoreo sísmico.
- Es importante limitar el tamaño máximo de los elementos finitos en el modelo, sobre todo cuando se espera una transmisión de frecuencias altas, este fue el caso de los registros obtenidos en la presa Yuracmayo, por tratarse de registros de sismos de pequeña magnitud.
- El modelo equivalente lineal incorporado en el programa QUAKE/W2004 y QUAKE/W2007 actualiza las propiedades de rigidez en función a la deformación cortante efectiva al final de cada iteración, donde cada iteración comprende toda la duración del evento sísmico, mientras el modelo no lineal incorporado en el programa QUAKE/W2007 realiza las iteraciones para cada intervalo de tiempo. El parámetro de control para el modelo equivalente lineal es la norma del vector euclidiano obtenido al final del movimiento, mientras que para el modelo no lineal es la norma del vector euclidiano obtenido al final de una determinada iteración dentro de cada intervalo de tiempo.

- Se comprobó que la utilización de amortiguadores imperfectos ayuda a simular el fenómeno de amortiguamiento por radiación, este hecho se evidenció al obtener respuestas más cercanas a las reales para el modelo donde se consideró esta condición de contorno.
- El modelo equivalente lineal calibrado mostró un desempeño aceptable para el sismo del 29/03/2008, disminuyendo su representatividad para el sismo del 16/02/2005. En términos generales puede ser considerado aceptable para evaluar las aceleraciones correspondientes a los modos principales de vibración.
- Al usar el modelo equivalente lineal la rigidez de los materiales se degrada fuertemente (disminuyendo la rigidez del modelo) lo cual produce una menor amplificación que la real en el rango de frecuencias altas, así mismo se evidenció una mayor amplificación que la real para el rango de periodos altos, este comportamiento se observó para los dos sismos considerados en la calibración (sismo del 16/02/2005 y sismo del 29/03/2008).
- Para los fines de la calibración del modelo de elementos finitos, el modelo no lineal usado (modelo 3, mostrado en la Fig. 5.4) presentó un mejor desempeño con respecto al modelo equivalente lineal, siendo adecuado para evaluar las aceleraciones correspondientes de los principales modos de vibración. Esto era de esperarse pues el suelo ante carga cíclica presenta un comportamiento estrictamente no lineal.
- De los registros acelerométricos obtenidos (Anexo I) se observa como empieza a manifestarse la no linealidad de la estructura a medida que la magnitud del sismo aumenta, esto se evidencia comparando las relaciones entre aceleraciones pico corona/base registradas, las cuales pierden proporcionalidad conforme el sismo crece en magnitud.
- Respecto al cálculo de flujo se obtuvieron buenas aproximaciones entre los diversos programas utilizados (SLIDE, SEEPW/2007 y PLAXFLOW), tal como se puede observar en las Figuras 5.7 a 5.9.

- Se obtuvieron factores de seguridad estáticos y pseudoestáticos (considerando el sismo de diseño con un coeficiente pseudoestático igual a 0.21g) aceptables para las diversas condiciones planteadas, los factores de seguridad estáticos fueron mayores a 1.5 y los pseudoestáticos mayores a la unidad (Tabla 6.1).
- Para realizar un análisis dinámico se necesitan definir previamente las condiciones iniciales existentes en cuanto a esfuerzos y deformaciones, en el presente trabajo para tal fin se usó el programa PLAXIS 8.6, el cual tiene incorporado el modelo elastoplástico de Mohr coulomb
- Las aceleraciones máximas obtenidas en la corona, considerando el modelo calibrado, fueron de 625.41 y 587.56 cm/s² para los sismos de Moquegua y lima respectivamente (escalados a la aceleración de diseño la cual es igual a 0.42g). Así mismo los desplazamientos totales máximos obtenidos en la corona fueron de 25.00 cm, para el sismo de Moquegua y de 20.12 cm para el sismo de Lima. De los desplazamientos calculados se concluye que la presa presenta un comportamiento bastante rígido.
- Para el cálculo de las deformaciones permanentes se consideraron métodos aproximados como el método de Makdisi y Seed y el método de Newmark. El método de Makdisi y Seed mostró ser bastante conservador comparado con el método de Newmark (en especial para una superficie de falla profunda) y el método de los elementos finitos. Se espera una mayor aproximación entre el método de los elementos finitos y el método de Newmark, en especial para una superficie de falla profunda, esto debido a que las aceleraciones consideradas para en método de Makdisi y Sedd son aceleraciones espectrales.
- La Presa Yuracmayo es capaz de resistir el movimiento con la aceleración del sismo de diseño desarrollando pequeñas deformaciones, mostrando un adecuado diseño sísmico. Siendo conservadores y considerando las deformaciones permanentes evaluadas según la metodología de Makdisi y Seed, la deformación permanente máxima esperada considerando el sismo

de Moquegua fue de 76cm (Tabla 6.6), mientras que para el sismo de Lima fue de 96.8 cm (Tabla 6.7), estos valores se encuentran dentro del rango de 1 a 2% de la altura de la presa, (recomendado en la Ref. 11), siendo aceptables para este tipo de estructuras.

- Según la metodología planteada por Swiasgood (2003) se espera que la presa sufra daños menores ante los sismos considerados (sismo de Moquegua-2001 y sismo de Lima-1974). Este resultado se evidencia gráficamente en la Figura 6.28 donde de acuerdo a la aceleración pico en la base ($PGA=0.42g$) y los asentamientos calculados en la corona se clasifica a la presa como una estructura donde se esperan daños menores cuando es sometida a los sismos considerados

RECOMENDACIONES

- Aunque se observó un comportamiento adecuado del modelo calibrado para los sismos considerados, es recomendable evaluar el desempeño del modelo para sismos de mayor magnitud que se puedan registrar en el futuro, en los acelerómetros instalados.
- El modelo no lineal usado fue el de implementación más sencilla, se recomienda usar modelos no lineales más elaborados, en conjunción con modelos de generación de excesos de presión de poros, para evaluar su desempeño frente al modelo usado. Este trabajo puede ser realizado como una futura investigación.

BIBLIOGRAFÍA

1. ABDEL-GHAFFAR, AM. y SCOTT, R.F. (1979). Analysis of earth dam response to earthquakes, JGED, ASCE, Vol. 105, No. GT12, pp.1379 - 1403.
2. AGUILAR, Z (2004). Analisis del peligro sismico y estimado del movimiento sismico de diseño, CISMID-UNI.
3. AGUILAR, R. Y EGÓAVIL, C. (2000). Implementación del equipo de adquisición de datos de prospección sísmica, Programa científico PC-CISMID.
4. AIREY, D.W. Y WOOD, D.M. (1987).An evaluation of direct simple shear tests on clay, Geo technique, Vol. 37, No. 1, pp. 25-35.
5. AKI, K. y RICHARDS, P.G. (1980). Quantitative Seismology, Freeman and Co., New York.
6. AMBRASEYS, N.M. y SARMA, S.K. (1967). The response of earth dams to strong earthquakes, Geotechnique.
7. ANDERSON, D.G. y WOODS, R.D. (1976). Time-dependent increase in shear modulus of clay. Proc. ASCE: Journal of the Geotechnical Engineering Division, 102(GT5), pp. 525-537.
8. ARIAS, A. (1970). A Measure of Earthquake Intensity, in "Seismic Design for Nuclear Power Plants (edited by R. Hansen)", MIT Press, Cambridge (MA), U.S.A., pp. 438-469.
9. ASOCIACIÓN S&Z CONSULTORES-CORPEI-KUKOVA, (Febrero,1991 – Octubre, 1994). Supervisión de La Construcción de La Presa Yuracmayo y Obras Conexas-Lote N°2, Informes mensuales.
10. ATKINSON, J.H. y LITTLE, J.A. (1988). Undrained triaxial strength and stress-strain characteristics of a glacial till soil. Can. Geotech. J., 25(3), pp.428-439.
11. BARRENA, S y CAMPAÑA, J (2006). Análisis de Estabilidad de Presas de Relave Práctica-Chilena, ARCADIS geotécnica.
12. BATHE, K.J. y WILSON, E.L. (1973). Stability and accuracy analysis of direct integration methods, JEESD, Vol. 1, pp. 283 - 291.
13. BENZ, T. (2006). Small-Strain stiffness of soils and its numerical consequences, Ph.D. Thesis, Stuttgart Universität.
14. BIAREZ, J. y HICHER, P.Y. (1994). Elementary Mechanics of Soil Behaviour. Balkema.

15. BOMMER, J.J. (1990). The recording, interpretation and use of earthquakes strong-motion. Engineering seismology and earthquake engineering section. Department of Civil Engineering. Imperial College. University of London.
16. CARREÑO, E., et al. (1999). Física de la tierra: "Registro y tratamiento de acelerogramas". Servicio de publicaciones, Universidad Complutense, Madrid, Vol.25, pp 81-111.
17. CARRIÓN, M. (2001). Análisis de Estructuras Geotécnicas Asistido por Computadora", Tesis de grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Lima Perú.
18. CELEPE, Z. y BAZANT, Z. (1983). Spurious reflection of elastic waves due to gradually changing finite element size, IJNME, Vol. 19, pp.631-646.
19. CHAUDHARY, S.K., KUWANO, J. Y HAYANO. Y. (2004). Measurement of quasi-elastic stiffness parameters of dense Toyoura sand in hollow cylinder apparatus and triaxial apparatus with bender elements. Geotechnical Testing Journal, 27(1), pp:1-13.
20. CLOUGH, R.W. y CHOPRA, A.K. (1966). Earthquake Stress Analysis in Earth Dams, ASCE J. Engr. Mech. Div., 92 (EM2).
21. COLINDRES, R. (1993). Dinámica de suelos y estructuras.
22. COOK, R. D., MALKUS, D. S. y PLESHA, M. E. (1989). Concepts and Applications of Finite Element Analysis, 3rd Edition, John Wiley & Sons, New York.
23. CORNELL, A. (1968). Engineering Seismic Risk Analysis, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol 58, No. 5, pp. 1538-1606.
24. CUNDALL, P.A. y STRACK, O.D.L. (1979). A discrete numerical model for granular assemblies, Geotechnique, Vol. 29, No. 1, pp. 47-65.
25. DAKOULAS, P. (1990). Nonlinear response of dams founded on alluvial deposits in narrow canyons, JSDEE, Vol. 9, No. 6, pp. 301-312
26. DAKOULAS, P. y GAZETAS, G. (1986). Seismic Shear Strains and Seismic Coefficients in Dams and Embankments, Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 5, No. 2, pp. 75-83.
27. DOBRY, R. y LADD, R.S. (1980). discusión to " Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes," by H.b. Seed and "Liquefaction potential: science versus practice" by R.B.Peck, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 106, N°, GT6, pp.720-724.

28. DOBRY, R. y VUCETIC, M. (1987). Dynamic properties and seismic response of soft clay deposits. Proc. International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico City, Vol. 2, pp. 51-87.
29. DRNEVICH, V.P. y RICHART, F.E. Jr. (1970). Dynamic prestraining of dry sand, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. ASCE. Vol 96, N°. SM2, pp. 453-469.
30. EPRI (1993). Guide lines for determining design basis ground motions, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California, Vol. 1, pp. 8-1 through 8-69.
31. FIORAVANTE, V. (2000). Anisotropy of small-strain stiffness of Ticino and Kenya sands from seismic wave propagation measured in triaxial testing. Soils and Foundations, 40(4), pp.129-142.
32. GAZETAS, G. (1987). Seismic response of earth dams: "Some recent developments", JSDEE, Vol. 6. No 1, pp. 2-47.
33. GONZALES, V. (1996). Impermeabilización Del Subsuelo Mediante Inyecciones-Ccimentación De La Presa Yuracmayo, Tesis de grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Lima Perú.
34. HANKS, T.C. y MCGUIRE, R.K. (1981). The character of high-frequency strong ground motion, Bull. Seism. Soc. Am. 71, pp. 2071-2095.
35. HARDIN, B.O. (1978). The nature of stress-strain behaviour of soils. In Proc. Earthquake Engineering and Soil Dynamics, volume 1, pp. 3-90, Pasadena, CA. ASCE, New York. State-of-the-art report.
36. HARDIN, B.O. y BLACK, W.L (1968). Vibration modulus of normally consolidated clays. Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 94(SM2), pp.353-369.
37. HARDIN, B.O. y BLACK, W.L. (1969). Closure to vibration modulus of normally consolidated clays. Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 95 (SM6), pp.1531-1537.
38. HARDIN, B.O. y RICHART, F.E. Jr. (1963). Elastic wave velocities in granular soils. Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, 89(SM1), pp. 33-65
39. HARTZELL, S. (1978). Earthquake Aftershocks as Green's Functions, Geophysical Research Letter, Vol 5,. pp 1-4.
40. HASKELL, N.A. (1964). Total energy and energy spectral density of elastic wave radiation from propagating faults, Bull. Seism. Soc. Am., 54, pp. 1811.

41. HERRAIZ, M. (1997). Conceptos Básicos de Sismología para Ingenieros, Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres - CISMID, Lima Perú.
42. HERTZ, H. (1881). Uber die Berunhrung fester elasticher Korper, Journal Fur die Reine and Angewandte Mathematik, Vol. 92, pp. 156-171
43. HICHER, P.Y. (1996). Elastic properties of soils. Journal of Geotechnical Engineering, 122(8), pp. 641-648.
44. HOQUE E. Y TATSUOKA F. (2004). Effects of stress ratio on small-strain stiffness during triaxial shearing. *Geotechnique*, 54(7), pp.429–439.
45. HOLZLÖHNER, U. (1988). Dynamische Bodenkennwerte - Meßergebnisse und Zusammenhänge. Bautechnik, 65(9), pp.306–312.
46. HOULSBY, G.T. y WROTH. C.P. (1991). The variation of shear modulus of a clay with pressure and overconsolidation ratio. *Soils and Foundations*, 31(3), pp.138-134.
47. HOUSNER, G.W. (1952). Intensity of ground motion during strong earthquakes, California Institute of Technology, Earthquake Research Laboratory.
48. HOUSNER, G.W. (1975). Measures of severity of earthquake ground shaking. Proc. U.S.National Conference Earthquake Engineering, Ang Arbor, Michigan.
49. HOUSNER, G. W. (1982). National Research Council on Earthquake Engineering Research, en Kramer, S. (1996).
50. HYNES-GRIFFIN, M.E. Y FRANKLIN, A.G. (1984). Rationalizing the seismic coefficient method. Miscellaneous Paper GL-84-13, US Army Corps of Engineers Waterways Experiment Station, Vicksburg, Mississippi, USA.
51. IDRIS, I.M., LYSMER, J., HWANG, R. y SEED, H.B. (1973). QUAD-4 : "A computer program for evaluating the seismic response of soil structures by variable damping finite element procedures", Report EERC 73-16, University of Berkeley, California.
52. IMAI, T. Y TONOUCHI, K. (1982). Correlation of N-value with S-wave velocity and shear modulus. In Proc. 2nd European Symposium on Penetration Testing, pages 66–72, Amsterdam, 1982.
53. INFANTES, M. (1999). Análisis Sísmico de Estructuras de Tierra, Tesis de grado, Universidad Nacional de Ingeniería, Facultad de Ingeniería Civil, Lima Perú.

54. INGEMMET (1993). Estudio Geofísico de Refracción Sísmica, Presa Yuracmayo.
55. ISHIBASHI, I. y ZHANG, X. (1993). Unified Dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay, *Soils and Foundations*, Vol33, N0.1Vol..33, N°.1.pp.182-191.
56. ISHIHARA, K. y LI, S. (1972). Liquefaction of saturated sand in triaxial torsion shear test," *Soils and Foundations*, Vol. 12, No. 2, pp. 19-39.
57. IWASAKI, T. y TATSUOKA, F. (1977). Effects of grain size and grading on dynamic shear moduli of sands. *Soils and Foundations*, 17(3), pp.19-35.
58. JOVICIC, V. Y COOP, M.R. (1997). Stiffness of coarse-grained soils at small strains. *Geotechnique*, 47(3), pp.545–561.
59. KALLIOGLOU, T.T., PAPADOPOULOU, A. Y PITILAKIS, K. (2003). Shear modulus and damping of natural sands. *Proc. IS-Lyon03*, A.A. Balkema, pp. 401–407.
60. KIM, T.C. Y NOVAK, M. (1981). Dynamic properties of some cohesive soils of Ontario. *Canadian Geotech. Journal*, 18(3), pp.371–389.
61. KOKUSHO, T., YOSHIDA, Y. Y YASUYUKI, E. (1982). Dynamic properties of soft clay for wide strain range. *Soils and Foundations*, 22(4), pp.1–18.
62. KOVACS, W.D. y LEO, E. (1981). Cyclic simple shear of large-scale sand samples: Effects of diameter to height ratio. *Proc: International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Vol. 3, pp. 897-907.
63. KRAMER, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice-Hall, USA.
64. KUWANO R. Y JARDINE. R.J. (2002). On the application of cross-anisotropic elasticity to granular materials at very small strains. *Geotechnique*, 52(10), pp.:727–749.
65. KUHLEMEYER, R.L. Y LYSMER, J. (1973). Finite element method accuracy for wave propagation problems, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 99, No. SM5, pp. 421-427.
66. LADE, P.V. y ABELEV, V. (2005). Characterization of cross-anisotropic soil deposits from isotropic compression tests. *Soils and Foundations*, 45(5), pp. 89-102.
67. LAMBE, T.W. y WHITMAN, R.V. (1969). *Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, New York.

68. LAHMEYER INTERNATIONAL, (1993). Yuracmayo Dam Project Review, Comments by the Board Of Consultants, Frankfurt Meeting.
69. LAHMEYER INTERNATIONAL, (1994). Yuracmayo Project Review, 8th Meeting of The Board of Consultants, Lima-Perú..
70. LARSSON, R. y MULABDIC, M. (1991). Piezocone tests in clay. Technical Report 42, Swedish Geotechnical Institute, Linköping.
71. LO PRESTI, D.C.F., et al. (1993). Monotonic and cyclic loading behaviour of two sands at small strains. Geotechnical Testing Journal, ASTM 16(4), pp. 409-424.
72. LO PRESTI, D.C.F. y JAMIOLKOWSKI, M. (1998). Discussion: "Estimate of elastic shear modulus in holocene soil deposits". Soils and Foundations, 38(263-265).
73. LUNNE, T., ROBERTSON, P.K. y POWELL, J.J.M. (1997). Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. E & FN Spon, London.
74. LYSMER, J. y KUHLEMEYER, R.L. (1969). Finite dynamic model for infinite media, JEMD, ASCE, Vol. 95, No. EM4, pp. 859-877.
75. MAKDISI, F.I. y SEED, H.B. (1977). A simplified procedure for estimating earthquake-induced deformations in dams and embankments. Report No. UCB/EERC 77/19, University of California, Berkeley.
76. MAKDISI, F.I., KAGAWA, T. y SEED, H.B. (1982). Seismic response of earth dams in triangular canyons, JGED, ASCE, Vol. 108, No. GT10, pp.1328-1337.
77. MARCUSON, W.F. III (1981). Moderator's Report for Session on "Earth Dams and Stability of Slopes Under Dynamic Loads". Proc: International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis, MO, Vol. 3, pp. 1175.
78. MARCUSON, W.F. Y WAHLS, H.E. (1972). Time effects on dynamic shear modulus of clays. Proc. ASCE: Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, 98(SM12), pp.1359-1373.
79. MASING, G. (1926). Eigenspannungen und Verfestigung beim Messing. Proceedings Second International Congress of Applied Mechanics, Zurich, pp. 332-335.
80. MAYNE, P.W. y RIX, G.J. (1993). Gmax/qc relationships for clays. Geotechnical Testing Journal, 16(1), pp.54-60.

81. MEJIA, L. y SEED, H.B. (1983). Comparison of 2-D and 3-D dynamic analysis of earth dam, JGED, ASCE, Vol. 109, No. 11, pp.1383-1398.
82. McGUIRE, R. (1976). Fortran Computer Program for Seismic Risk Analysis, Open-File Report 76-67, U.S. Geological Survey.
83. MINDLIN, R.D. y DERESIEWICZ, H. (1953). Elastic spheres in contact under varying oblique forces. Journal of Applied Mechanics. ASME, Vol. 20. pp 221-236.
84. MODONI, G., FLORA, A., ANH DAN, L.Q., MANCUSO, C., KOSEKI, J., BALAKRISHNAIER, K. Y TATSUOKA, F. A. (1999). Simple experimental procedure for the complete characterization of small strain stiffness of gravels. Proc. IS-Torino99, A.A. Balkema, pp. 123–130.
85. MOTOR COLUMBUS - MOTLIMA S.A. (1983). Estudio de Factibilidad, Presa Yuracmayo, Volumen V Informaciones Geognosticas.
86. MOTOR COLUMBUS - MOTLIMA S.A. (1983). Estudio de Factibilidad, Presa Yuracmayo, Volumen VI Geología y Sismología.
87. MOTOR COLUMBUS - MOTLIMA S.A. (1983). Estudio de Factibilidad, Presa Yuracmayo, Volumen VII Resultados Mecánica de Suelos.
88. MOTOR COLUMBUS - MOTLIMA S.A. (1983). Estudio de Factibilidad, Presa Yuracmayo, Volumen VIII Geotécnica y Materiales.
89. MOTOR COLUMBUS - MOTLIMA S.A. (1988). Informe del Cálculo de Estabilidad de La Presa Yuracmayo, Fase B-2, Diseño Detallado Al Nivel de la Construcción.
90. MULLEN, R. y BELYTSCHKO, T. (1982). Dispersion analysis of finite element semidiscretizations of the two-dimensional wave equation, IJNME, Vol. 18, 1982, pp.11-29.
91. NEWMARK, N.M. (1965). Effects of earthquakes in dams and embankments, Geotechnique, Vol. 15 No. 2, pp. 139-160.
92. NEWMARK, N.M. y ROSENBLEUTH, E (1971). Fundamentals of earthquake engineering, Prentice Hall, Englewood Cliffs (NJ).
93. NG, T.-T. y DOBRY, R. (1994). Numerical simulations of monotonic and cyclic loading of granular soil, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 20, No. 2, pp. 388-403.
94. PARK, T. y SILVER, M.L. (1975). Dynamic soil properties required to predict the dynamic behavior of elevated transportation structures, Report DOT-TST-75-44, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.

95. PARRA, D. (1996). Modelagem Numerica do Comportamento Estatico e Sismico de Barragens de Terra. Departamento de Engenharia Civil, Pontificia Universidad Católica do Rio de Janeiro, Brasil.
96. PIKE, R.M. (1973). Settlement And Liquefaction Of Sands Under Multi-Directional Loading, PhD Disertation, University Of California, Berkeley.
97. RAMPELLO, S., VIGGIANI, G.M.B., Y AMOROSI, A. (1997). Small-strain stiffness of reconstituted clay compressed along constant triaxial effective stress ratio paths. *Geotechnique*, 47(3), pp.475–489.
98. RUESTA, P., DIAZ, J. y ALVA, J. (1988). El coeficiente sísmico en el diseño de presas de tierra y enrocado. VII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, pp. 197-218.
99. SEED, H.B. (1979). Considerations in the earthquake resistant design of earth and rockfill dams, *Geotechnique*, Vol. 29 No. 3, pp. 215-263.
100. SEED, H.B. e IDRIS, I.M. (1969). Influence of soils conditions on ground motions during earthquakes, *JSMFD, ASCE*, Vol. 95, No. SM1, pp. 99-137.
101. SEED, H.B. e IDRIS, I.M. (1970). Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis, Report No. EERC 70-10, University of California, Berkeley.
102. SEED, H.B. y MARTIN, GR. (1966). The seismic coefficient in earth dam design, *JGED, ASCE*.
103. SEED, H.B., MAKDISI, I.F. y DE ALBA, P. (1978). Performance of earth dams during earthquakes, *JGED, ASCE*, Vol. 104, No. GT7, pp. 967-998.
104. SEED, H.B., LEE, K.L., IDRIS, I.M. y MAKDISI, F.I. (1975). The slides in the San Fernando dams during the earthquake of February 9th, 1971, *JGED, ASCE*, Vol. 101 No. GT7. pp. 651-688.
105. SEED, H.B., WONG, R.T., IDRIS, I.M. y TOKIMATSU, K. (1992). Moduli and damping factors for dynamic analysis of cohesionless soils, National Science Foundation under Grant N°. CEE-8110734.
106. STOKOE, K.H., DARENDELI, M.B., GILBERT, R.B., MENQ, F. Y. y CHOI W.K. (2004). Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves. In International Workshop on Uncertainties in Nonlinear Soil Properties and their Impact on Modeling Dynamic Soil Response, UC Berkeley, CA.

107. Stokoe, K.H. y Santamarina, J.C. (2000). Seismic-wave-based testing in geotechnical engineering. In GeoEng 2000: An International Conference on Geotechnical and Geological Engineering, volume 1, pp. 1490–1536, Melbourne, Australia, Technomic Publishing Company.
108. SWIASGOOD, J.R. (2003). "Embankment Dam Deformations caused by Earthquakes", Proc., 2003 Pacific Conf. Earthquake Engineering, Paper # 014.
109. TERZAGHI, K. (1950). Mechanism of landslides, Berkeley Vol., Geol. Soc. Am.
110. TING, J.M., CORKUM, B.T., KAUFFMAN, C.R. y GRECO, C. (1989). Discrete numerical model for soil mechanics, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 3, pp. 379-398.
111. VIGGIANI, G. y ATKINSON, J.H. (1995). Stiffness of fine grained soils at very small strains. Geotechnique, 45(2), pp. 249–265.
112. VUCETIC, M. (1994). Cyclic threshold shear strains in soils, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 12, pp. 2208-2228.
113. VUCETIC, M. y Dobry, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117(1), pp. 89–107.
114. WHITMAN, R. V. Y BAILEY, W. A. (1967). Use of computers for slope stability analysis. Jnl Soil Mech. Fdns Div. Am. Sot. Civ. Engrs 93, SM4, pp.475-498.
115. WICHTMANN, T. Y TRIANTAFYLLIDIS, T. (2004). Influence of a cyclic and dynamic loading history on dynamic properties of dry sand, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, pp.127–147.
116. ZDRAVKOVIC, L. y JARDINE, R.J. (1997). Some anisotropic stiffness characteristics of a silt under general stress conditions. Geotechnique, 47(3), pp. 407–437.
117. ZIENKIEWICZ, O. C. y TAYLOR, R. L. (1989), The Finite Element Method, Volume 1, Basic Formulation and Linear Problems, 4th Edition, McGraw-Hill, London.
118. ZUTA, J. y AGUILAR, Z. (2005). Análisis Dinámico de La Presa Torata. XVI Congreso Nacional de Ingeniería Civil. Cismid-UNI, Fic .

**ANEXO I:
ACELEROGRAMAS Y ESPECTROS DE
RESPUESTA DE LOS SISMOS
REGISTRADOS.**

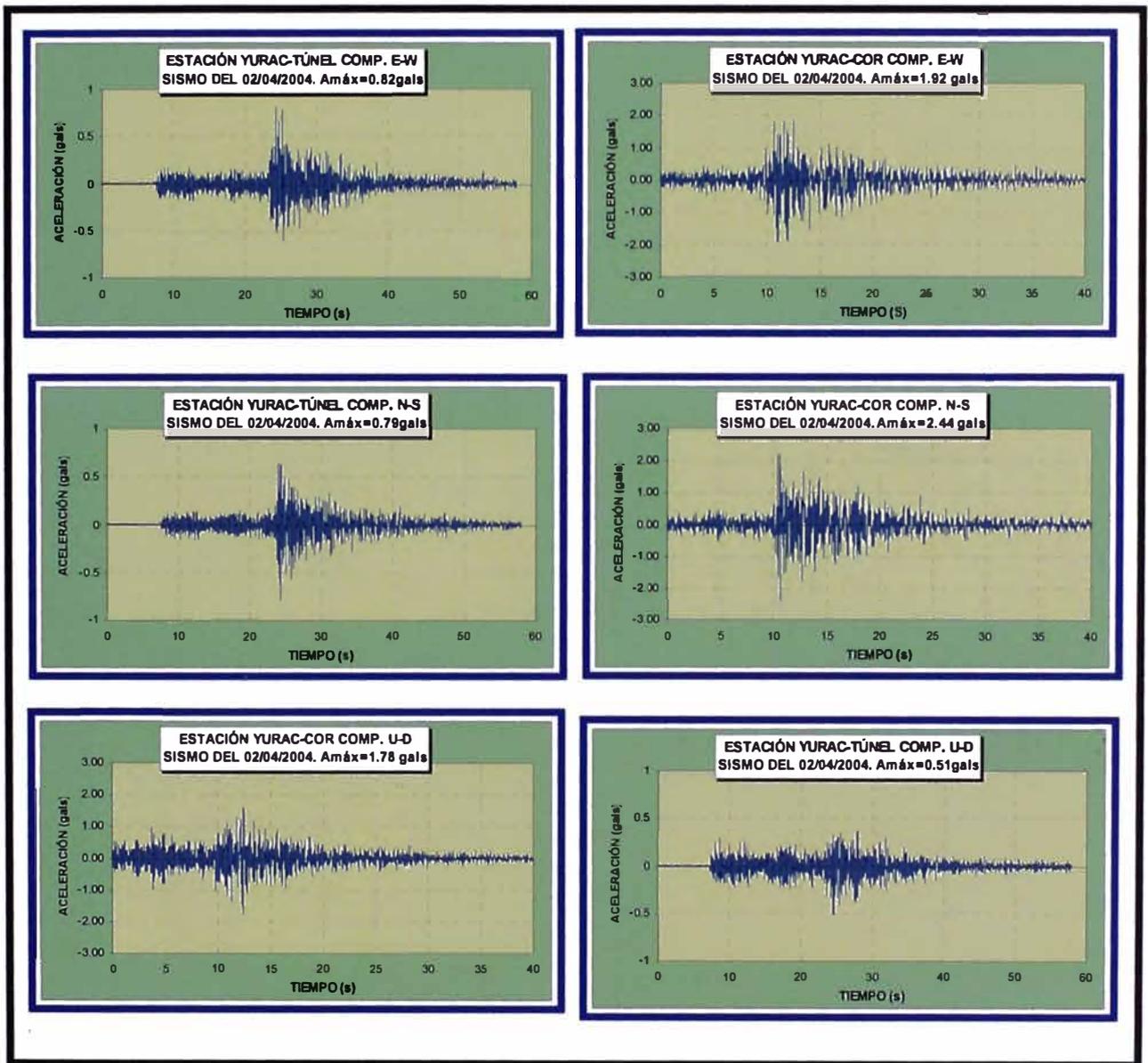


Fig. I.1: Acelerogramas del sismo del 02/04/2004.

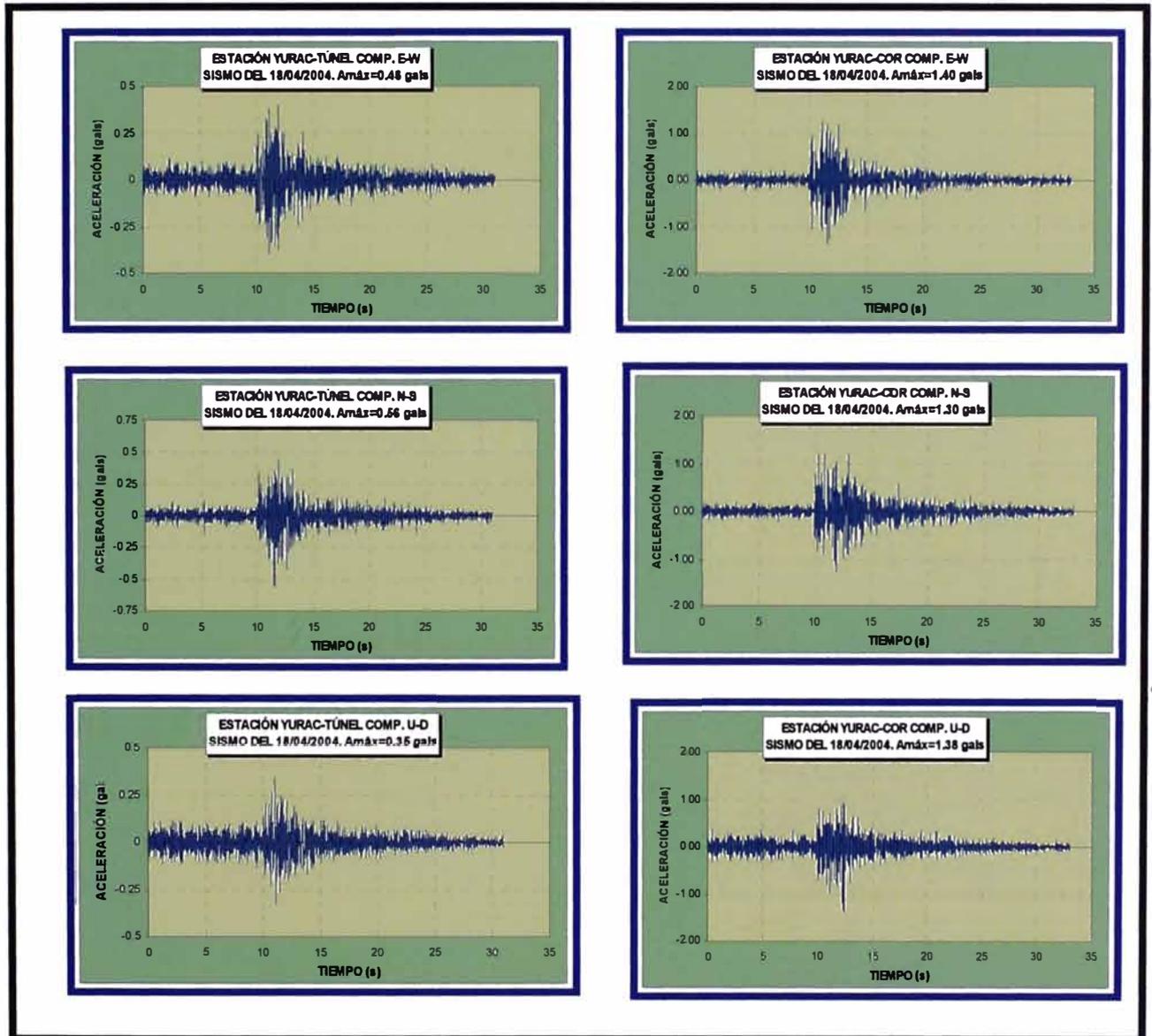


Fig. I.2: Acelerogramas del sismo del 18/04/2004.

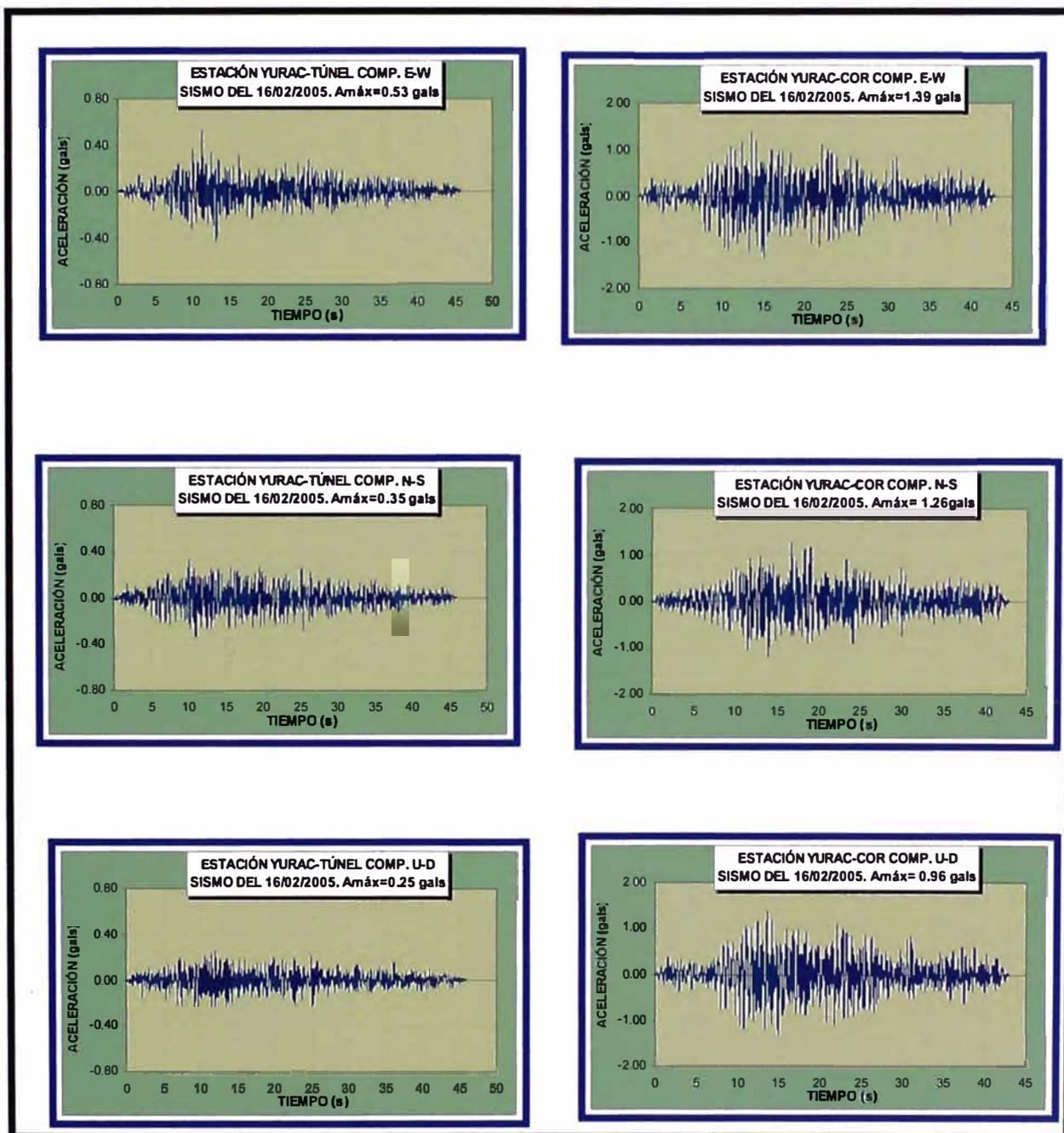


Fig. I.3: Acelerogramas del sismo del 16/02/2005

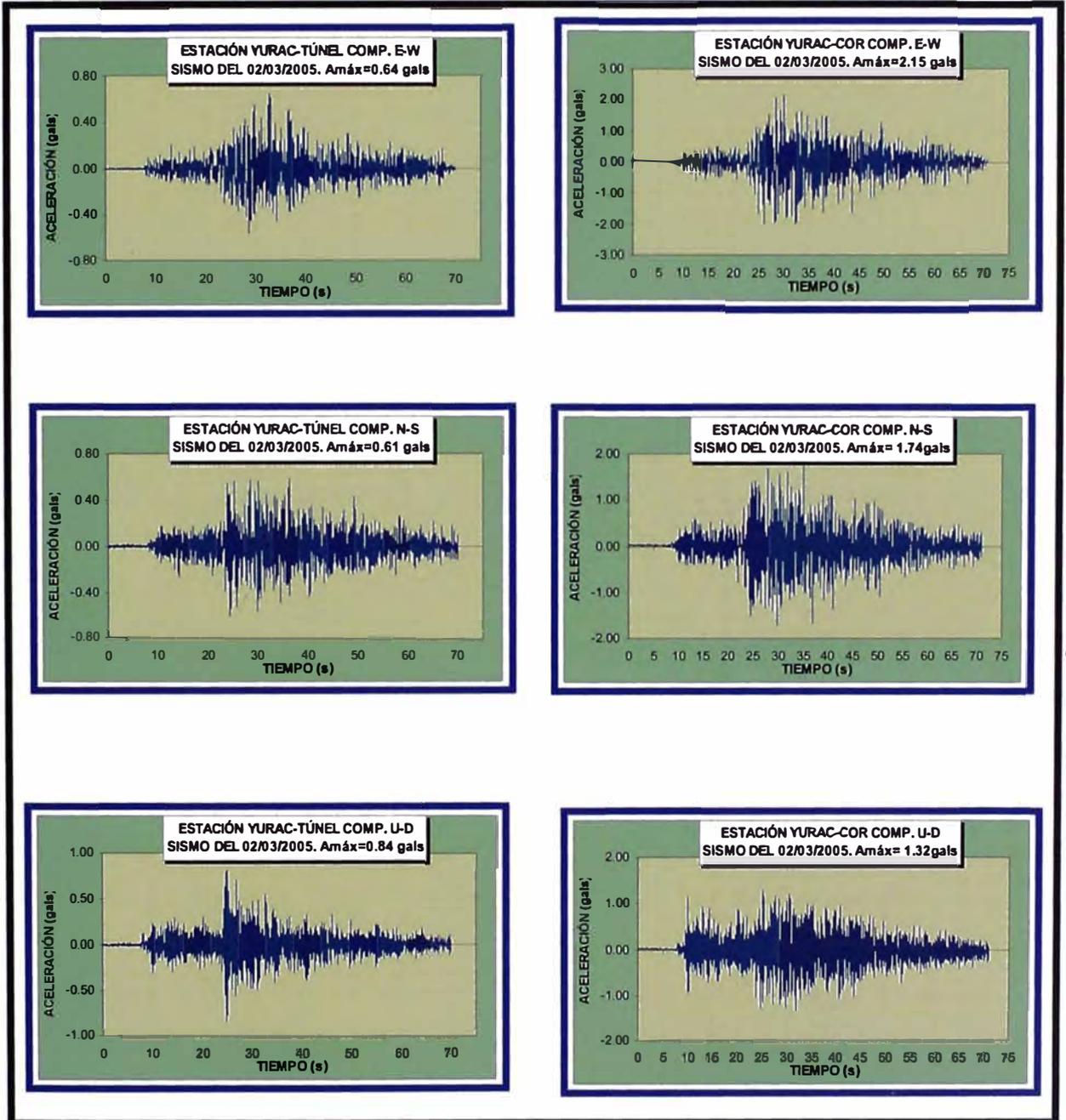


Fig. I.4: Acelerogramas del sismo del 02/03/2005.

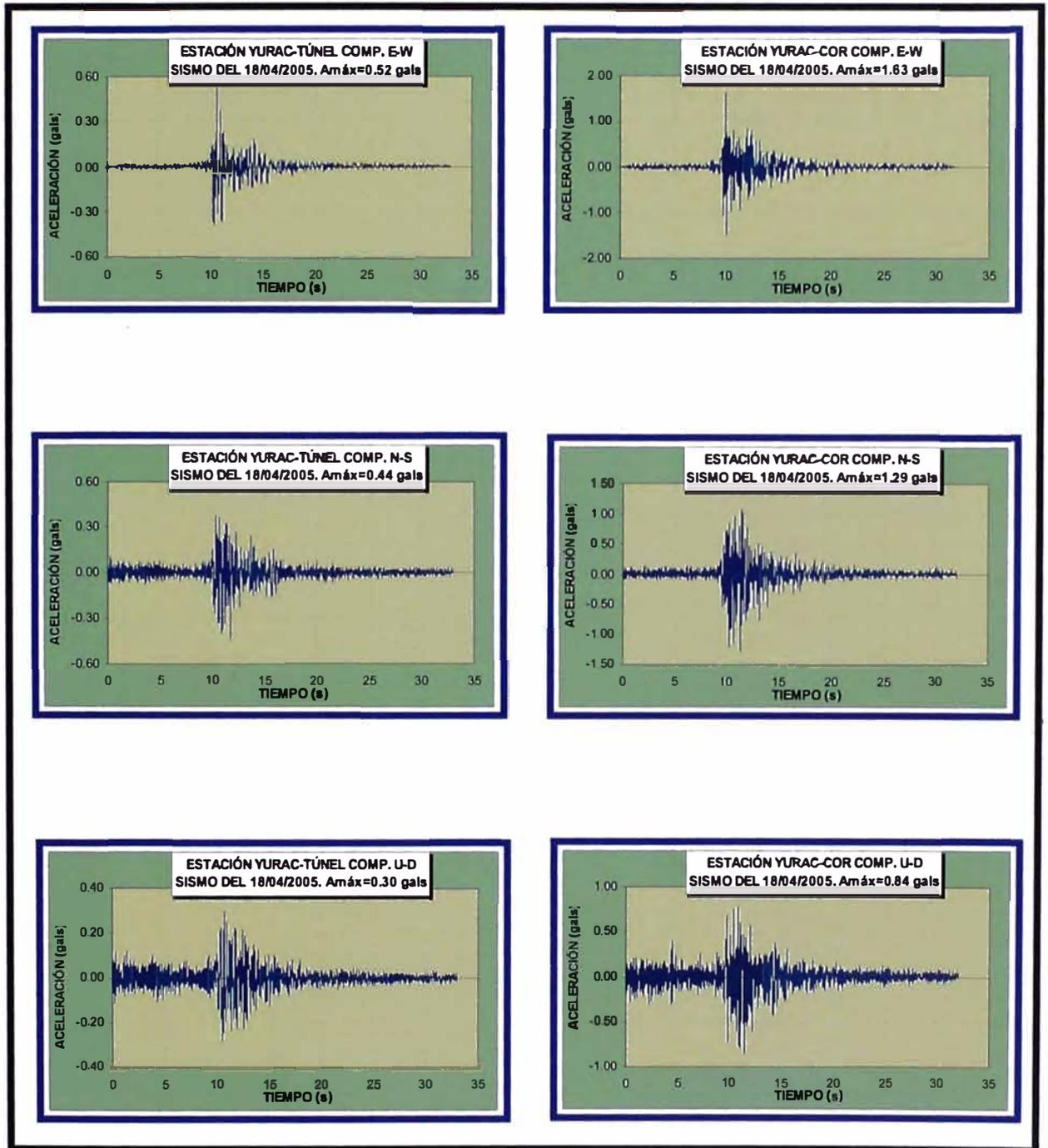


Fig. I.5: Acelerogramas del sismo del 18/04/2005.

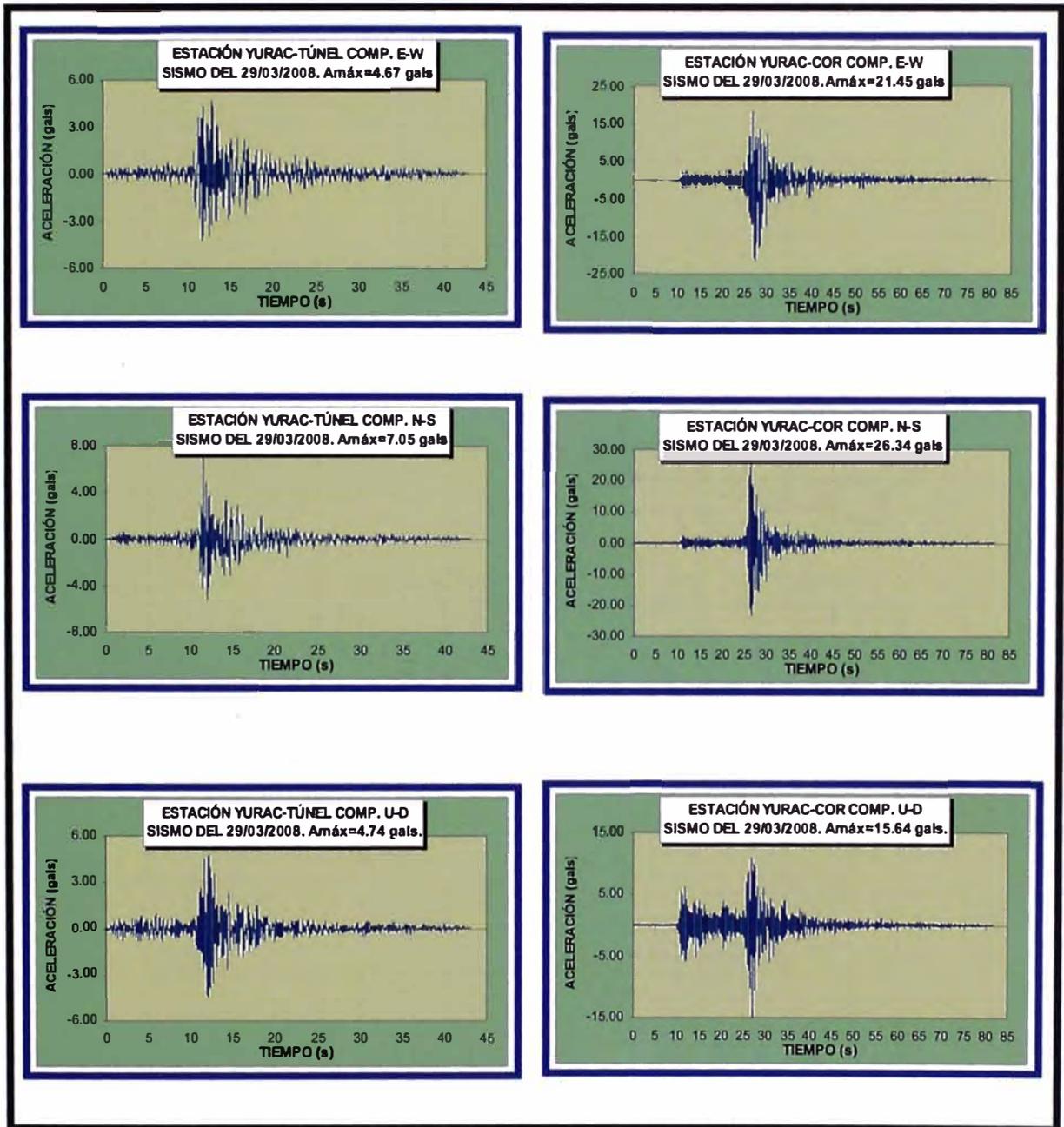


Fig. I.6: Acelerogramas del sismo del 29/03/2008

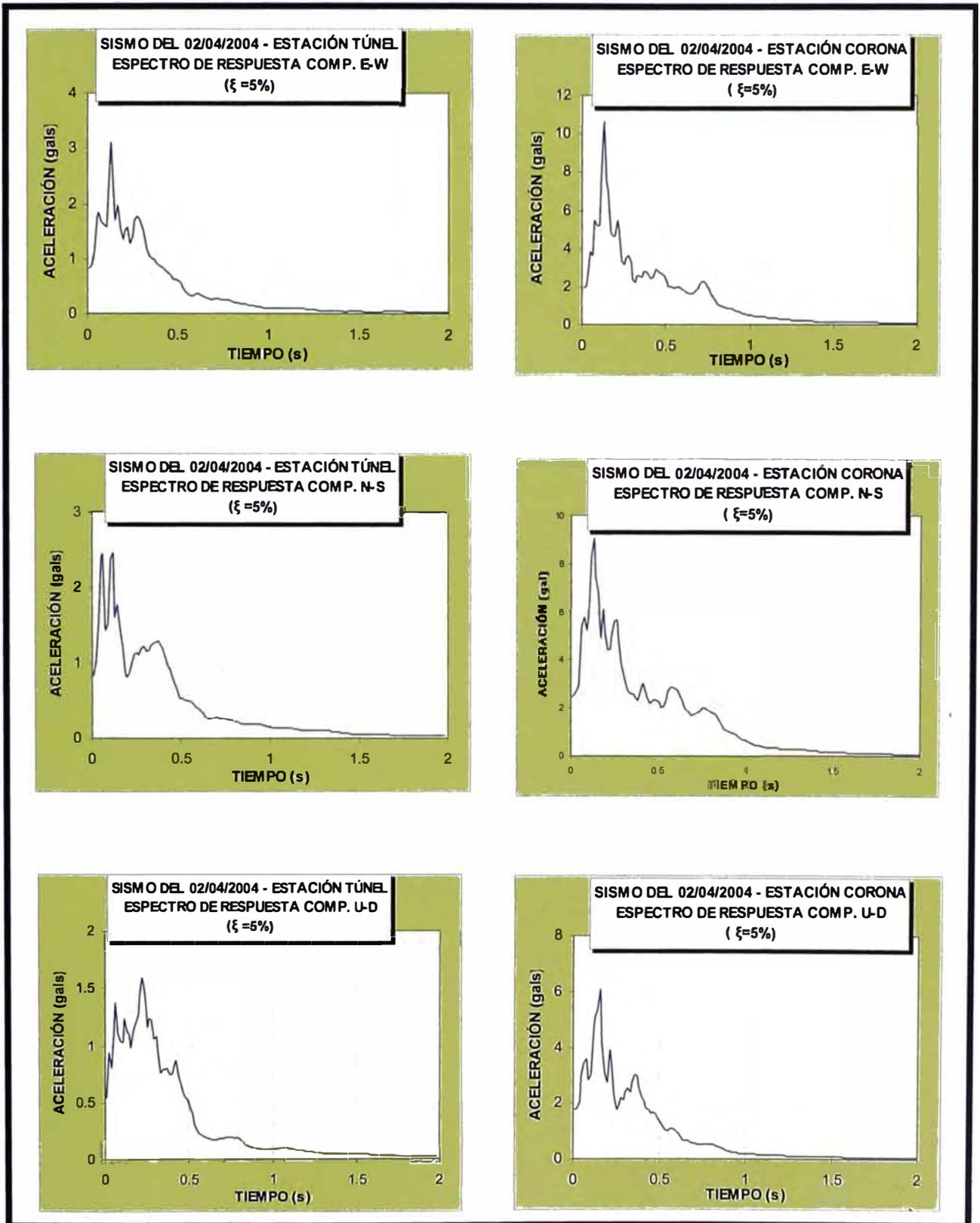


Fig. I.7: Espectros de respuesta para el sismo del 02/04/2004

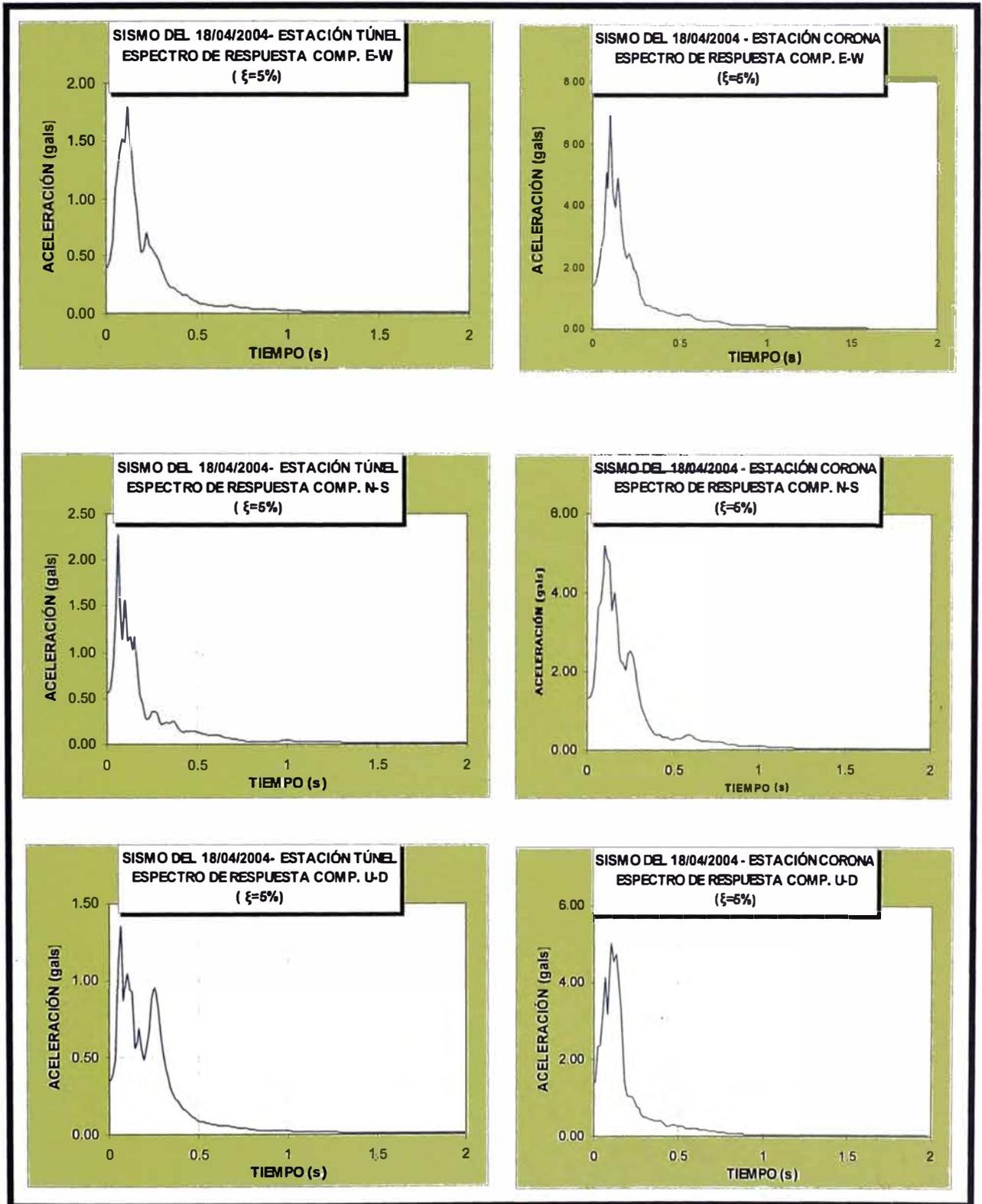


Fig. I.8: Espectros de respuesta para el sismo del 18/04/2004

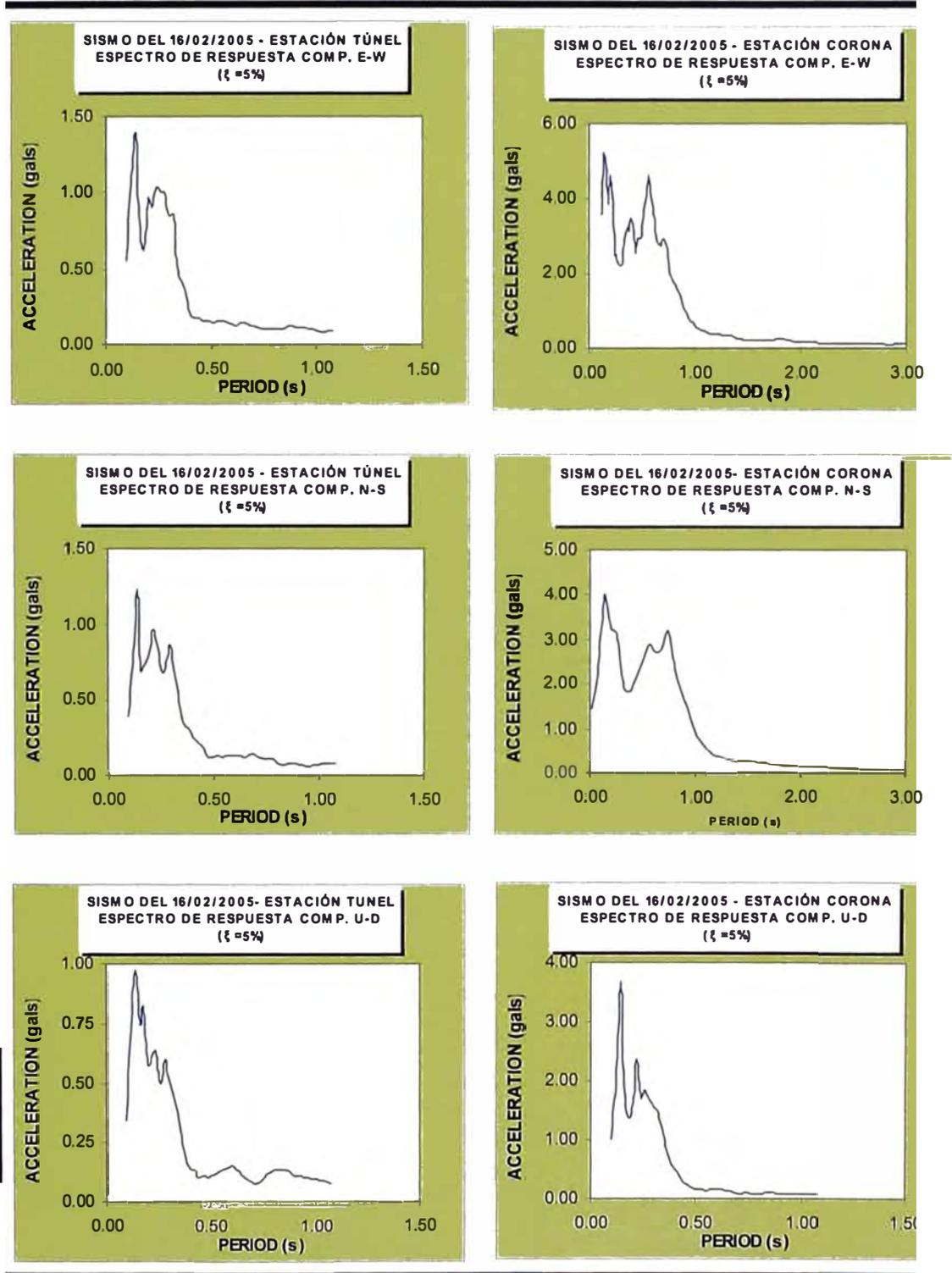


Fig. I.9: Espectros de respuesta para el sismo del 16/02/2005

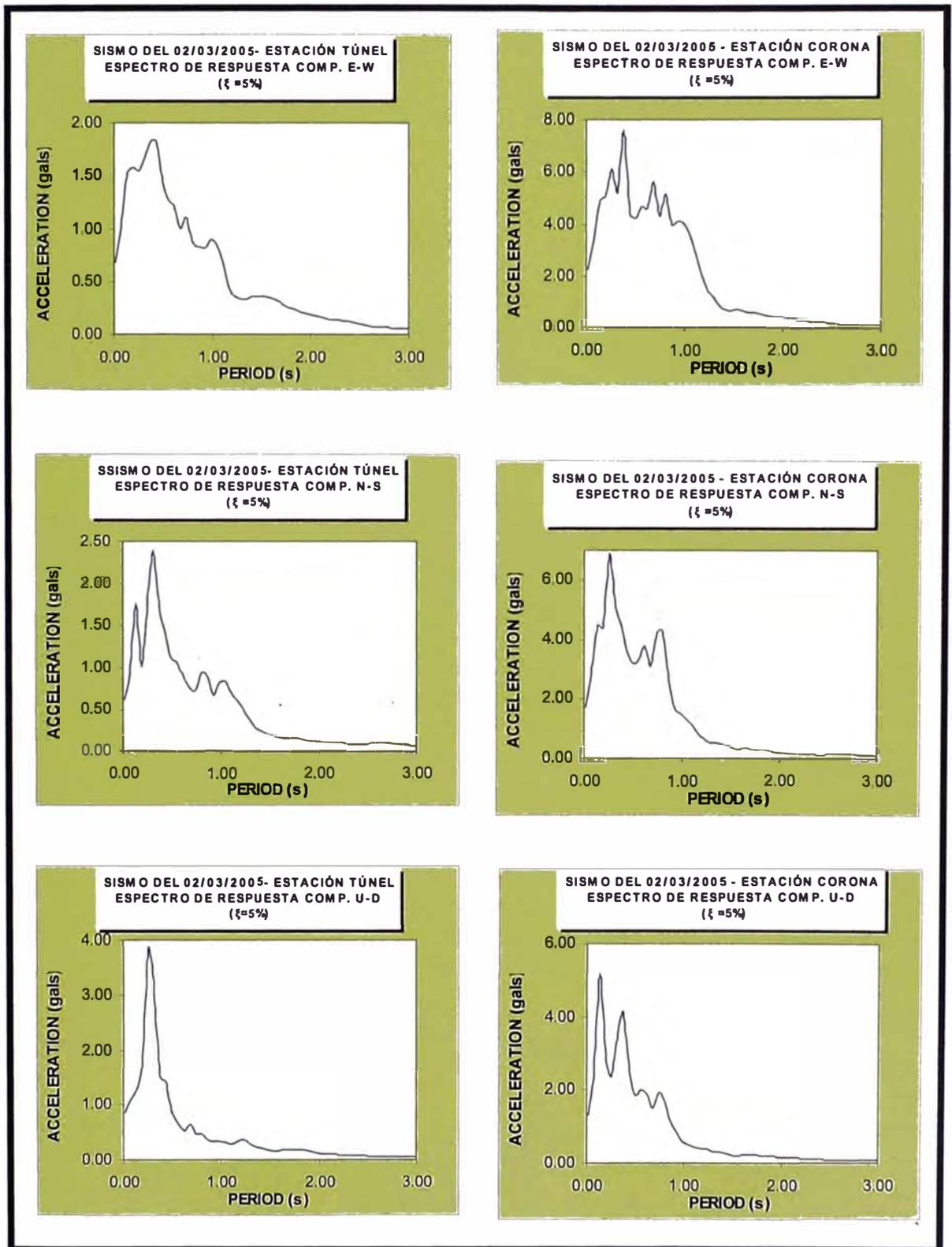


Fig. I.10: Espectros de respuesta para el sismo del 29/03/2005

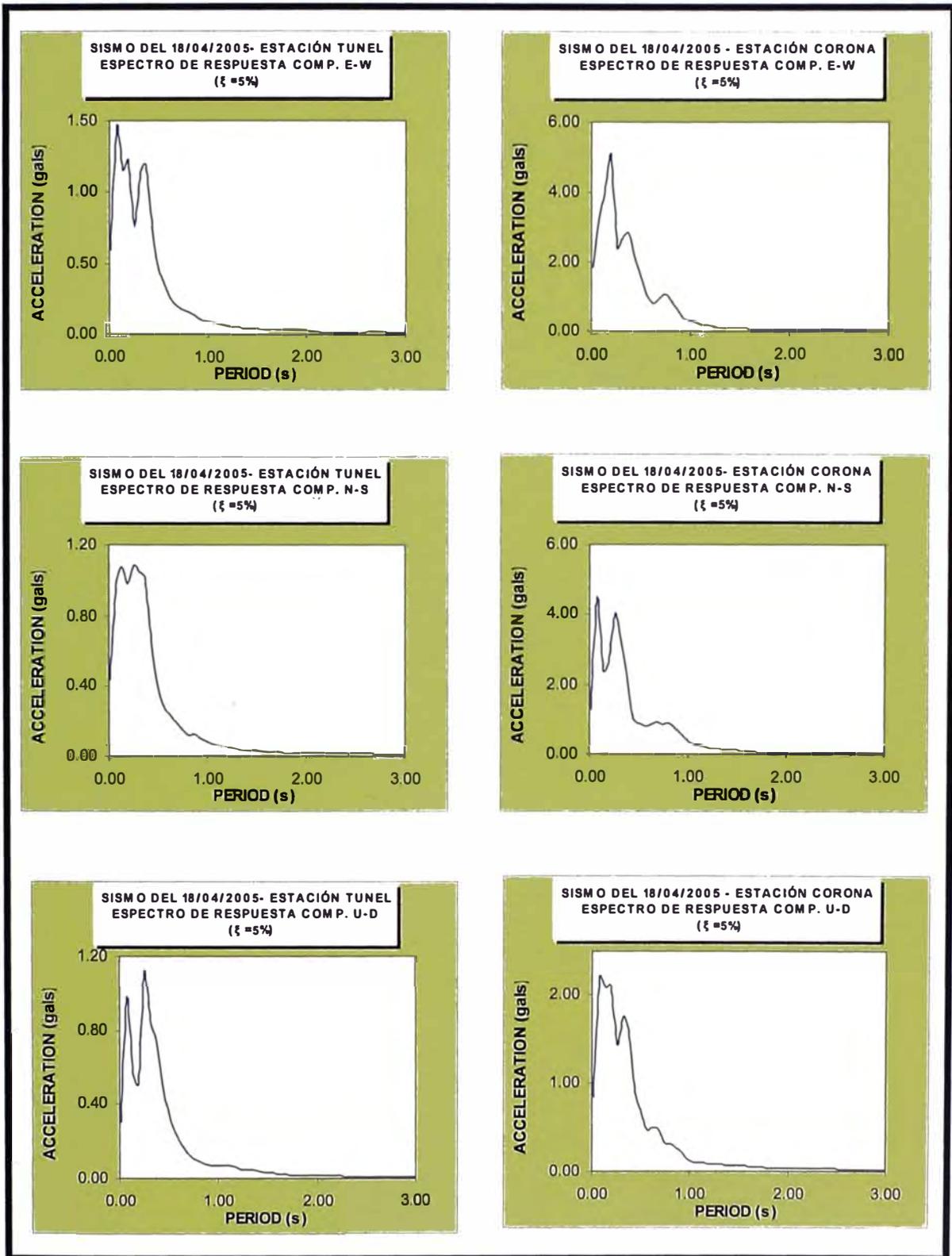


Fig. I.11: Espectros de respuesta para el sismo del 18/04/2005.

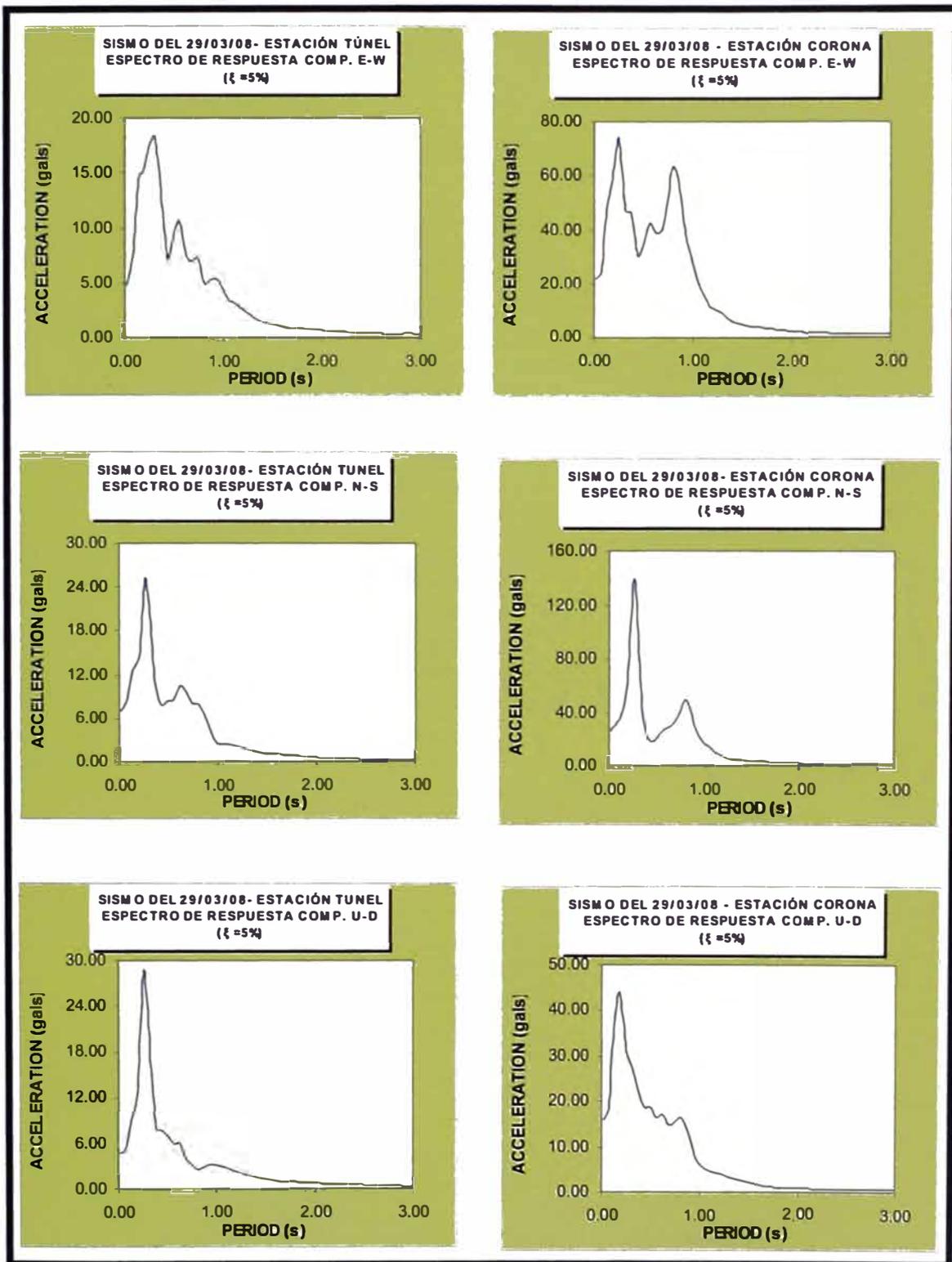


Fig. I.12: Espectros de respuesta para el sismo del 29/03/2008.

**ANEXO II:
EVALUACIÓN DEL MÓDULO DE CORTE
MÁXIMO PARA LOS MATERIALES DE LA
PRESA.**

Tabla II.1 - Valores Evaluados del Módulo de Rigidez Cortante Máximo para los Espaldones de La Presa

Ref.	A	e	f (e)	p'(kpa)	pref	M	G(M pa)	G(KN/m2)	
28	101.00	0.60	1.50	250.00	100.00	0.50	240.31	2.40E+05	
41	71.00	0.60	1.54	250.00	100.00	0.48	169.80	1.70E+05	
18	84.00	0.60	1.54	250.00	100.00	0.48	200.90	2.01E+05	
56	80.00	0.60	1.54	250.00	100.00	0.50	194.87	1.95E+05	
56	62.00	0.60	1.54	250.00	100.00	0.50	151.02	1.51E+05	
56	62.00	0.60	1.54	250.00	100.00	0.50	151.02	1.51E+05	
67	72.00	0.60	1.94	250.00	100.00	0.45	211.26	2.11E+05	
61	72.00	0.60	1.54	250.00	100.00	0.50	175.38	1.75E+05	
61	64.00	0.60	1.54	250.00	100.00	0.55	163.20	1.63E+05	
41	80.00	0.60	1.54	250.00	100.00	0.47	189.58	1.90E+05	
56	48.00	0.60	1.54	250.00	100.00	0.50	116.92	1.17E+05	
41	61.00	0.60	1.54	250.00	100.00	0.48	145.89	1.46E+05	
67	71.00	0.60	1.54	250.00	100.00	0.43	162.20	1.62E+05	
109	275.00	0.60	0.46	250.00	100.00	0.42	186.79	1.87E+05	
28	79.00	0.60	1.50	250.00	100.00	0.45	179.55	1.80E+05	
41	82.00	0.60	1.54	250.00	100.00	0.46	192.55	1.93E+05	
35	69.00	0.60	1.54	250.00	100.00	0.50	168.07	1.68E+05	
67	71.00	0.60	1.94	250.00	100.00	0.62	243.44	2.43E+05	Máximo
55	45.00	0.60	1.00	250.00	100.00	0.88	100.79	1.01E+05	Mínimo
41	53.00	0.60	1.54	250.00	100.00	0.48	126.76	1.27E+05	
67	76.00	0.60	1.54	250.00	100.00	0.50	185.12	1.85E+05	
							PROMEDIO	1.74E+05	

Tabla II.2 - Valores Evaluados del Módulo de Rigidez Cortante Máximo para el Filtro y el Dren

Ref.	A	e	f (e)	p'(kpa)	pref	m	G(Mpa)	G(KN/m2)	
28	101.00	0.65	1.41	350.00	100.00	0.50	266.70	2.67E+05	
41	71.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.48	181.39	1.81E+05	
18	84.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.48	214.60	2.15E+05	
56	80.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.50	209.57	2.10E+05	
56	62.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.50	162.42	1.62E+05	
56	62.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.50	162.42	1.62E+05	
67	72.00	0.65	1.75	350.00	100.00	0.45	221.50	2.22E+05	
61	72.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.50	188.61	1.89E+05	
61	64.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.55	178.49	1.78E+05	
41	80.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.47	201.84	2.02E+05	
56	48.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.50	125.74	1.26E+05	Minimo
41	61.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.48	155.84	1.56E+05	
67	71.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.43	170.38	1.70E+05	
109	275.00	0.65	0.40	350.00	100.00	0.42	185.07	1.85E+05	
28	79.00	0.65	1.41	350.00	100.00	0.45	195.94	1.96E+05	
41	82.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.46	204.31	2.04E+05	
35	69.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.50	180.75	1.81E+05	
67	71.00	0.65	1.75	350.00	100.00	0.62	270.27	2.70E+05	Máximo
55	45.00	0.65	1.00	350.00	100.00	0.88	135.52	1.36E+05	
41	53.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.48	135.40	1.35E+05	
67	76.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.50	199.09	1.99E+05	
PROMEDIO								1.88E+05	

Tabla II.3 - Valores Evaluados del Módulo de Rigidez Cortante Máximo para los Materiales Aluviales del Cuerpo de la Presa

Ref.	A	e	f (e)	p'(kpa)	pref	m	G(Mpa)	G(KN/m2)	
28	101.00	0.60	1.50	50.00	100.00	0.50	107.47	1.07E+05	
41	71.00	0.60	1.54	50.00	100.00	0.48	78.42	7.84E+04	Máximo
18	84.00	0.60	1.54	50.00	100.00	0.48	92.78	9.28E+04	
56	80.00	0.60	1.54	50.00	100.00	0.50	87.15	8.71E+04	
56	62.00	0.60	1.54	50.00	100.00	0.50	67.54	6.75E+04	
56	62.00	0.60	1.54	50.00	100.00	0.50	67.54	6.75E+04	
67	72.00	0.60	1.94	50.00	100.00	0.45	102.39	1.02E+05	
61	72.00	0.60	1.54	50.00	100.00	0.50	78.43	7.84E+04	
61	64.00	0.60	1.54	50.00	100.00	0.55	67.34	6.73E+04	
41	80.00	0.60	1.54	50.00	100.00	0.47	88.98	8.90E+04	
56	48.00	0.60	1.54	50.00	100.00	0.50	52.29	5.23E+04	
41	61.00	0.60	1.54	50.00	100.00	0.48	67.38	6.74E+04	
67	71.00	0.60	1.54	50.00	100.00	0.43	81.19	8.12E+04	
109	275.00	0.60	0.46	50.00	100.00	0.42	95.01	9.50E+04	
28	79.00	0.60	1.50	50.00	100.00	0.45	87.02	8.70E+04	
41	82.00	0.60	1.54	50.00	100.00	0.46	91.84	9.18E+04	
35	69.00	0.60	1.54	50.00	100.00	0.50	75.16	7.52E+04	
67	71.00	0.60	1.94	50.00	100.00	0.62	89.75	8.97E+04	
55	45.00	0.60	1.00	50.00	100.00	0.88	24.45	2.45E+04	Mínimo
41	53.00	0.60	1.54	50.00	100.00	0.48	58.54	5.85E+04	
67	76.00	0.60	1.54	50.00	100.00	0.50	82.79	8.28E+04	
PROMEDIO								7.83E+04	

Tabla II.4 - Valores Evaluados del Módulo de Rigidez Cortante Máximo para los Materiales Aluviales de la Cimentación.

Ref.	A	e	f (e)	p'(kpa)	pref	m	G(M pa)	G(KN/m2)	
28	101.00	0.65	1.41	200.00	100.00	0.50	201.61	2.02E+05	Máximo
41	71.00	0.65	1.40	200.00	100.00	0.48	138.66	1.39E+05	
18	84.00	0.65	1.40	200.00	100.00	0.48	164.05	1.64E+05	
56	80.00	0.65	1.40	200.00	100.00	0.50	158.42	1.58E+05	
56	62.00	0.65	1.40	200.00	100.00	0.50	122.77	1.23E+05	
56	62.00	0.65	1.40	200.00	100.00	0.50	122.77	1.23E+05	
67	72.00	0.65	1.75	200.00	100.00	0.45	172.19	1.72E+05	
61	72.00	0.65	1.40	200.00	100.00	0.50	142.58	1.43E+05	
61	64.00	0.65	1.40	200.00	100.00	0.55	131.20	1.31E+05	
41	80.00	0.65	1.40	200.00	100.00	0.47	155.16	1.55E+05	
56	48.00	0.65	1.40	200.00	100.00	0.50	95.05	9.51E+04	
41	61.00	0.65	1.40	200.00	100.00	0.48	119.13	1.19E+05	
67	71.00	0.65	1.40	200.00	100.00	0.43	133.94	1.34E+05	
109	275.00	0.65	0.40	200.00	100.00	0.42	146.30	1.46E+05	
28	79.00	0.65	1.41	200.00	100.00	0.45	152.32	1.52E+05	
41	82.00	0.65	1.40	200.00	100.00	0.46	157.94	1.58E+05	
35	69.00	0.65	1.40	200.00	100.00	0.50	136.64	1.37E+05	
67	71.00	0.65	1.75	200.00	100.00	0.62	191.03	1.91E+05	
55	45.00	0.65	1.00	200.00	100.00	0.88	82.82	8.28E+04	
41	53.00	0.65	1.40	200.00	100.00	0.48	103.51	1.04E+05	
67	76.00	0.65	1.40	200.00	100.00	0.50	150.50	1.50E+05	
Promedio								1.42E+05	

Tabla II.5 - Valores Evaluados del Módulo de Rigidez Cortante Máximo para los Materiales Fluviolagunares de la Cimentación

Ref.	A	e	f (e)	p'(kpa)	pref	m	G(Mpa)	G(KN/m2)	
28	101.00	0.55	1.61	300.00	100.00	0.50	282.22	2.82E+05	
41	71.00	0.55	1.69	300.00	100.00	0.48	203.69	2.04E+05	
18	84.00	0.55	1.69	300.00	100.00	0.48	240.99	2.41E+05	
56	80.00	0.55	1.69	300.00	100.00	0.50	234.61	2.35E+05	
56	62.00	0.55	1.69	300.00	100.00	0.50	181.82	1.82E+05	
56	62.00	0.55	1.69	300.00	100.00	0.50	181.82	1.82E+05	
67	72.00	0.55	2.18	300.00	100.00	0.45	256.78	2.57E+05	
61	72.00	0.55	1.69	300.00	100.00	0.50	211.15	2.11E+05	
61	64.00	0.55	1.69	300.00	100.00	0.55	198.29	1.98E+05	
41	80.00	0.55	1.69	300.00	100.00	0.47	227.00	2.27E+05	
56	48.00	0.55	1.69	300.00	100.00	0.50	140.77	1.41E+05	
41	61.00	0.55	1.69	300.00	100.00	0.48	175.00	1.75E+05	
67	71.00	0.55	1.69	300.00	100.00	0.43	192.81	1.93E+05	
109	275.00	0.55	0.53	300.00	100.00	0.42	233.06	2.33E+05	
28	79.00	0.55	1.61	300.00	100.00	0.45	208.95	2.09E+05	
41	82.00	0.55	1.69	300.00	100.00	0.46	230.14	2.30E+05	
35	69.00	0.55	1.69	300.00	100.00	0.50	202.35	2.02E+05	
67	71.00	0.55	2.18	300.00	100.00	0.62	305.21	3.05E+05	Máximo
55	45.00	0.55	1.00	300.00	100.00	0.88	118.33	1.18E+05	Mínimo
41	53.00	0.55	1.69	300.00	100.00	0.48	152.05	1.52E+05	
67	76.00	0.55	1.69	300.00	100.00	0.50	222.88	2.23E+05	
							PROMEDIO	2.10E+05	

Tabla II.6 - Valores Evaluados del Módulo de Rigidez Cortante Máximo para el Núcleo de la Presa

Ref.	A	e	f (e)	p'(kpa)	pref	m	G(Mpa)	G(KN/m2)	
28	101.00	0.65	1.41	350.00	100.00	0.50	266.70	2.67E+05	
41	71.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.48	181.39	1.81E+05	
18	84.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.48	214.60	2.15E+05	
56	80.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.50	209.57	2.10E+05	
56	62.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.50	162.42	1.62E+05	
56	62.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.50	162.42	1.62E+05	
67	72.00	0.65	1.75	350.00	100.00	0.45	221.50	2.22E+05	
61	72.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.50	188.61	1.89E+05	
61	64.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.55	178.49	1.78E+05	
41	80.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.47	201.84	2.02E+05	
56	48.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.50	125.74	1.26E+05	Mínimo
41	61.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.48	155.84	1.56E+05	
67	71.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.43	170.38	1.70E+05	
109	275.00	0.65	0.40	350.00	100.00	0.42	185.07	1.85E+05	
28	79.00	0.65	1.41	350.00	100.00	0.45	195.94	1.96E+05	
41	82.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.46	204.31	2.04E+05	
35	69.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.50	180.75	1.81E+05	
67	71.00	0.65	1.75	350.00	100.00	0.62	270.27	2.70E+05	Máximo
55	45.00	0.65	1.00	350.00	100.00	0.88	135.52	1.36E+05	
41	53.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.48	135.40	1.35E+05	
67	76.00	0.65	1.40	350.00	100.00	0.50	199.09	1.99E+05	
							PROMEDIO	1.88E+05	

Tabla II.7 Valores Evaluados del Módulo de Rigidez Cortante Máximo para los Materiales Lagunares de la Cimentación.

SONDEO	SP1	SP2	SP6	SP8	SP10	SP11	SP12	SP16	SP17	
Nprom	50	30	26	55	50	32	58	24	48	
N160	66	39.6	34.32	72.6	66	42.24	76.56	31.68	63.36	
Gmax(Mpa)	268.71968	189.86387	172.25893	286.71241	268.71968	198.38181	297.25619	163.13363	261.36288	PROMEDIO
Gmax(KN/m2)	2.69E+05	1.90E+05	1.72E+05	2.87E+05	2.69E+05	1.98E+05	2.97E+05	1.63E+05	2.61E+05	2.34E+05
							Máximo	Mínimo		

**ANEXO III:
CURVAS DE DEGRADACIÓN DE RIGIDEZ
Y RAZÓN DE AMORTIGUAMIENTO.**

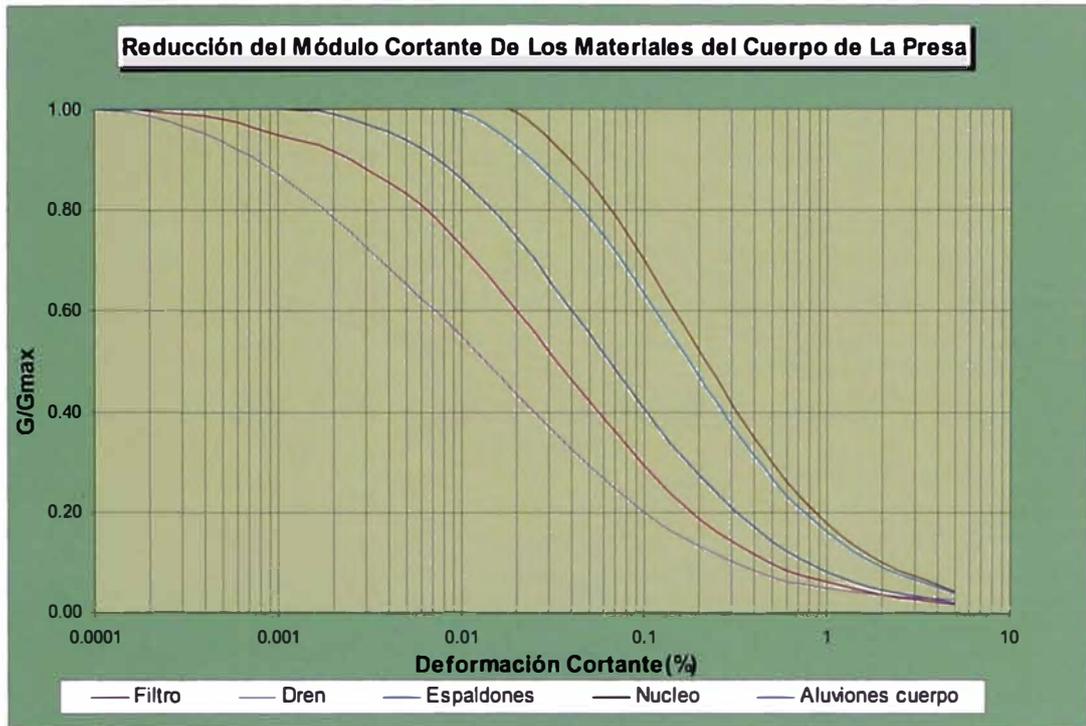


Fig. III.1: Reducción del módulo cortante de los materiales del cuerpo de la presa

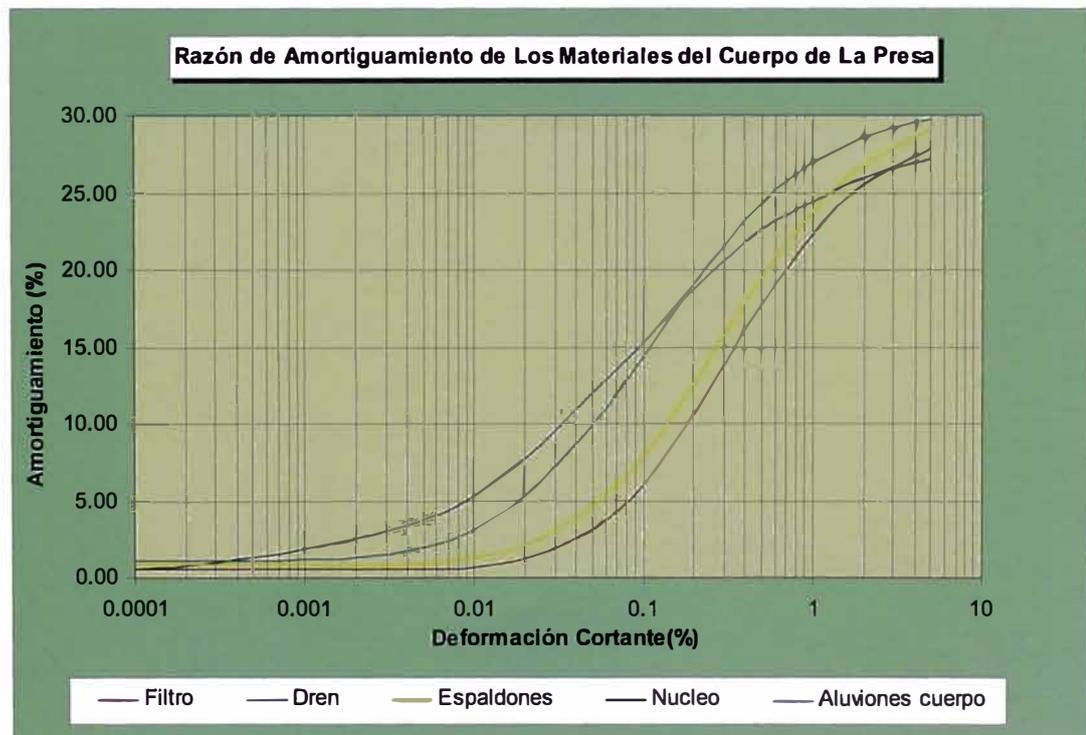


Fig. III.2: Razón de amortiguamiento de los materiales del cuerpo de la presa

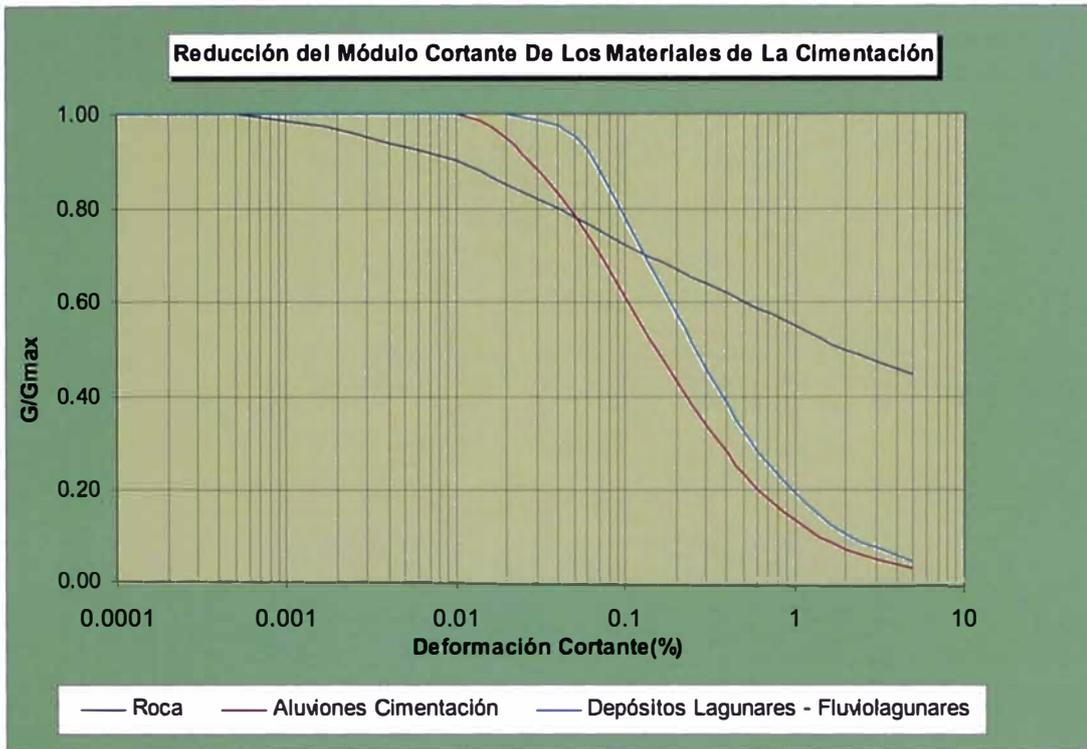


Fig. III.3: Reducción del módulo cortante de los materiales de la cimentación.

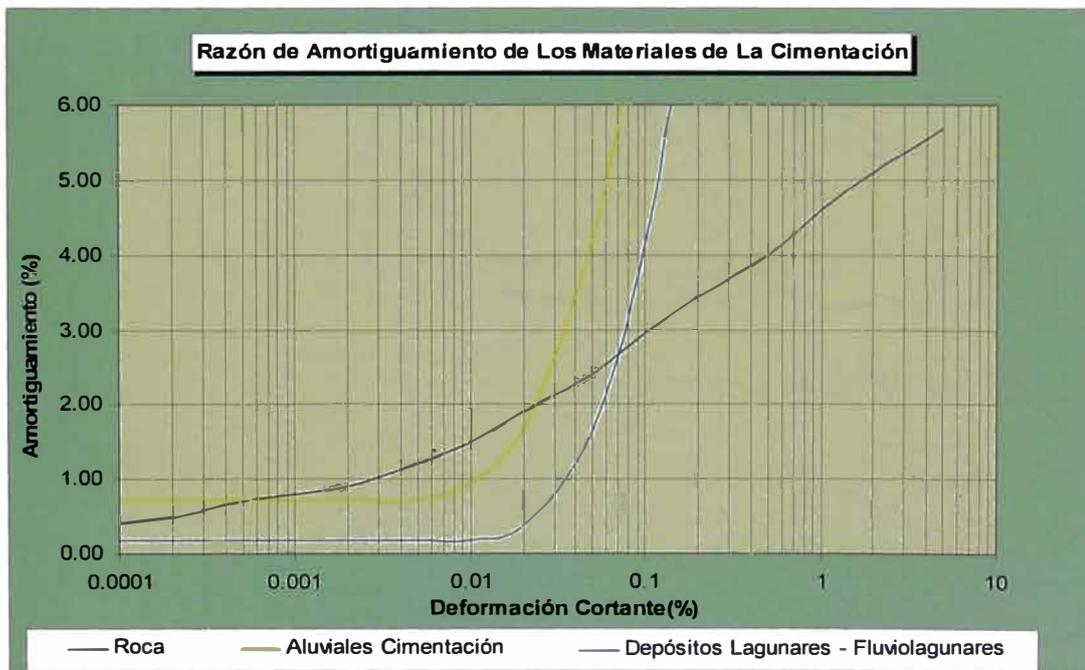


Fig. III.4: Razón de amortiguamiento de los materiales de la cimentación.

Tabla III.1- Factores de Reducción del Módulo Cortante en Función a la Deformación Cortante Efectiva.

Deformación Cortante Efectiva (%)	Roca	Filtro	Dren	Espaldones	Núcleo	Aluviones Cuerpo de La Presa	Depósitos Aluviales	Dep. Lagunares - Fluviolagunares
0.0001	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.0002	1.000	0.998	0.987	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.0005	1.000	0.980	0.937	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.001	0.986	0.949	0.872	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
0.002	0.966	0.917	0.783	1.000	1.000	0.989	1.000	1.000
0.005	0.931	0.832	0.653	1.000	1.000	0.940	1.000	1.000
0.01	0.900	0.729	0.550	0.994	1.000	0.863	1.000	1.000
0.02	0.850	0.600	0.434	0.928	0.994	0.747	0.949	1.000
0.05	0.779	0.421	0.293	0.784	0.859	0.556	0.784	0.951
0.1	0.720	0.291	0.200	0.635	0.702	0.406	0.611	0.780
0.2	0.671	0.188	0.132	0.468	0.520	0.273	0.431	0.575
0.5	0.600	0.098	0.072	0.268	0.298	0.143	0.235	0.326
1	0.550	0.060	0.049	0.159	0.177	0.081	0.136	0.193
2	0.500	0.036	0.036	0.089	0.099	0.044	0.075	0.107
5	0.447	0.016	0.027	0.039	0.043	0.019	0.032	0.047

Tabla III.2 - Razón de Amortiguamiento en Función a la Deformación Cortante Efectiva

Deformación Cortante Efectiva (%)	Roca	Filtro	Dren	Espaldones	Núcleo	Aluviones Cuerpo de La Presa	Depósitos Aluviales	Dep. Lagunares - Fluviolagunares
0.0001	0.400	0.500	0.500	0.871	0.565	1.125	0.713	0.188
0.0002	0.500	0.800	0.800	0.871	0.565	1.125	0.713	0.188
0.0005	0.700	1.300	1.300	0.871	0.565	1.125	0.713	0.188
0.001	0.800	1.900	1.900	0.871	0.565	1.167	0.713	0.188
0.002	0.900	2.500	2.500	0.814	0.565	1.321	0.713	0.188
0.005	1.200	3.700	3.700	0.907	0.565	1.954	0.713	0.188
0.01	1.500	5.300	5.300	1.279	0.709	3.111	0.947	0.188
0.02	1.900	7.700	7.700	2.143	1.232	5.244	1.675	0.383
0.05	2.400	12.000	12.000	4.566	3.104	9.844	4.155	1.635
0.1	2.950	15.300	15.300	7.859	6.061	14.355	7.698	4.151
0.2	3.440	18.700	18.700	12.511	10.592	19.041	12.445	8.441
0.5	4.000	22.600	22.600	19.413	17.669	24.232	18.834	15.465
1	4.600	24.400	24.400	23.778	22.261	26.901	22.536	20.075
2	5.100	25.900	25.900	26.824	25.500	28.570	24.987	23.324
5	5.700	27.300	27.300	29.110	27.943	29.736	26.759	25.768

**ANEXO IV:
COEFICIENTES DE FLUENCIA PARA
EL ANÁLISIS DE DEFORMACIONES
PERMANENTES.**

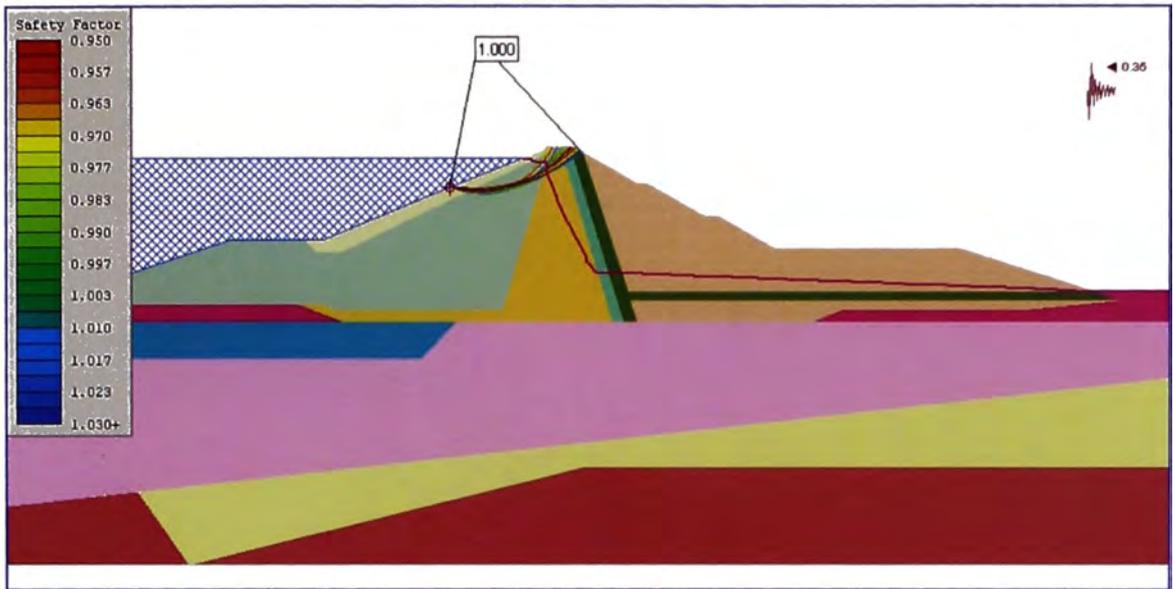


Fig. IV.1: Coeficiente de fluencia – Talud aguas arriba y/H: 1/4 - $K_y = 0.35$

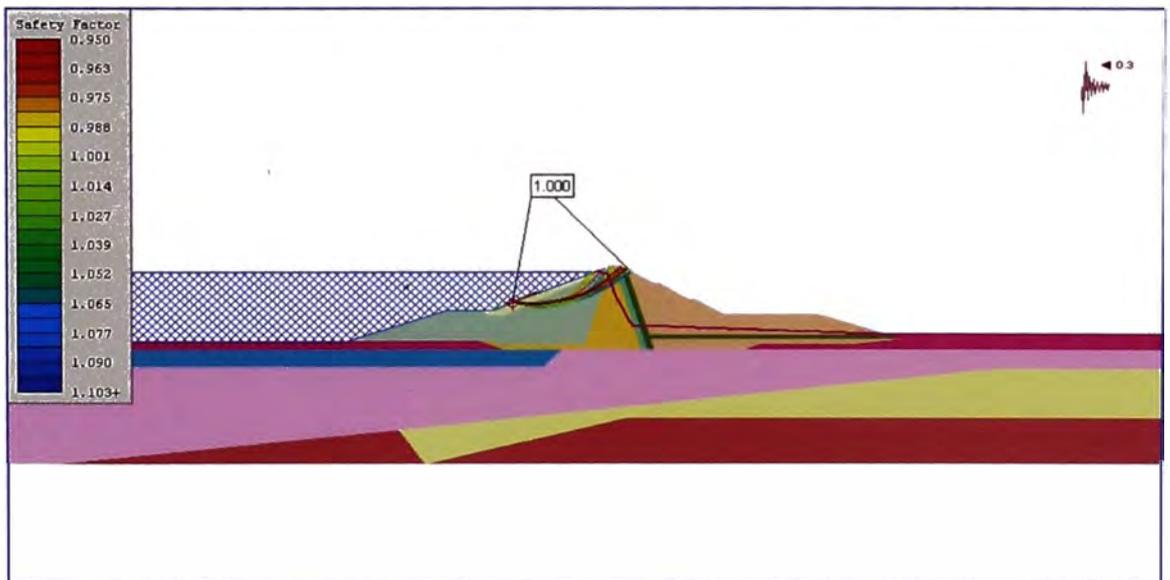


Fig. IV.2: Coeficiente de fluencia – Talud aguas arriba y/H: 1/2 - $K_y = 0.30$

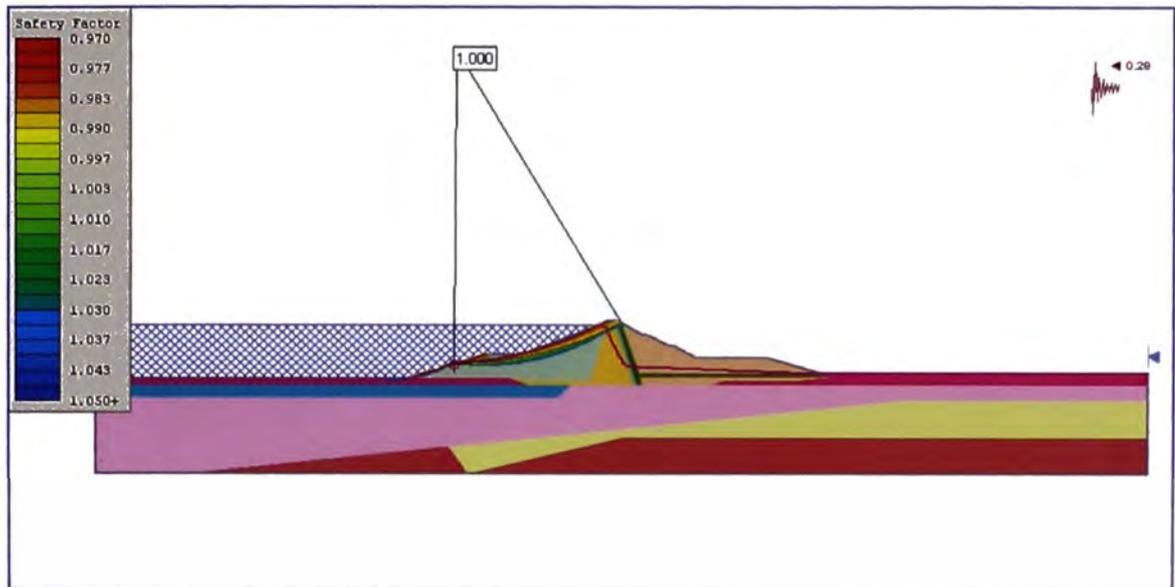


Fig. IV.3: Coeficiente de fluencia – Talud aguas arriba y/H: 3/4 - $K_y = 0.28$

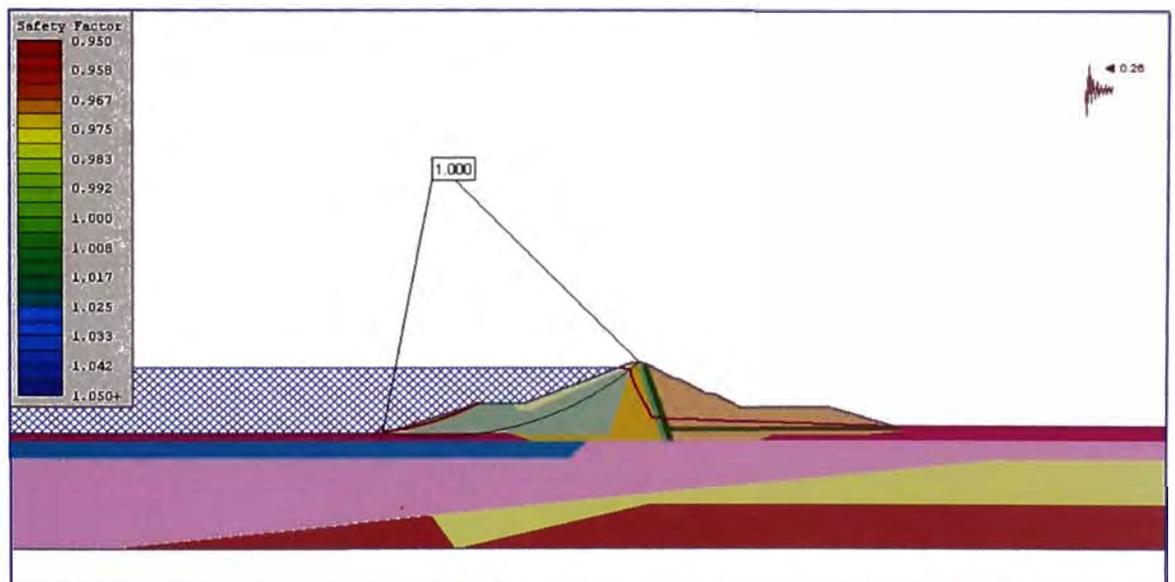


Fig. IV.4: Coeficiente de fluencia – Talud aguas arriba y/H: 1 - $K_y = 0.26$

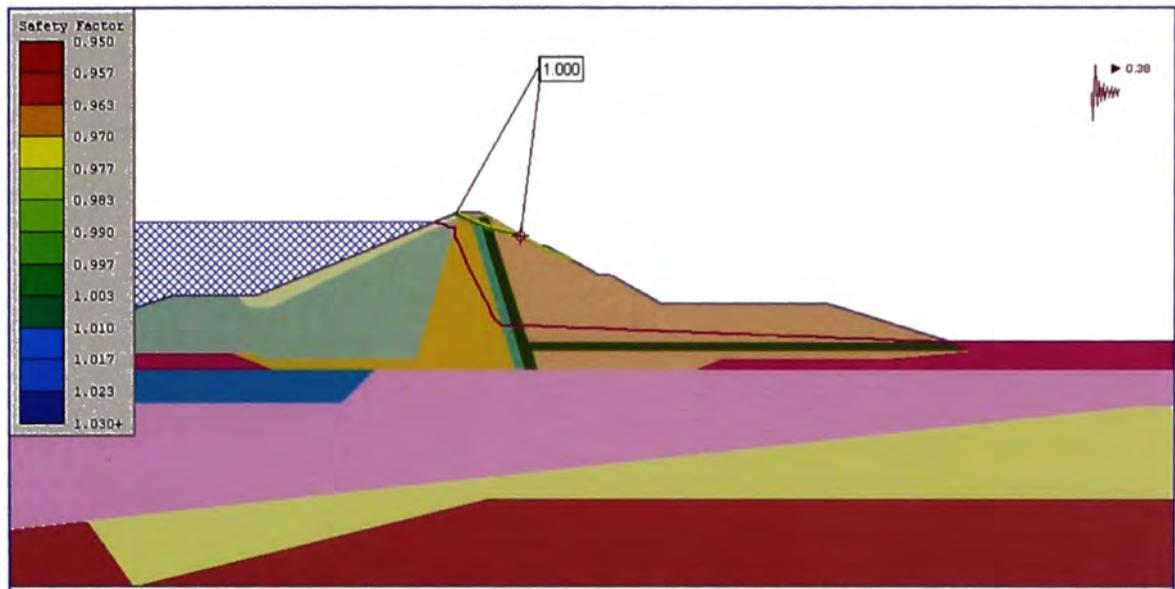


Fig. IV.5: Coeficiente de fluencia – Talud aguas abajo y/H: 1/4 - $K_y = 0.38$

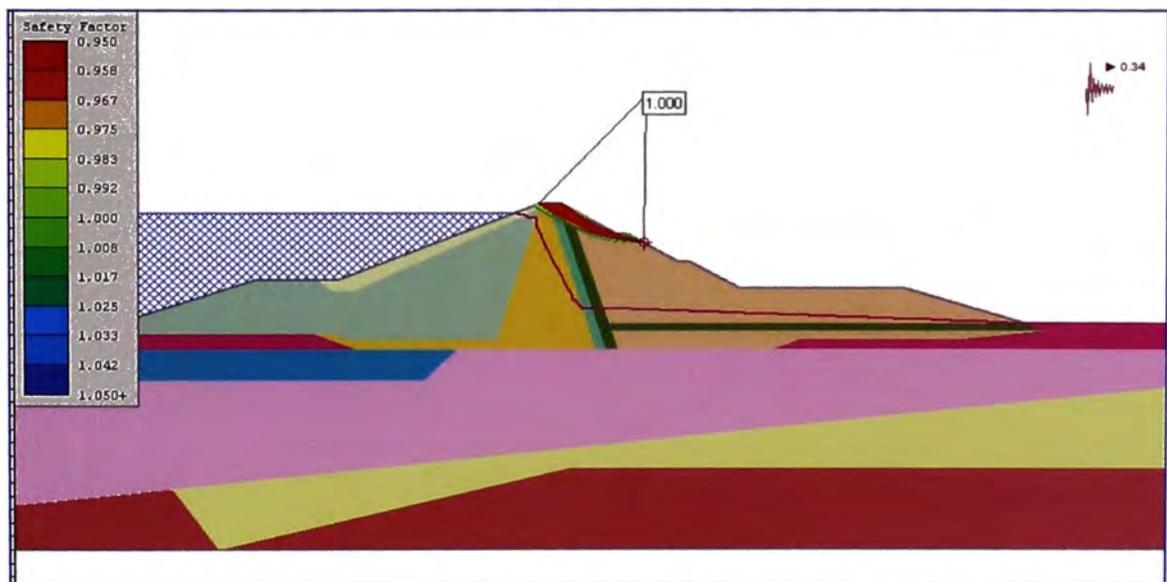


Fig. IV.6: Coeficiente de fluencia – Talud aguas abajo y/H: 1/2 - $K_y = 0.34$

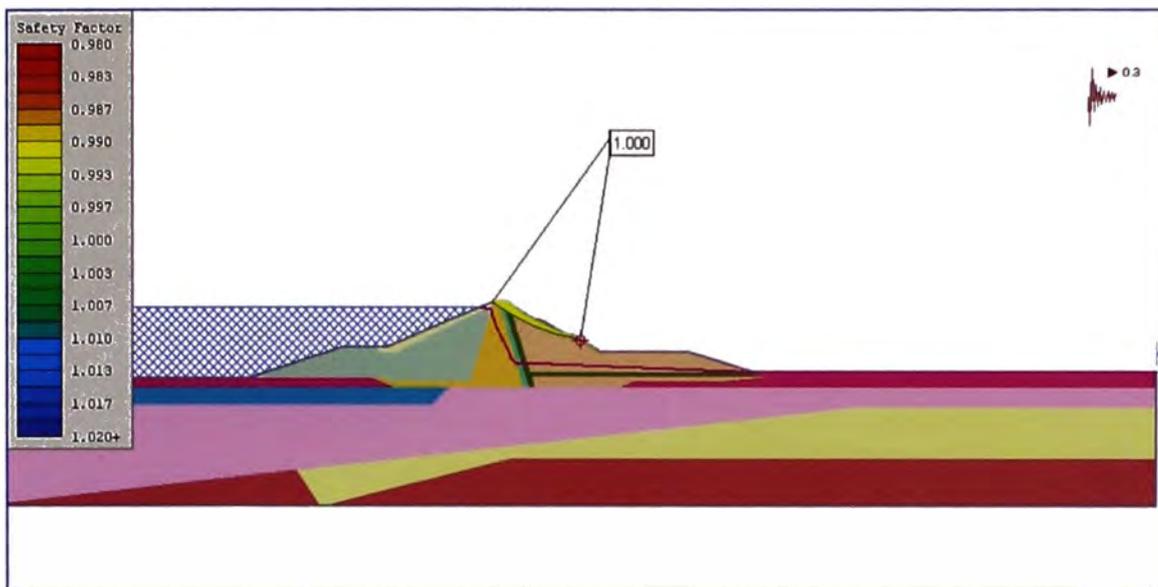


Fig. IV.7: Coeficiente de fluencia – Talud aguas abajo y/H: 3/4 - $K_y = 0.30$

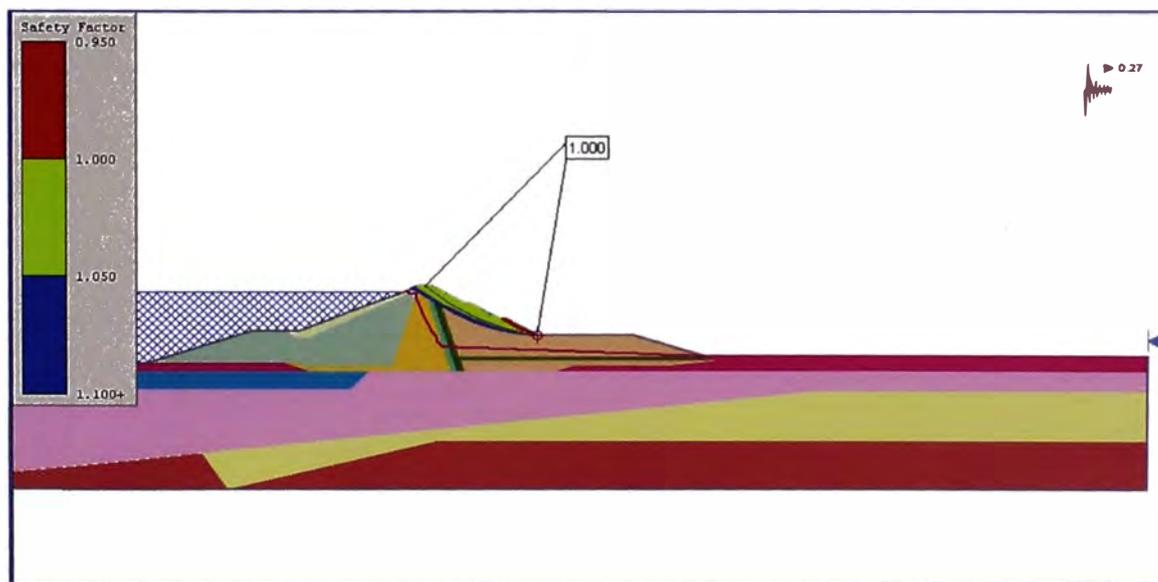


Fig. IV.8: Coeficiente de fluencia – Talud aguas abajo y/H: 1 - $K_y = 0.27$

**ANEXO V:
RESULTADOS DE LA APLICACIÓN DEL
MÉTODO DE MAKDISI SEED PARA EL
CÁLCULO DE ACELERACIONES MÁXIMAS
Y PERIODO NATURAL.**

V.1 CÁLCULO DE ACELERACIONES CONSIDERANDO EL SISMO DE MOQUEGUA

Altura	=	56.00 m
Peso Unitario	=	2.20 T/m ³
Densidad de Masa	=	0.22
Mod. Cortante Máximo	=	17000.00 T/m ²
Vel. Corte Máximo	=	275.33 m/s
Aceleración Máxima	=	0.42 g

ITERACIÓN No 1

Asuma Vs	=	240.00 m/s
Vs/Vmax	=	0.872
G/Gmax	=	0.760

De las Figuras III.1 y III.2

Deformación Cortante	=	0.0533 %
Amortiguamiento	=	12.50 %

Luego

W1	=	10.34 rad/s	T1	=	0.6077 s
W2	=	23.82 rad/s	T2	=	0.2638 s
W3	=	37.47 rad/s	T3	=	0.1677 s

De la Figura V.1

Umax1	=	0.9228 g
Umax2	=	0.5604 g
Umax3	=	0.4540 g

Entonces :

Umax	=	1.1712 g
(y ave) eq	=	0.1071 %

ITERACION No 2

De las Figuras III.1 y III.2 para def. cortante = 0.1071 %

G/Gmax	=	0.619
Amortiguamiento	=	15.83 %
Vs/Vmax	=	0.787

De donde : Vs = 216.56 m/s

Luego

W1	=	9.33 rad/s	T1	=	0.6735 s
W2	=	21.50 rad/s	T2	=	0.2923 s

$$W3 = 33.81 \text{ rad/s}$$

$$T3 = 0.1858 \text{ s}$$

De la Figura V.1

$$U_{max1} = 0.8279 \text{ g}$$

$$U_{max2} = 0.5313 \text{ g}$$

$$U_{max3} = 0.4279 \text{ g}$$

Entonces :

$$U_{max} = 1.0728 \text{ g}$$

$$(\gamma_{ave})_{eq} = 0.1180 \%$$

ITERACION No 3

De las Figuras III.1 y III.2 para def. cortante =

$$0.1180 \%$$

$$G/G_{max} = 0.596$$

$$\text{Amortiguamiento} = 16.29 \%$$

$$V_s/V_{max} = 0.772$$

De donde :

$$V_s = 212.49 \text{ m/s}$$

Luego

$$W1 = 9.15 \text{ rad/s}$$

$$W2 = 21.09 \text{ rad/s}$$

$$W3 = 33.18 \text{ rad/s}$$

$$T1 = 0.6864 \text{ s}$$

$$T2 = 0.2979 \text{ s}$$

$$T3 = 0.1894 \text{ s}$$

De la Figura V.1

$$U_{max1} = 0.8192 \text{ g}$$

$$U_{max2} = 0.5282 \text{ g}$$

$$U_{max3} = 0.4252 \text{ g}$$

Entonces :

$$U_{max} = 1.0634 \text{ g}$$

$$(\gamma_{ave})_{eq} = 0.1213 \%$$

ITERACION No 4

De las Figuras III.1 y III.2 para def. cortante =

$$0.1213 \%$$

$$G/G_{max} = 0.589$$

$$\text{Amortiguamiento} = 16.42 \%$$

$$V_s/V_{max} = 0.768$$

De donde :

$$V_s = 211.33 \text{ m/s}$$

Luego

$$W1 = 9.10 \text{ rad/s}$$

$$W2 = 20.98 \text{ rad/s}$$

$$W3 = 32.99 \text{ rad/s}$$

$$T1 = 0.6901 \text{ s}$$

$$T2 = 0.2995 \text{ s}$$

$$T3 = 0.1904 \text{ s}$$

De la Figura V.1

$$U_{max1} = 0.8166 \text{ g}$$

Entonces :

$$U_{max} = 1.0607 \text{ g}$$

$$\begin{aligned} U_{\max 2} &= 0.5273 \text{ g} & (\gamma_{\text{ave}})_{\text{eq}} &= 0.1223 \% \\ U_{\max 3} &= 0.4245 \text{ g} \end{aligned}$$

ITERACION No 5

De las Figuras III.1 y III.2 para def. cortante = 0.1223 %

$$G/G_{\max} = 0.587$$

$$\text{Amortiguamiento} = 16.46 \%$$

$$V_s/V_{\max} = 0.766$$

De donde : $V_s = 211.00 \text{ m/s}$

Luego

$$W_1 = 9.09 \text{ rad/s}$$

$$T_1 = 0.6912 \text{ s}$$

$$W_2 = 20.94 \text{ rad/s}$$

$$T_2 = 0.3000 \text{ s}$$

$$W_3 = 32.94 \text{ rad/s}$$

$$T_3 = 0.1907 \text{ s}$$

De la Figura V.1

Entonces :

$$U_{\max 1} = 0.8159 \text{ g}$$

$$U_{\max} = 1.0599 \text{ g}$$

$$U_{\max 2} = 0.5270 \text{ g}$$

$$(\gamma_{\text{ave}})_{\text{eq}} = 0.1225 \%$$

$$U_{\max 3} = 0.4243 \text{ g}$$

Tabla V.1 – Aceleraciones y periodos naturales después de cinco iteraciones (sismo de Moquegua)

ITERACION	\ddot{u}_{\max} (g)	T_0 (seg)	γ_{ave} (%)
1	1.1712	0.6077	0.1071
2	1.0728	0.6735	0.1180
3	1.0634	0.6864	0.1213
4	1.0607	0.6901	0.1223
5	1.0599	0.6912	0.1225

V.2 CÁLCULO DE ACELERACIONES CONSIDERANDO EL SISMO DE MOQUEGUA

Altura	=	56.00 m
Peso Unitario	=	2.20 T/m ³
Densidad de Masa	=	0.22
Mod. Cortante Máximo	=	17000.00 T/m ²
Vel. Corte Máximo	=	275.33 m/s
Aceleración Máxima	=	0.42 g

ITERACION No 1

Asuma Vs	=	240.00 m/s
Vs/Vmax	=	0.872
G/Gmax	=	0.760

De las Figuras III.1 y III.2

Deformación Cortante	=	0.0533 %
Amortiguamiento	=	12.50 %

Luego

W1	=	10.34 rad/s	T1	=	0.6077 s
W2	=	23.82 rad/s	T2	=	0.2638 s
W3	=	37.47 rad/s	T3	=	0.1677 s

De la Figura V.2

Umax1	=	0.9006 g
Umax2	=	0.8507 g
Umax3	=	0.6810 g

Entonces :

Umax	=	1.4137 g
(y ave) eq	=	0.1046 %

ITERACION No 2

De las Figuras III.1 y III.2 para def. cortante = 0.1046 %

G/Gmax	=	0.624
Amortiguamiento	=	15.71 %
Vs/Vmax	=	0.790

De donde : Vs = 217.57 m/s

Luego

W1	=	9.37 rad/s	T1	=	0.6704 s
W2	=	21.60 rad/s	T2	=	0.2909 s

$$W3 = 33.97 \text{ rad/s}$$

$$T3 = 0.1850 \text{ s}$$

De la Figura V.2

$$U_{max1} = 0.7170 \text{ g}$$

$$U_{max2} = 0.7802 \text{ g}$$

$$U_{max3} = 0.6175 \text{ g}$$

Entonces :

$$U_{max} = 1.2264 \text{ g}$$

$$(\gamma \text{ ave})_{eq} = 0.1013 \%$$

ITERACION No 3

De las Figuras III.1 y III.2 para def. cortante =

$$0.1013 \%$$

$$G/G_{max} = 0.632$$

$$\text{Amortiguamiento} = 15.56 \%$$

$$V_s/V_{max} = 0.795$$

De donde :

$$V_s = 218.88 \text{ m/s}$$

Luego

$$W1 = 9.43 \text{ rad/s}$$

$$W2 = 21.73 \text{ rad/s}$$

$$W3 = 34.17 \text{ rad/s}$$

$$T1 = 0.6664 \text{ s}$$

$$T2 = 0.2892 \text{ s}$$

$$T3 = 0.1839 \text{ s}$$

De la Figura V.2

$$U_{max1} = 0.7239 \text{ g}$$

$$U_{max2} = 0.7825 \text{ g}$$

$$U_{max3} = 0.6205 \text{ g}$$

Entonces :

$$U_{max} = 1.2335 \text{ g}$$

$$(\gamma \text{ ave})_{eq} = 0.1011 \%$$

ITERACION No 4

De las Figuras III.1 y III.2 para def. cortante =

$$0.1011 \%$$

$$G/G_{max} = 0.633$$

$$\text{Amortiguamiento} = 15.55 \%$$

$$V_s/V_{max} = 0.795$$

De donde :

$$V_s = 218.97 \text{ m/s}$$

Luego

$$W1 = 9.43 \text{ rad/s}$$

$$W2 = 21.73 \text{ rad/s}$$

$$W3 = 34.19 \text{ rad/s}$$

$$T1 = 0.6661 \text{ s}$$

$$T2 = 0.2891 \text{ s}$$

$$T3 = 0.1838 \text{ s}$$

De la Figura V.2

$$U_{max1} = 0.7245 \text{ g}$$

Entonces :

$$U_{max} = 1.2340 \text{ g}$$

$$\begin{aligned} U_{\max 2} &= 0.7827 \text{ g} & (\gamma_{\text{ave}})_{\text{eq}} &= 0.1010 \% \\ U_{\max 3} &= 0.6207 \text{ g} \end{aligned}$$

ITERACION No 5

De las Figuras III.1 y III.2 para def. cortante = 0.1010 %

$$\begin{aligned} G/G_{\max} &= 0.633 \\ \text{Amortiguamiento} &= 15.55 \% \\ V_s/V_{\max} &= 0.795 \quad \text{De donde :} \quad V_s = 218.98 \text{ m/s} \end{aligned}$$

Luego

$$\begin{aligned} W_1 &= 9.43 \text{ rad/s} & T_1 &= 0.6660 \text{ s} \\ W_2 &= 21.74 \text{ rad/s} & T_2 &= 0.2891 \text{ s} \\ W_3 &= 34.19 \text{ rad/s} & T_3 &= 0.1838 \text{ s} \end{aligned}$$

De la Figura V.2

Entonces :

$$\begin{aligned} U_{\max 1} &= 0.7245 \text{ g} & U_{\max} &= 1.2340 \text{ g} \\ U_{\max 2} &= 0.7827 \text{ g} & (\gamma_{\text{ave}})_{\text{eq}} &= 0.1010 \% \\ U_{\max 3} &= 0.6207 \text{ g} \end{aligned}$$

Tabla V.2 – Aceleraciones y periodos naturales después de cinco iteraciones

ITERACIÓN	\ddot{u}_{\max} (g)	T_0 (seg)	γ_{ave} (%)
1	1.4137	0.6077	0.1046
2	1.2264	0.6704	0.1013
3	1.2335	0.6664	0.1011
4	1.2340	0.6661	0.1010
5	1.2340	0.6660	0.1010

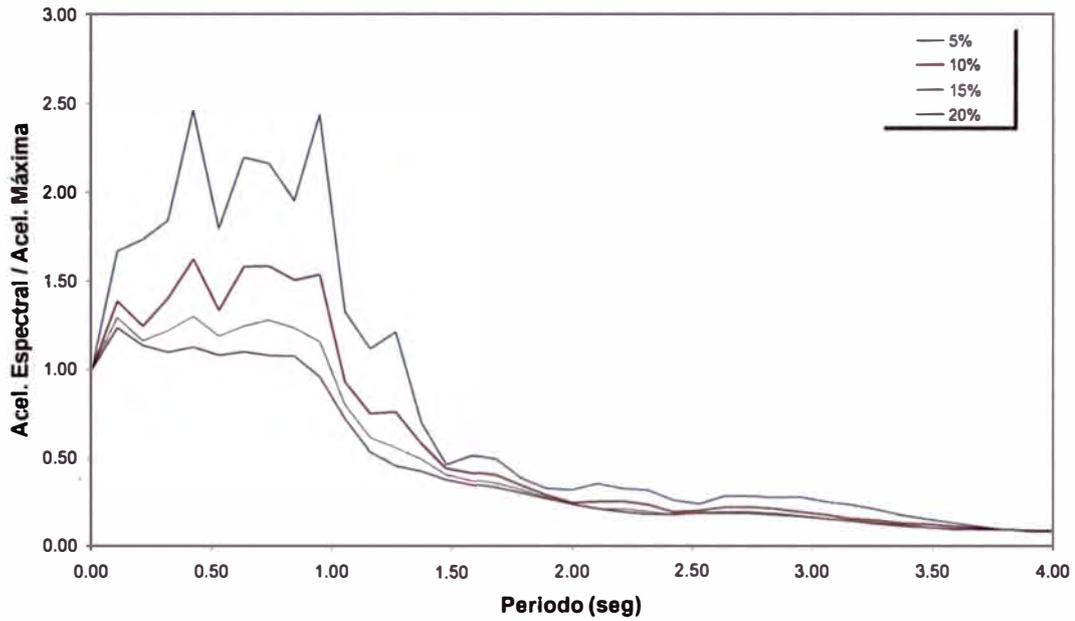


FIG. V.1: Espectro de respuesta normalizado para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.

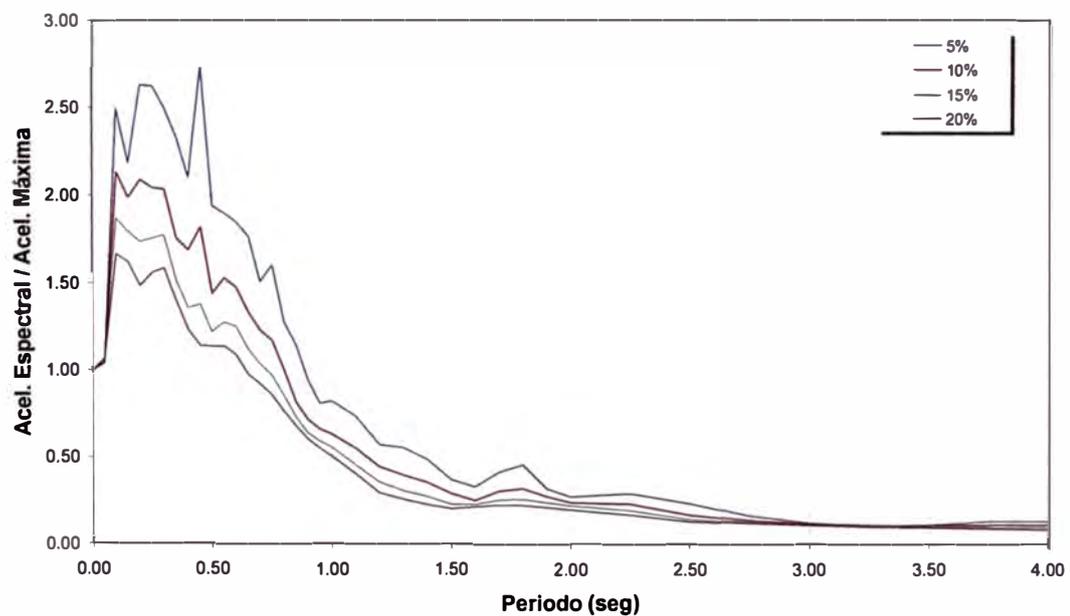


FIG. V.2: Espectro de respuesta normalizado para el sismo de Lima Perú 3/10/1974.

**ANEXO VI:
RESULTADOS DE LA APLICACIÓN DEL
MÉTODO DE NEWMARK PARA EL
CÁLCULO DE DEFORMACIONES
PERMANENTES**

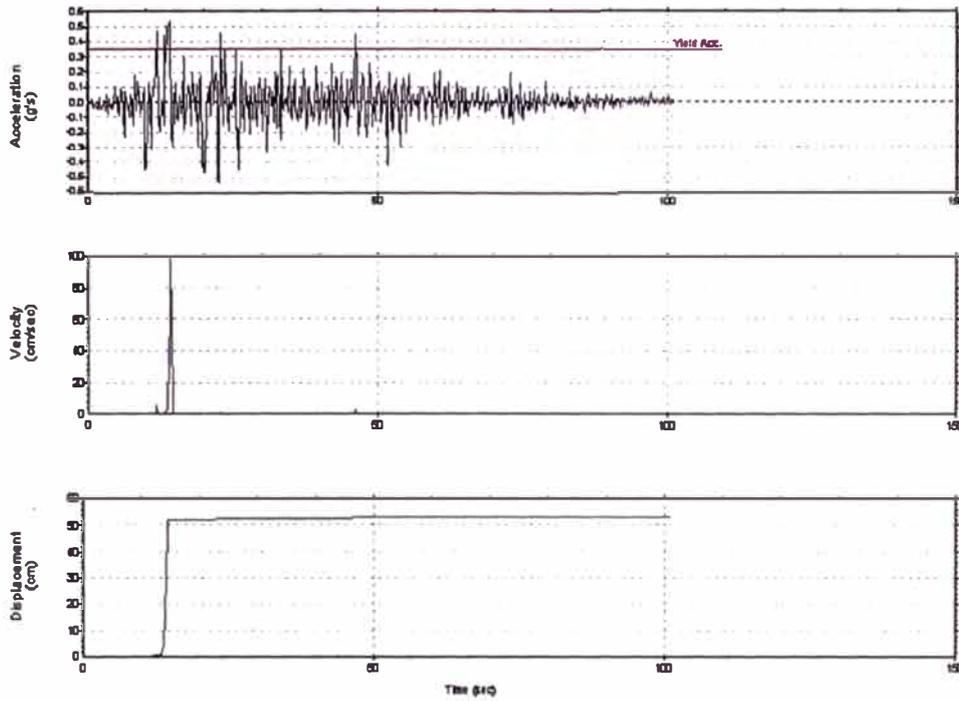


FIG. VI.1: Deformaciones permanentes talud aguas arriba ($y/h=1/4$) para el sismo de Lima Perú 3/10/1974.

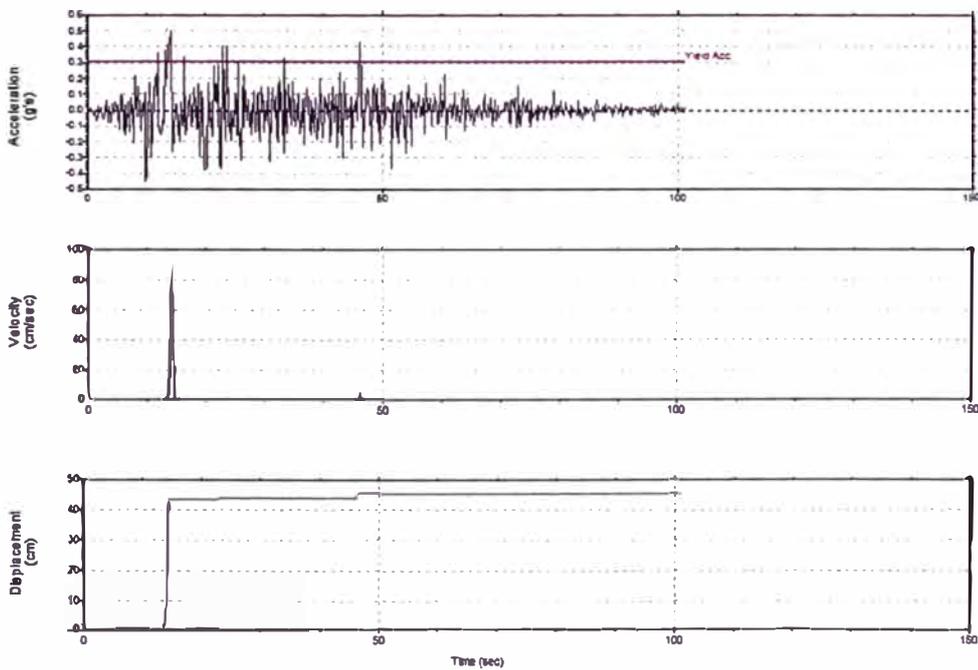


FIG. VI.2: Deformaciones permanentes talud aguas arriba ($y/h=1/2$) para el sismo de Lima Perú 3/10/1974

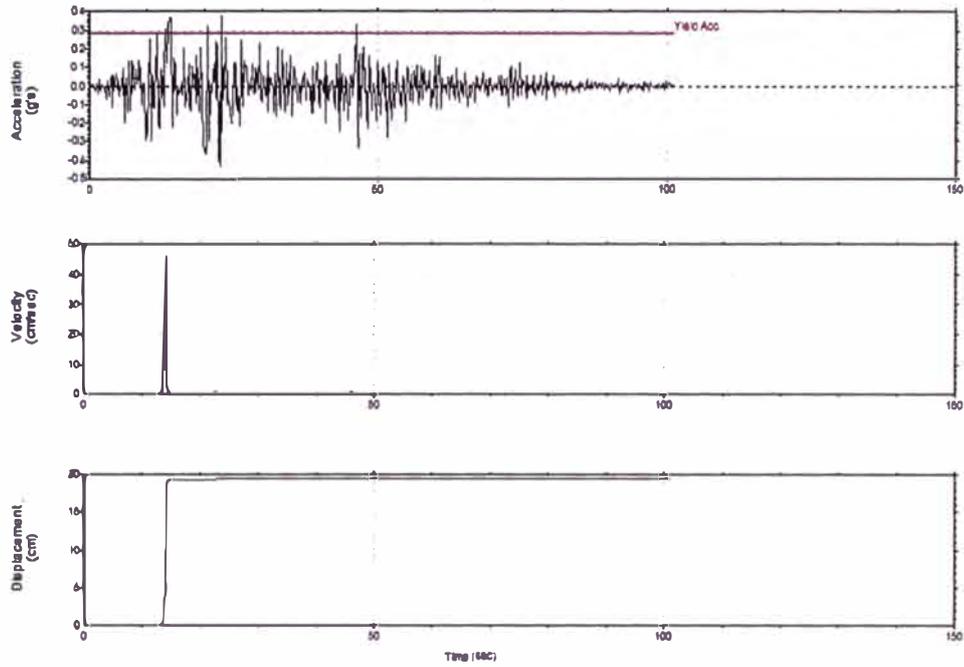


FIG. VI.3: Deformaciones permanentes talud aguas arriba ($y/h=3/4$) para el sismo de Lima Perú 3/10/1974

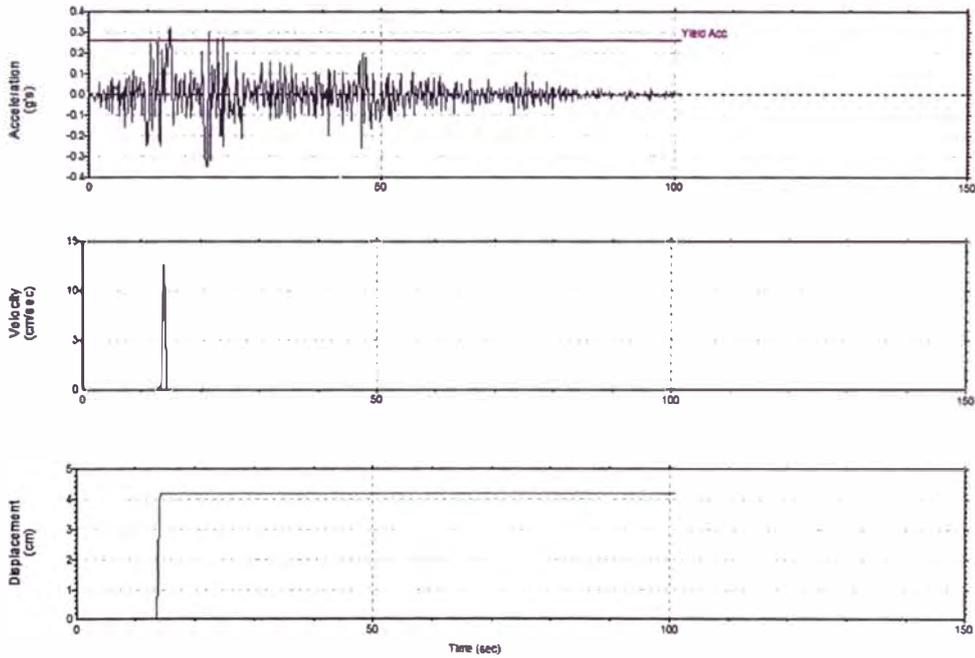


FIG. VI.4: Deformaciones permanentes talud aguas arriba ($y/h=1$) para el sismo de Lima Perú 3/10/1974

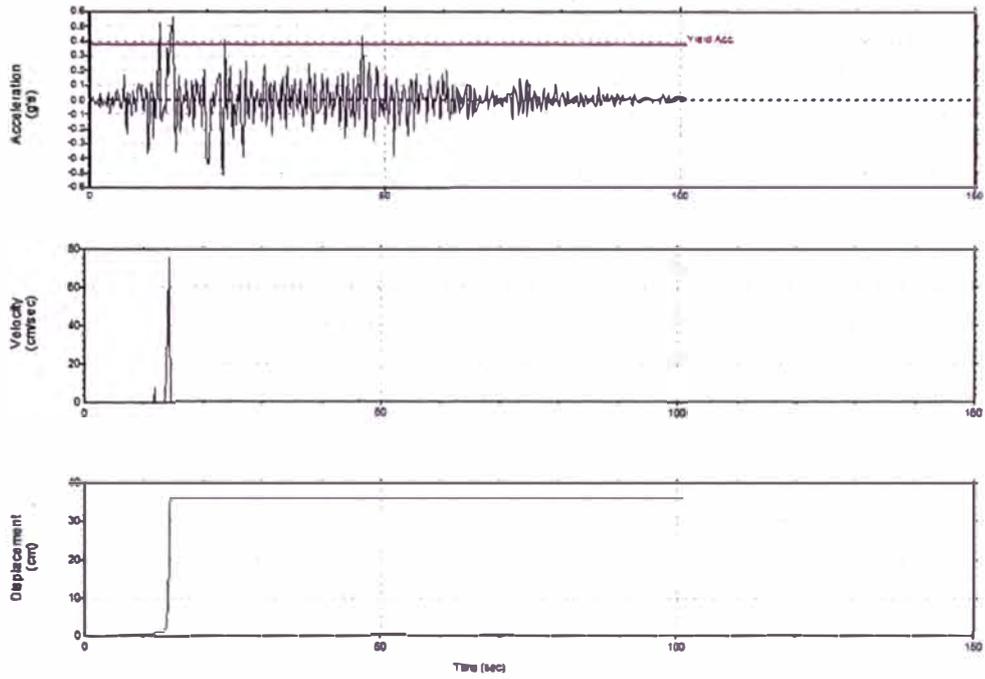


FIG. VI.5: Deformaciones permanentes talud aguas abajo ($y/h=0.16$) para el sismo de Lima Perú 3/10/1974

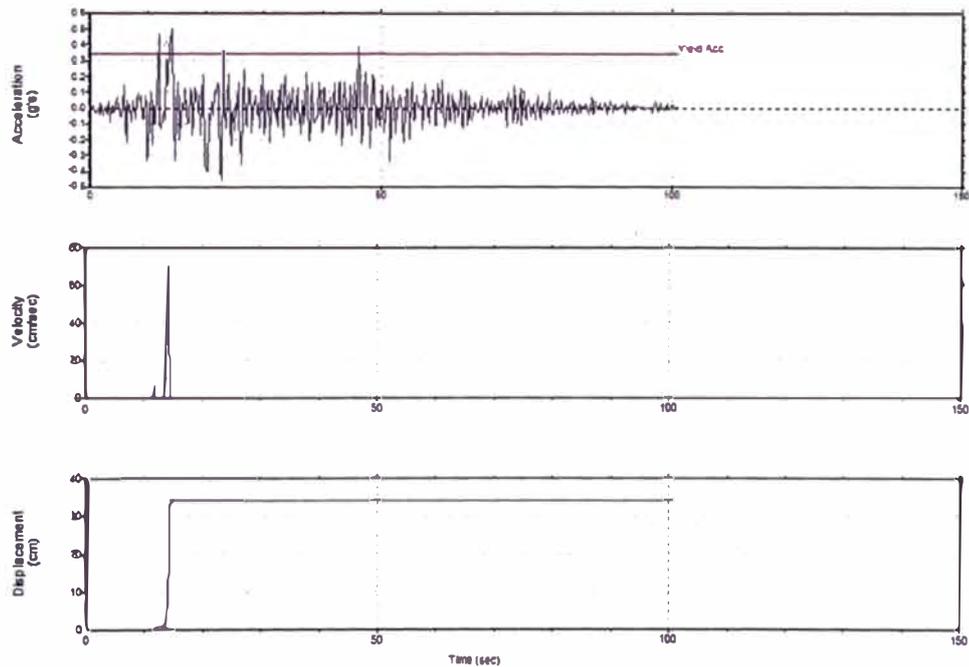


FIG. VI.6: Deformaciones permanentes talud aguas abajo ($y/h=0.32$) para el sismo de Lima Perú 3/10/1974

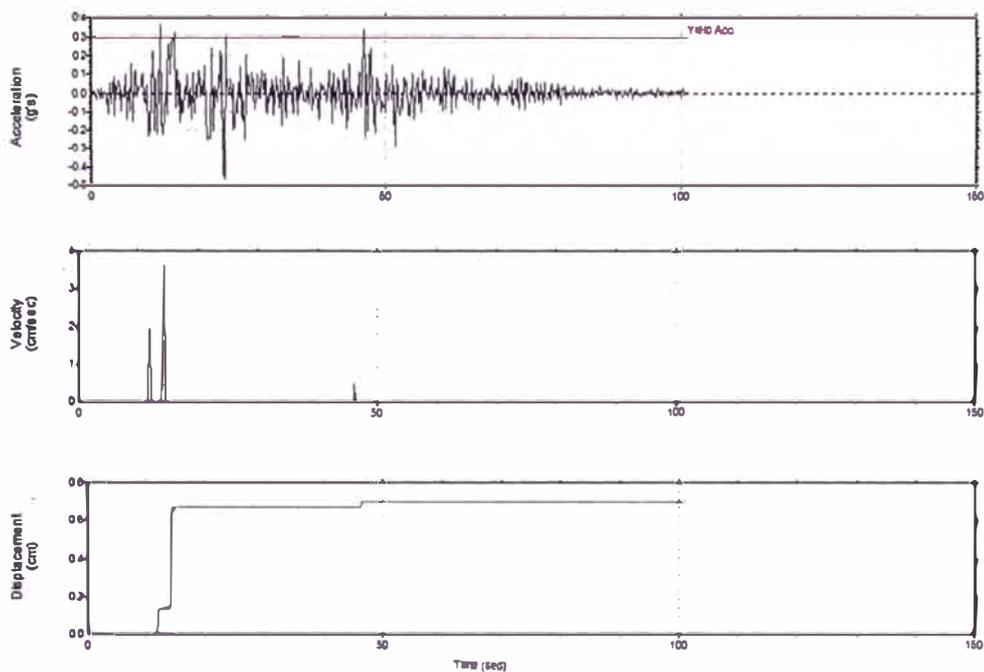


FIG. VI.7: Deformaciones permanentes talud aguas abajo ($y/h=0.49$) para el sismo de Lima Perú 3/10/1974

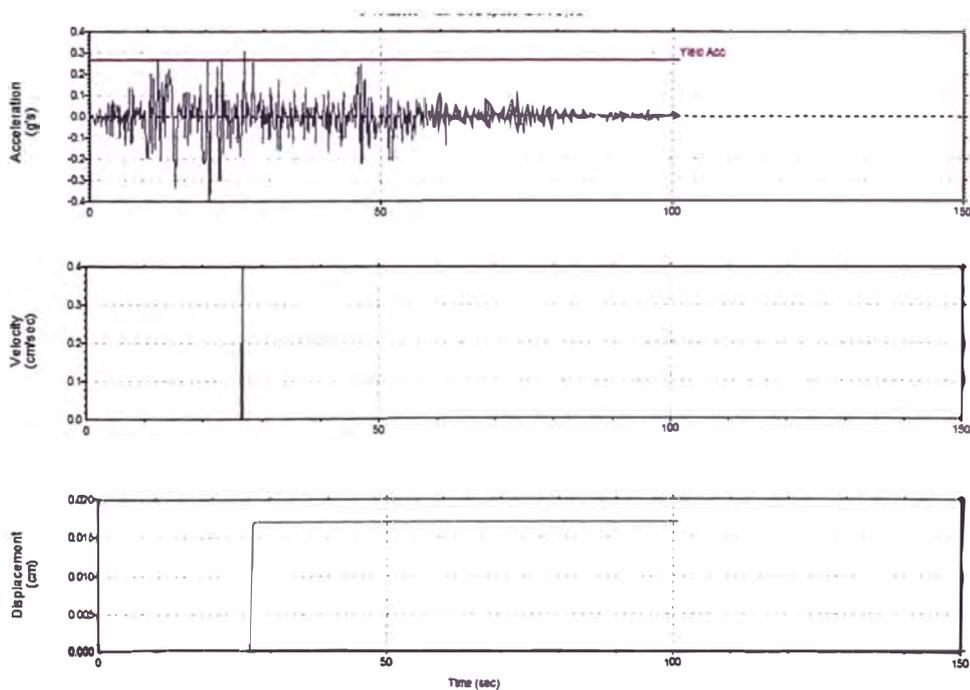


FIG. VI.8: Deformaciones permanentes talud aguas abajo ($y/h=0.65$) para el sismo de Lima Perú 3/10/1974

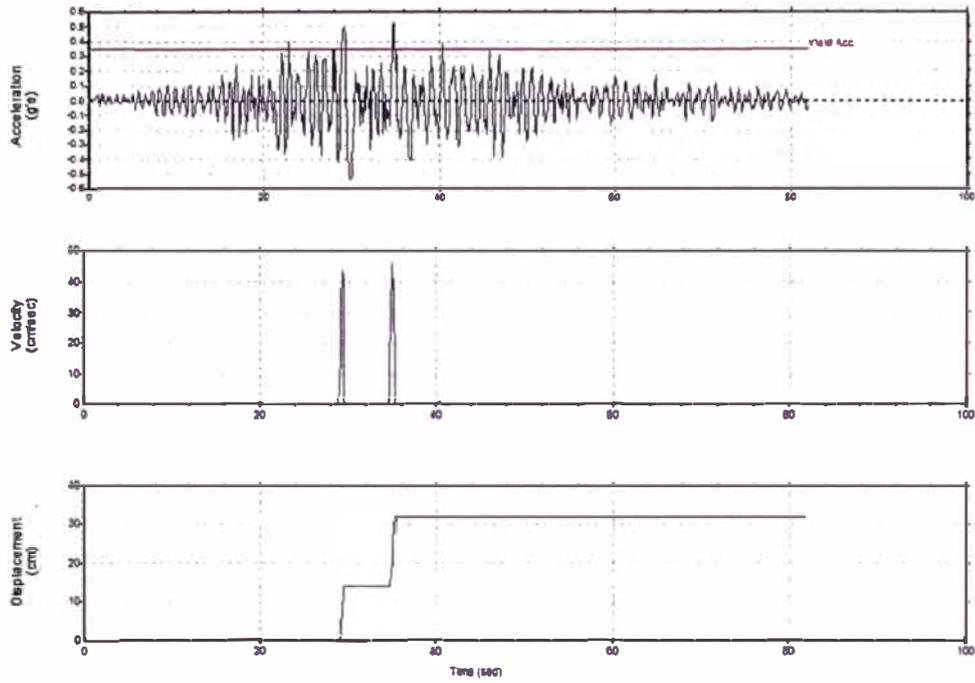


FIG. VI.9: Deformaciones permanentes talud aguas abajo ($y/h=1/4$) para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.

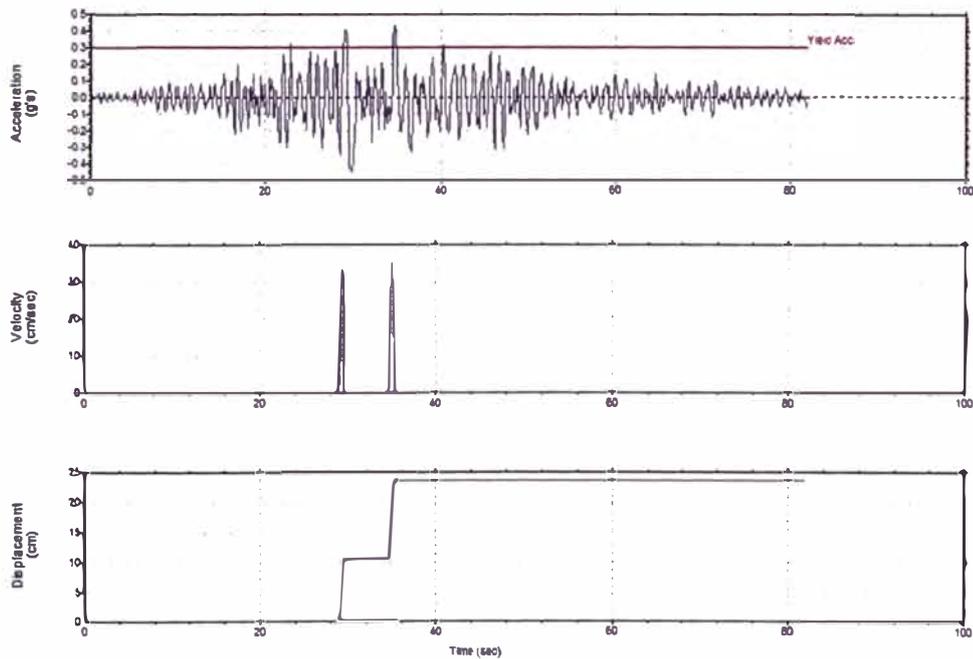


FIG. VI.10: Deformaciones permanentes talud aguas abajo ($y/h=1/2$) para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.

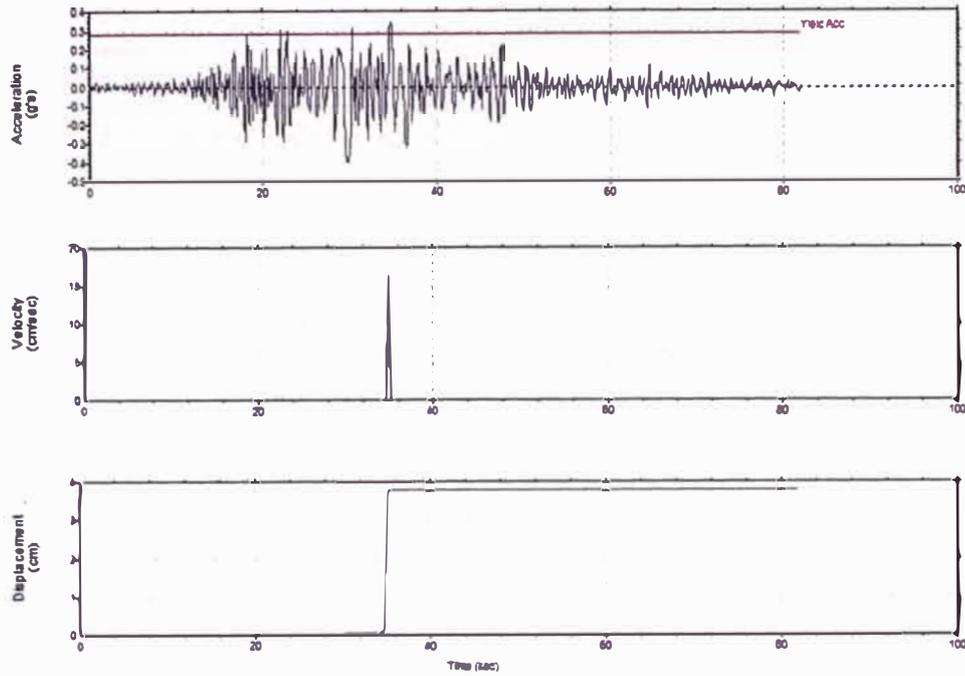


FIG. VI.11: Deformaciones permanentes talud aguas abajo ($y/h=3/4$) para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.

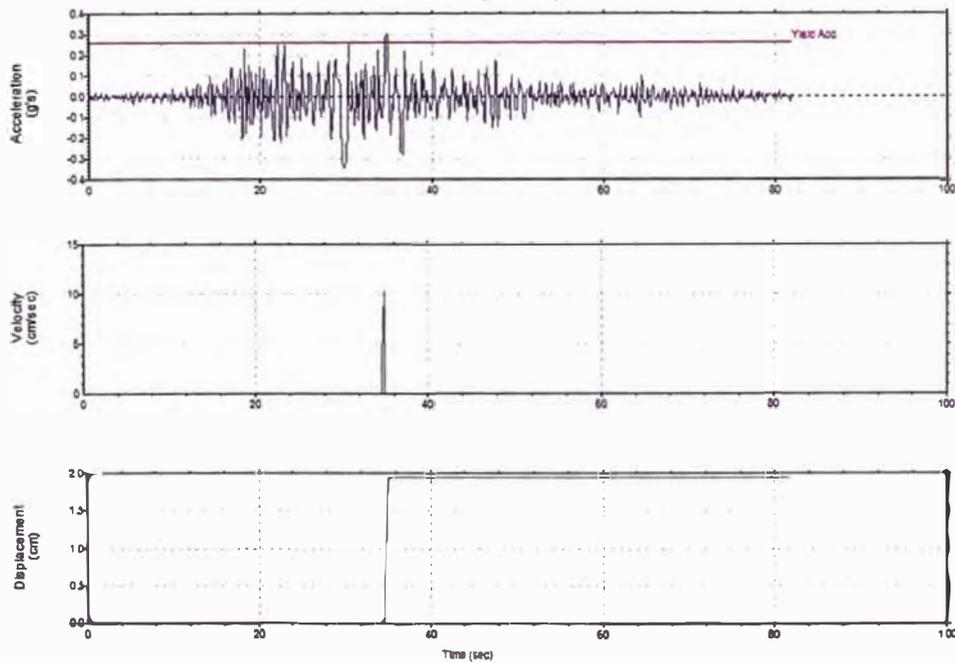


FIG. VI.12: Deformaciones permanentes talud aguas abajo ($y/h=1$) para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.

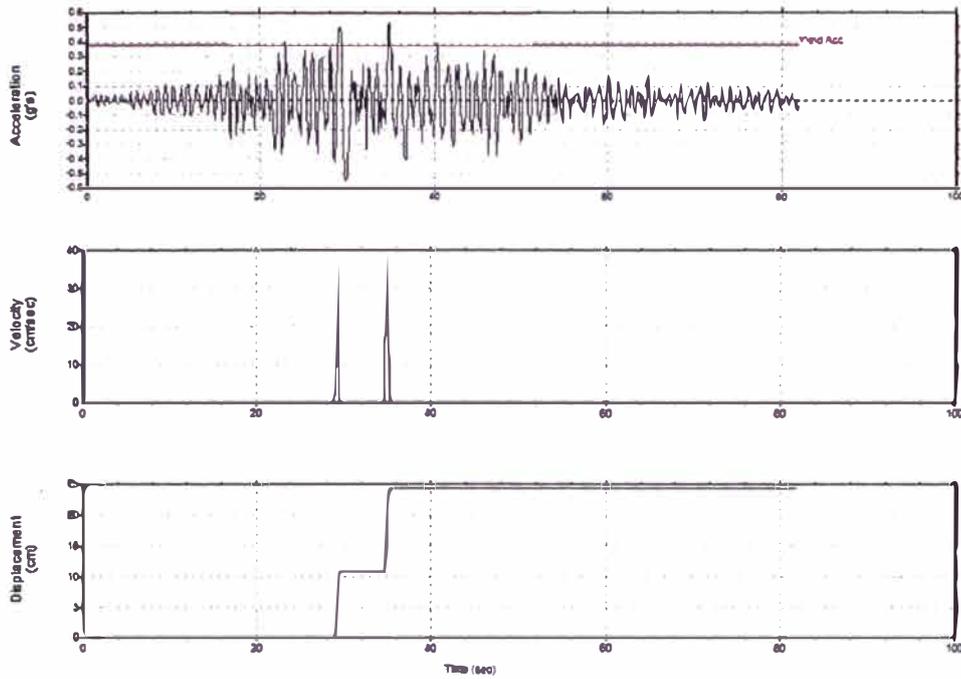


FIG. VI.13: Deformaciones permanentes talud aguas abajo ($y/h=0.16$) para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.

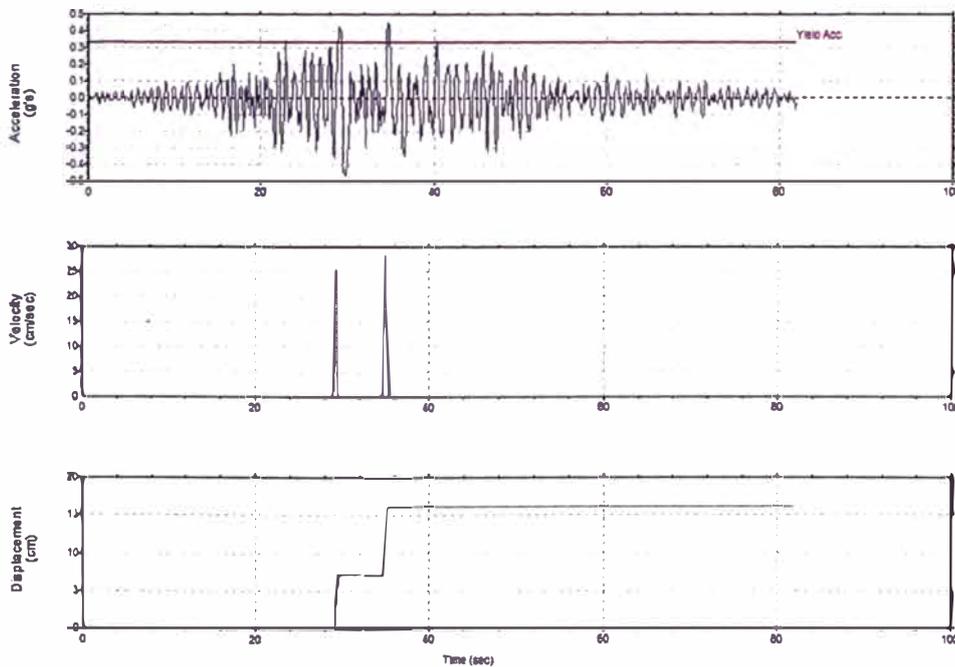


FIG. VI.14: Deformaciones permanentes talud aguas abajo ($y/h=0.32$) para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.

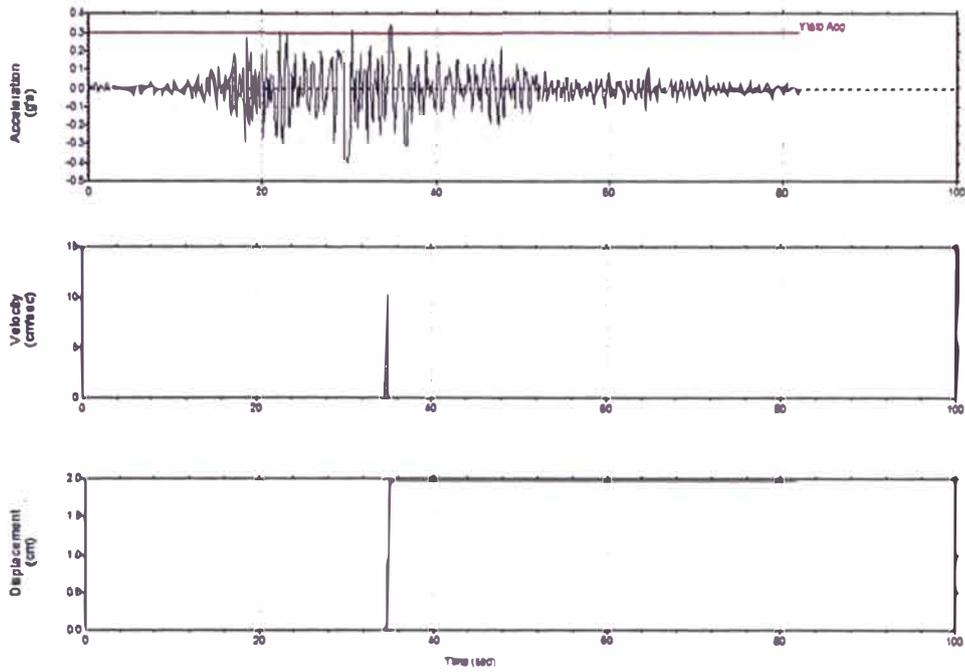


FIG. VI.15: Deformaciones permanentes talud aguas abajo ($y/h=0.49$) para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.

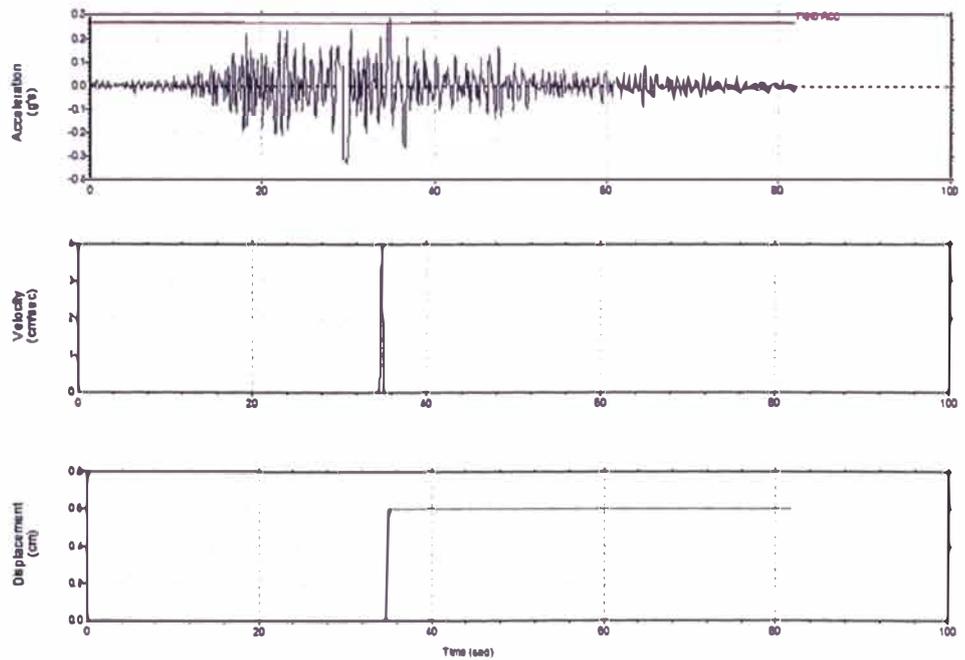
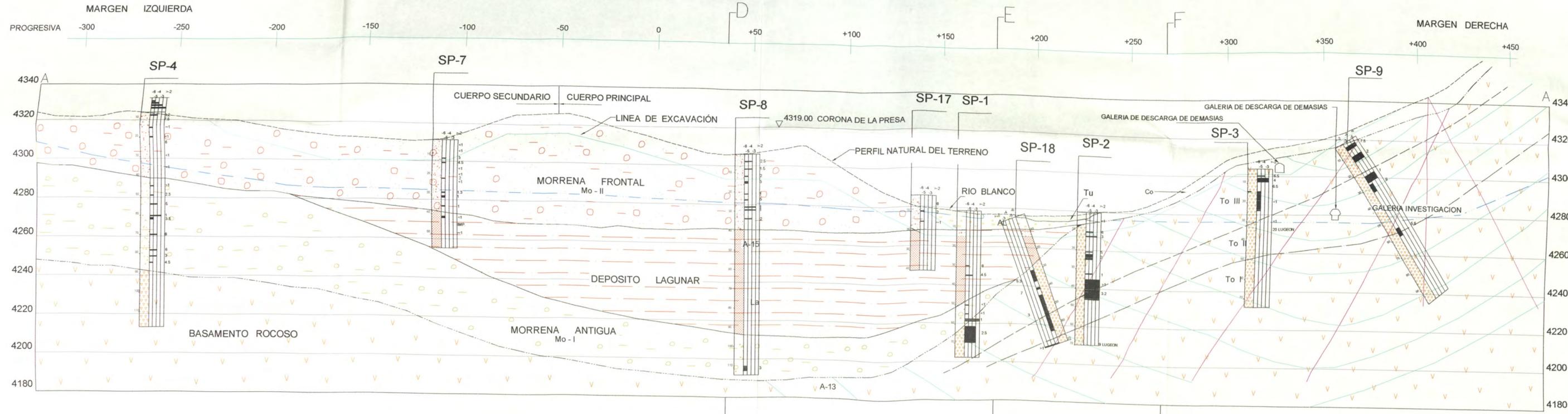


FIG. VI.16: Deformaciones permanentes talud aguas abajo ($y/h=0.65$) para el sismo de Moquegua-Perú 23/06/2001.

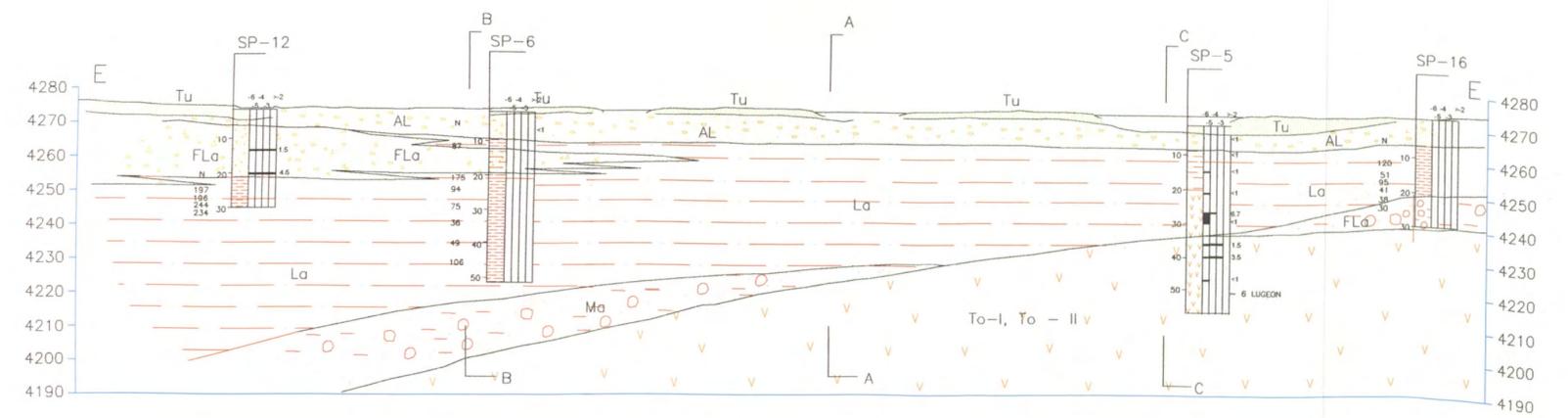
**ANEXO VII:
SONDEOS REALIZADOS EN LA PRESA
YURACMAYO Y PLANTA GENERAL
(PLANOS P1 Y P2).**

PERFIL LONGITUDINAL A-A'

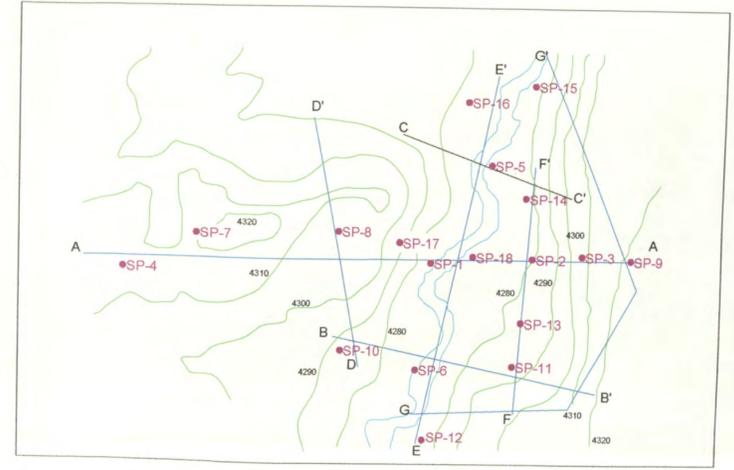


- ### LEYENDA
- (Tu) TURBA
 - (AL) DEPOSITO ALUVIAL
 - (Mo-II) MORRENA FRONTAL
 - (La) DEPOSITO LAGUNAR
 - (Co) DEPOSITO COLUVIAL
 - (Mo-I) MORRENA ANTIGUA
 - (To) ROCA VOLCANICA, TOBAS RIOLITICAS Y ANDESITICAS

- ### SIMBOLOGIA
- LIMITE INFERIOR DE PERMEABILIDAD MUY ALTA
 - LIMITE INFERIOR DE PERMEABILIDAD MUY ALTA Y MEDIA
 - FALLA GEOLOGICA
 - PERFIL BASAMENTO ROCOSO
 - To III ROCA VOLCANICA INTENSAMENTE FRACTURADA A FRAGMENTADA
 - To II ROCA VOLCANICA MUY FRACTURADA Y ALTERADA
 - To I ROCA VOLCANICA FRACTURADA
 - A-0' al A-30 SONDAJES EXPLORATORIOS
 - NIVEL FREATICO

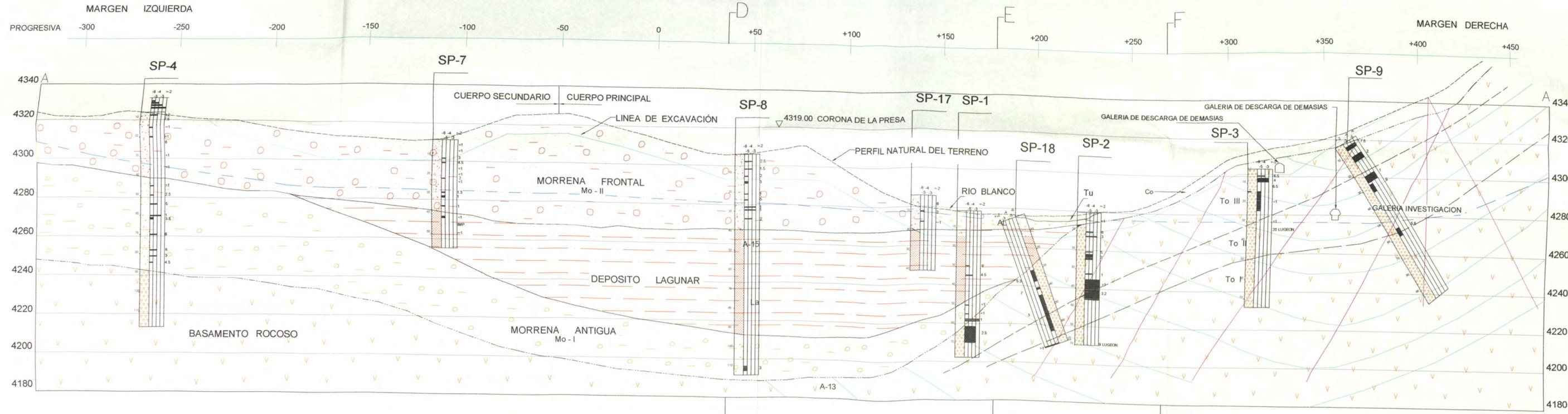


PERFIL TRANSVERSAL E-E'



UBICACIÓN DE PERFILES

PERFIL LONGITUDINAL A-A'

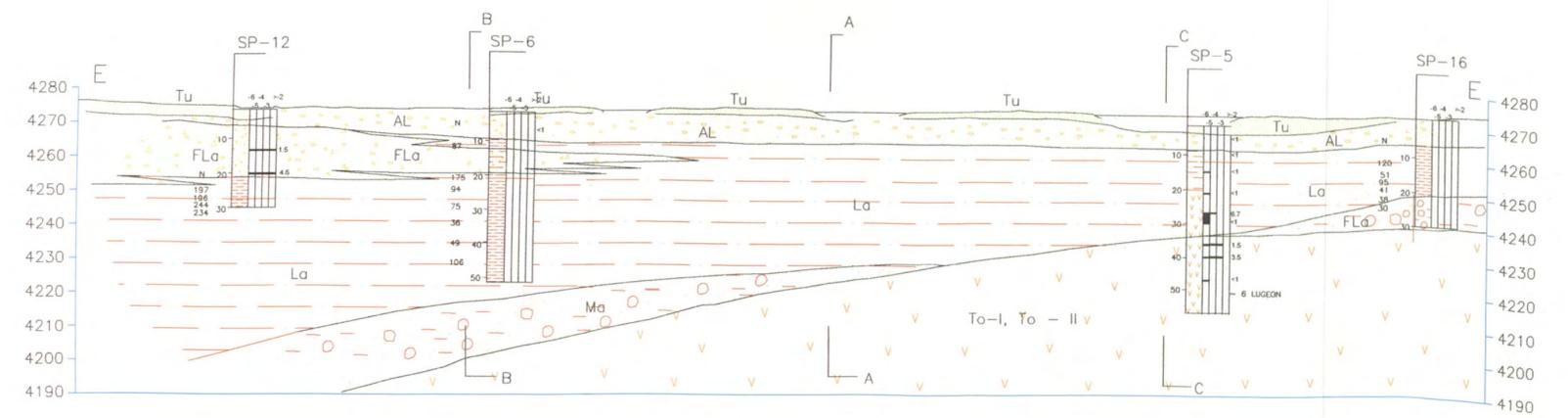


LEYENDA

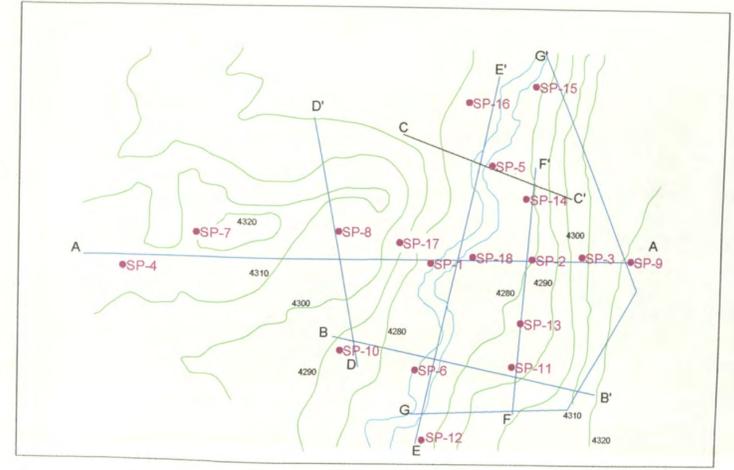
(Tu)	TURBA
(AL)	DEPOSITO ALUVIAL
(Mo-II)	MORRENA FRONTAL
(La)	DEPOSITO LAGUNAR
(Co)	DEPOSITO COLUVIAL
(Mo-I)	MORRENA ANTIGUA
(To)	ROCA VOLCANICA, TOBAS RIOLITICAS Y ANDESITICAS

SIMBOLOGIA

- LIMITE INFERIOR DE PERMEABILIDAD MUY ALTA
- LIMITE INFERIOR DE PERMEABILIDAD MUY ALTA Y MEDIA
- FALLA GEOLOGICA
- PERFIL BASAMENTO ROCOSO
- To III ROCA VOLCANICA INTENSAMENTE FRACTURADA A FRAGMENTADA
- To II ROCA VOLCANICA MUY FRACTURADA Y ALTERADA
- To I ROCA VOLCANICA FRACTURADA
- A-0' al A-30 SONDAJES EXPLORATORIOS
- NIVEL FREATICO



PERFIL TRANSVERSAL E-E'



UBICACIÓN DE PERFILES

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
 FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL
 PRESA DE YURACMAYO
 PERFILES GEOLÓGICOS
 AA Y EE