

**UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE INGENIERIA CIVIL**



**ANALISIS SISMICO DE ESTRUCTURAS
DE TIERRA**

TESIS

Para optar el Título Profesional de
INGENIERO CIVIL

MIGUEL ANGEL INFANTES QUIJANO

**Lima – Perú
1999**

INDICE

INDICE	I
LISTA DE FIGURAS	V
LISTA DE TABLAS	XV
INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO 1 : CONSIDERACIONES SISMICAS	3
1.1. Introducción	3
1.2. Identificación y Evaluación de las Fuentes Sísmicas	3
1.2.1. Sismotectónica	3
1.2.2. Sismicidad	6
1.2.3. Fuentes Sismogénicas	8
1.3. Análisis Sísmico Determinístico	8
1.4. Análisis Sísmico Probabilístico	10
1.5. Coeficiente Sísmico en Estructuras de Tierra	12
1.6. Comportamiento de Presas durante Sismos	14
CAPITULO 2 : ANALISIS UNIDIMENSIONAL DE LA RESPUESTA SISMICA	25
2.1. Introducción	25
2.2. Aproximación Lineal de la Propagación de Ondas de Corte en un Sistema Unidimensional	26
2.2.1. Depósito Uniforme No Amortiguado sobre Base Rígida	26
2.2.2. Depósito Uniforme Amortiguado sobre Base Rígida	28
2.2.3. Depósito Amortiguado sobre Base Elástica	30
2.2.4. Depósito Estratificado Amortiguado sobre Base Elástica	32
2.3. Relación entre Movimiento en el Afloramiento y Movimiento en la Roca Base	35
2.4. Movimientos Transitorios	37
2.5. Aproximación Lineal Equivalente de la Respuesta Nolineal	38

CAPITULO 3 : ANÁLISIS BIDIMENSIONAL DE LA RESPUESTA SÍSMICA	45
3.1. Introducción	45
3.2. Análisis por el Método de Elementos Finitos	45
3.2.1. Integración en el Tiempo	46
3.2.2. Matrices de Masa	48
3.2.3. Amortiguamiento	49
3.2.4. Amortiguadores Imperfectos	53
3.3. Aproximación Lineal Equivalente de la Respuesta No lineal	55
3.4. Aproximación por el Método de Viga de Corte	56
3.5. Comparación de los Análisis Bidimensional y Tridimensional	60
CAPITULO 4 : PROCEDIMIENTOS SIMPLIFICADOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SISMICA	64
4.1. Introducción	64
4.2. Procedimiento Simplificado para Calcular la Máxima Aceleración en la Cresta y el Periodo Natural de Terraplenes	64
4.2.1. Evaluación de las Propiedades Iniciales	65
4.2.2. Cálculo de la Aceleración Máxima y el Periodo Natural	65
4.2.3. Cálculo de la Deformación Cortante Promedio	68
4.3. Procedimiento Simplificado para Evaluar la Respuesta Sísmica de Presas de Tierra en 3D	69
4.3.1. Cálculo de la Aceleración Máxima en la Cresta y el Periodo Natural	70
4.3.2. Determinación de la Deformación Cortante Promedio y el Esfuerzo Cortante Promedio	72
4.3.3. Evaluación de las Propiedades Iniciales Básicas	73
4.3.4. Estimación de la Presión de Poros	74
4.3.5. Procedimiento de Cálculo	74

CAPITULO 5 : ESTABILIDAD SISMICA DE ESTRUCTURAS DE TIERRA	79
5.1. Introducción	79
5.2. Evaluación Pseudo-Estática	79
5.3. Procedimientos para Evaluar Deformaciones Permanentes Inducidas por Sismos	83
5.3.1. Método de Newmark	83
5.3.2. Método de Sarma	86
5.3.3. Método de Makdisi-Seed	89
CAPITULO 6 : ANALISIS SISMICO DE ALGUNAS ESTRUCTURAS DE TIERRA	105
6.1. Introducción	105
6.2. Presa Pomacocha	106
6.2.1. Antecedentes	106
6.2.2. Características de los Principales Materiales	108
6.2.3. Análisis de Estabilidad Estático y Pseudo-Estático	110
6.2.4. Datos para los Análisis de Respuesta Sísmica	113
6.2.5. Procedimiento Simplificado para Calcular la Aceleración Máxima en la Cresta y el Periodo Natural	116
6.2.6. Análisis de Respuesta Sísmica	117
6.2.7. Análisis de Deformaciones Permanentes	122
6.3. Presa Palo Redondo	128
6.3.1. Antecedentes	128
6.3.2. Características de los Principales Materiales	129
6.3.3. Análisis de Estabilidad Estático y Pseudo-Estático	131
6.3.4. Datos para los Análisis de Respuesta Sísmica	133
6.3.5. Procedimiento Simplificado para calcular la Aceleración Máxima en la Cresta y el Periodo Natural	135
6.3.6. Análisis de Respuesta Sísmica	137
6.3.7. Análisis de Deformaciones Permanentes	141

CAPITULO 7	:	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	212
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS			215
ANEXOS			223
I-A	:	Análisis Estático y Pseudo-Estático – Presa Pomacocha	
I-B	:	Análisis Estático y Pseudo-Estático – Presa Palo Redondo	
II-A	:	Método Simplificado para el Cálculo de las Aceleraciones Máximas – Presa Pomacocha	
II-B	:	Método Simplificado para el Cálculo de las Aceleraciones Máximas – Presa Palo Redondo	
III	:	Esfuerzos Estáticos para el Análisis Unidimensional Presa Pomacocha y Presa Palo Redondo	
IV	:	Análisis Triaxiales CD y UU para los Materiales de la Presa Pomacocha – Parámetros Hiperbólicos	
V-A	:	Coefficientes de Fluencia y Método de Newmark – Presa Pomacocha	
V-B	:	Coefficientes de Fluencia y Método de Newmark – Presa Palo Redondo	
VI-A	:	Método de Sarma – Presa Pomacocha	
VI-B	:	Método de Sarma – Presa Palo Redondo	

LISTA DE FIGURAS

CAPITULO 1 : CONSIDERACIONES SISMICAS

Fig. 1.1	Mapa de Distribución de Epicentros y Rasgos Neotectónicos (Catálogo SISRA 1963-1990; Marcharé et al., 1991)	18
Fig. 1.2	Fuentes Sismogénicas Superficiales (Castillo y Alva, 1993)	19
Fig. 1.3	Fuentes Sismogénicas Intermedias y Profundas (Castillo y Alva, 1993)	20
Fig. 1.4	Distribución de Isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 50 años (Castillo y Alva, 1993)	21
Fig. 1.5	Distribución de Isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 100 años (Castillo y Alva, 1993)	22
Fig. 1.6	Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas (Alva et al., 1984)	23
Fig. 1.7	Mapa de Zonificación del Coeficiente Sísmico en el Perú (Ruesta et al, 1988)	24

CAPITULO 2 : ANÁLISIS UNIDIMENSIONAL DE LA RESPUESTA SÍSMICA

Fig. 2.1	Depósito de suelo elástico sobre base rígida	40
Fig. 2.2	Influencia de la frecuencia en la respuesta de un depósito elástico no amortiguado	40
Fig. 2.3	Influencia de la frecuencia en la respuesta de un depósito elástico amortiguado	41
Fig. 2.4	Patrones de desplazamiento o formas de modo de las primeras tres frecuencias naturales ($n=1,2,3$) dependiendo de la profundidad (z/H) para un depósito con 5% de amortiguamiento	41
Fig. 2.5	Depósito de suelo elástico sobre una base elástica.	42
Fig. 2.6	Efecto de la relación de impedancia en el factor de amplificación para el caso de suelo no amortiguado	42
Fig. 2.7	Depósito de suelo estratificado sobre una base elástica	43
Fig. 2.8	Sistema unidimensional con afloramientos	43
Fig. 2.9	Propiedades del suelo que dependen de la deformación cortante mostrando el Método Lineal Equivalente	44

CAPITULO 3 : ANÁLISIS BIDIMENSIONAL DE LA RESPUESTA SÍSMICA

Fig. 3.1	Modelo de contorno viscoso para ondas incidentes P y S (Lysmer et al., 1969)	61
Fig. 3.2	Presa de Tierra mostrando los esfuerzos cortantes actuantes En un elemento de espesor dz	61
Fig. 3.3	Relación de energía para ondas incidentes P y S (Lysmer et al., 1969)	62
Fig. 3.4	Formas de modo para el (a) primer y (b) segundo modo de una Presa de tierra (Dakoulas y Gazetas, 1985)	62

Fig. 3.5	Comparación entre respuestas tridimensional (3D) y de deformación plana (2D) para presas ubicadas en quebradas triangulares y rectangulares (Makdisi et al., 1982)	63
CAPITULO 4 : PROCEDIMIENTOS SIMPLIFICADOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SISMICA		
Fig. 4.1	Cálculo de la máxima aceleración en la corona y período natural	76
Fig. 4.2	Variación de factores de participación modal de deformación cortante con la profundidad (Martin, 1965)	77
Fig. 4.3	Presa de tierra en quebradas triangulares	78
Fig. 4.4	Variación de factor de participación de dformación cortante para El primer modo con la profundidad en la (a) sección central y en La (b) sección a L/4 del eje. (Xu, 1996)	78
CAPITULO 5 : ESTABILIDAD SISMICA DE ESTRUCTURAS DE TIERRA		
Fig. 5.1	Método de Bishop considerando la acción sísmica	95
Fig. 5.2	Analogía entre (a) masa potencial de deslizamiento y (b) bloque sobre un plano inclinado	95
Fig. 5.3	Posibles movimientos y deformaciones de una presa de tierra durante las cargas sísmicas	96
Fig. 5.4	Fuerzas actuantes en un bloque sobre un plano inclinado (a) condiciones estáticas y (b) condiciones dinámicas	96
Fig. 5.5	Variación de las velocidad relativa y del desplazamiento relativo entre el bloque deslizante y el plano debido a un pulso rectangular que excede la aceleración de fluencia entre $t = t_0$ y $t = t_0 + \Delta t$	97
Fig. 5.6	Desarrollo del desplazamiento permanente de un talud ante la acción de un movimiento sísmico	98
Fig. 5.7	Modelo de un bloque rígido sobre una superficie inclinada	99
Fig. 5.8	Diversos tipos de pulsos: (a) rectangular; (b) triangular; (c) medio sinusoidal; (d) movimiento sísmico	99
Fig. 5.9	Variación del desplazamiento adimensional con la relación K_c/K_m (Sarma, 1975)	100
Fig. 5.10	Variación del coeficiente K con el periodo fundamental y la profundidad (Ambraseys y Sarma, 1967)	101
Fig. 5.11	Cálculo de la aceleración promedio del análisis de respuesta por elementos finitos	102
Fig. 5.12	Variación de la relación de aceleraciones máximas con la profundidad de la masa deslizante (Makdisi y Seed, 1977)	103
Fig. 5.13	Variación del desplazamiento permanente normalizado con la aceleración de fluencia. Resumen de datos (Makdisi y Seed, 1977)	104
Fig. 5.14	Variación del desplazamiento permanente promedio normalizado con la aceleración de fluencia. (Makdisi y Seed, 1977)	104

CAPITULO 6 : ANALISIS SISMICO DE ALGUNAS ESTRUCTURAS DE TIERRA

Fig. 6.1	Ubicación Geográfica – Presa Pomacocha	147
Fig. 6.2	Sección Transversal – Presa Pomacocha	148
Fig. 6.3	Espectro de Respuesta Normalizado de Aceleraciones Horizontales – Registro Lima-Perú 10/74 Comp. N 82° O	149
Fig. 6.4	Espectro de Respuesta Normalizado de Aceleraciones Horizontales – Registro Lolleo-Chile 03/85 Comp. S 80° E	149
Fig. 6.5	Registro del Sismo Lima-Perú 10/74 Componente N 82° W ($\ddot{U}_{max} = 0.32 \text{ g}$)	150
Fig. 6.6	Registro del Sismo Lolleo-Chile Componente S 80° E ($\ddot{U}_{max} = 0.32 \text{ g}$)	150
Fig. 6.7	Reducción del Módulo Cortante de los Materiales de la Presa Pomacocha	151
Fig. 6.8	Razón de Amortiguamiento de los Materiales de la Presa Pomacocha	151
Fig. 6.9	Comparación entre los acelerogramas en la base rocosa y los calculados en la cresta con los diferentes programas unidimensionales para el sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° W Presa Pomacocha	152
Fig. 6.10	Comparación entre los acelerogramas en la base rocosa y los calculados en la cresta con los diferentes programas unidimensionales para el sismo de Lolleo-Chile 03/85 S 80° E Presa Pomacocha	153
Fig. 6.11	Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Pomacocha	154
Fig. 6.12	Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Pomacocha	154
Fig. 6.13	Variación de los Esfuerzos Cortantes Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Pomacocha	155
Fig. 6.14	Variación de los Esfuerzos Cortantes Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Pomacocha	155
Fig. 6.15	Malla de Elementos Finitos – Presa Pomacocha	156
Fig. 6.16	Distribución de los Desplazamientos Horizontales al Final de la Construcción calculados con el programa GEOSOFTE Presa Pomacocha	157
Fig. 6.17	Distribución de los Desplazamientos Horizontales al Final de la Construcción calculados con el programa FEADAM84 Presa Pomacocha	157

Fig. 6.18	Distribución de los Desplazamientos Verticales al Final de la Construcción calculados con el programa GEOSOFTE Presa Pomacocha	158
Fig. 6.19	Distribución de los Desplazamientos Verticales al Final de la Construcción calculados con el programa FEADAM84 Presa Pomacocha	158
Fig. 6.20	Distribución de los Esfuerzos Horizontales al Final de la Construcción calculados con el programa GEOSOFTE Presa Pomacocha	159
Fig. 6.21	Distribución de los Esfuerzos Horizontales al Final de la Construcción calculados con el programa FEADAM84 Presa Pomacocha	159
Fig. 6.22	Distribución de los Esfuerzos Verticales al Final de la Construcción calculados con el programa GEOSOFTE Presa Pomacocha	160
Fig. 6.23	Distribución de los Esfuerzos Verticales al Final de la Construcción calculados con el programa FEADAM84 Presa Pomacocha	160
Fig. 6.24	Distribución de los Esfuerzos Cortantes al Final de la Construcción calculados con el programa GEOSOFTE Presa Pomacocha	161
Fig. 6.25	Distribución de los Esfuerzos Cortantes al Final de la Construcción calculados con el programa FEADAM84 Presa Pomacocha	161
Fig. 6.26	Distribución de los Esfuerzos Horizontales Máximos calculados con el programa GEOSOFTE para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Pomacocha	162
Fig. 6.27	Distribución de los Esfuerzos Horizontales Máximos calculados con el programa QUAD4M para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Pomacocha	162
Fig. 6.28	Distribución de los Esfuerzos Verticales Máximos calculados con el programa GEOSOFTE para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Pomacocha	163
Fig. 6.29	Distribución de los Esfuerzos Verticales Máximos calculados con el programa QUAD4M para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Pomacocha	163
Fig. 6.30	Distribución de los Esfuerzos Cortantes Máximos calculados con el programa GEOSOFTE para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Pomacocha	164
Fig. 6.31	Distribución de los Esfuerzos Cortantes Máximos calculados con el programa QUAD4M para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Pomacocha	164
Fig. 6.32	Distribución de los Aceleraciones Máximas calculados con el programa GEOSOFTE para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Pomacocha	165

Fig. 6.33	Distribución de los Aceleraciones Máximas calculados con el programa QUAD4M para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Pomacocha	165
Fig. 6.34	Comparación entre los acelerogramas en la base rocosa y los calculados en la cresta con los diferentes programas bidimensionales para el sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° W Presa Pomacocha	166
Fig. 6.35	Variación de los Esf. Horizontales Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Pomacocha	167
Fig. 6.36	Variación de los Esf. Verticales Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Pomacocha	167
Fig. 6.37	Variación de los Esf. Cotantes Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Pomacocha	168
Fig. 6.38	Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Pomacocha	168
Fig. 6.39	Variación de los Esf. Horizontales Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Pomacocha	169
Fig. 6.40	Variación de los Esf. Verticales Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Pomacocha	169
Fig. 6.41	Variación de los Esf. Cotantes Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Pomacocha	170
Fig. 6.42	Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 2-2 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Pomacocha	170
Fig. 6.43	Distribución de los Esfuerzos Horizontales Máximos calculados con el programa GEOSOFTE para el Sismo de Lolleo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Pomacocha	171
Fig. 6.44	Distribución de los Esfuerzos Horizontales Máximos calculados con el programa QUAD4M para el Sismo de Lolleo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Pomacocha	171
Fig. 6.45	Distribución de los Esfuerzos Verticales Máximos calculados con el programa GEOSOFTE para el Sismo de Lolleo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Pomacocha	172
Fig. 6.46	Distribución de los Esfuerzos Verticales Máximos calculados con el programa QUAD4M para el Sismo de Lolleo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Pomacocha	172

Fig. 6.47	Distribución de los Esfuerzos Cortantes Máximos calculados con el programa GEOSOFTE para el Sismo de Llolleo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Pomacocha	173
Fig. 6.48	Distribución de los Esfuerzos Cortantes Máximos calculados con el programa QUAD4M para el Sismo de Llolleo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Pomacocha	173
Fig. 6.49	Distribución de los Aceleraciones Máximas calculados con el programa GEOSOFTE para el Sismo de Llolleo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Pomacocha	174
Fig. 6.50	Distribución de los Aceleraciones Máximas calculados con el programa QUAD4M para el Sismo de Llolleo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Pomacocha	174
Fig. 6.51	Comparación entre los acelerogramas en la base rocosa y los calculados en la cresta con los diferentes programas bidimensionales para el sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° W Presa Pomacocha	175
Fig. 6.52	Variación de los Esf. Horizontales Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Pomacocha	176
Fig. 6.53	Variación de los Esf. Verticales Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Pomacocha	176
Fig. 6.54	Variación de los Esf. Cortantes Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Pomacocha	177
Fig. 6.55	Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Pomacocha	177
Fig. 6.56	Variación de los Esf. Horizontales Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Pomacocha	178
Fig. 6.57	Variación de los Esf. Verticales Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Pomacocha	178
Fig. 6.58	Variación de los Esf. Cortantes Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Pomacocha	179
Fig. 6.59	Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 2-2 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Pomacocha	179
Fig. 6.60	Ubicación Geográfica – Presa Palo Redondo	180
Fig. 6.61	Sección Transversal – Presa Palo Redondo	181
Fig. 6.62	Registro del Sismo Lima-Perú 10/74 Componente N 82° W ($\ddot{U}_{\max} = 0.38 \text{ g}$)	182
Fig. 6.63	Registro del Sismo Llolleo-Chile Componente S 80° E ($\ddot{U}_{\max} = 0.38 \text{ g}$)	182

Fig. 6.64	Reducción del Módulo Cortante de los Materiales de la Presa Palo Redondo	183
Fig. 6.65	Razón de Amortiguamiento de los Materiales de la Presa Palo Redondo	183
Fig. 6.66	Comparación entre los acelerogramas en la base rocosa y los calculados en la cresta con los diferentes programas unidimensionales para el sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° W Presa Palo Redondo	184
Fig. 6.67	Comparación entre los acelerogramas en la base rocosa y los calculados en la cresta con los diferentes programas unidimensionales para el sismo de Llolleo-Chile 03/85 S 80° E Presa Palo Redondo	185
Fig. 6.68	Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Palo Redondo	186
Fig. 6.69	Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Palo Redondo	186
Fig. 6.70	Variación de los Esfuerzos Cortantes Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Palo Redondo	187
Fig. 6.71	Variación de los Esfuerzos Cortantes Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Palo Redondo	187
Fig. 6.72	Malla de Elementos Finitos – Presa Palo Redondo	188
Fig. 6.73	Distribución de los Desplazamientos Horizontales al Final de la Construcción calculados con el programa GEOSOFTE Presa Palo Redondo	189
Fig. 6.74	Distribución de los Desplazamientos Horizontales al Final de la Construcción calculados con el programa FEADAM84 Presa Palo Redondo	189
Fig. 6.75	Distribución de los Desplazamientos Verticales al Final de la Construcción calculados con el programa GEOSOFTE Presa Palo Redondo	190
Fig. 6.76	Distribución de los Desplazamientos Verticales al Final de la Construcción calculados con el programa FEADAM84 Presa Palo Redondo	190
Fig. 6.77	Distribución de los Esfuerzos Horizontales al Final de la Construcción calculados con el programa GEOSOFTE Presa Palo Redondo	191
Fig. 6.78	Distribución de los Esfuerzos Horizontales al Final de la Construcción calculados con el programa FEADAM84 Presa Palo Redondo	191
Fig. 6.79	Distribución de los Esfuerzos Verticales al Final de la Construcción calculados con el programa GEOSOFTE Presa Palo Redondo	192

Fig. 6.80	Distribución de los Esfuerzos Verticales al Final de la Construcción calculados con el programa FEADAM84 Presa Palo Redondo	192
Fig. 6.81	Distribución de los Esfuerzos Cortantes al Final de la Construcción calculados con el programa GEOSOFTE Presa Palo Redondo	193
Fig. 6.82	Distribución de los Esfuerzos Cortantes al Final de la Construcción calculados con el programa FEADAM84 Presa Palo Redondo	193
Fig. 6.83	Distribución de los Esfuerzos Horizontales Máximos calculados con el programa GEOSOFTE para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Palo Redondo	194
Fig. 6.84	Distribución de los Esfuerzos Horizontales Máximos calculados con el programa QUAD4M para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Palo Redondo	194
Fig. 6.85	Distribución de los Esfuerzos Verticales Máximos calculados con el programa GEOSOFTE para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Palo Redondo	195
Fig. 6.86	Distribución de los Esfuerzos Verticales Máximos calculados con el programa QUAD4M para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Palo Redondo	195
Fig. 6.87	Distribución de los Esfuerzos Cortantes Máximos calculados con el programa GEOSOFTE para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Palo Redondo	196
Fig. 6.88	Distribución de los Esfuerzos Cortantes Máximos calculados con el programa QUAD4M para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Palo Redondo	196
Fig. 6.89	Distribución de los Aceleraciones Máximas calculados con el programa GEOSOFTE para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Palo Redondo	197
Fig. 6.90	Distribución de los Aceleraciones Máximas calculados con el programa QUAD4M para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Palo Redondo	197
Fig. 6.91	Comparación entre los acelerogramas en la base rocosa y los calculados en la cresta con los diferentes programas bidimensionales para el sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° W Presa Palo Redondo	198
Fig. 6.92	Variación de los Esf. Horizontales Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Palo Redondo	199
Fig. 6.93	Variación de los Esf. Verticales Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Palo Redondo	199
Fig. 6.94	Variación de los Esf. Cortantes Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Palo Redondo	200

Fig. 6.95	Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Palo Redondo	200
Fig. 6.96	Variación de los Esf. Horizontales Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Palo Redondo	201
Fig. 6.97	Variación de los Esf. Verticales Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Palo Redondo	201
Fig. 6.98	Variación de los Esf. Cotantes Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Palo Redondo	202
Fig. 6.99	Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 2-2 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Palo Redondo	202
Fig. 6.100	Distribución de los Esfuerzos Horizontales Máximos calculados con el programa GEOSOFTE para el Sismo de Lollo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Palo Redondo	203
Fig. 6.101	Distribución de los Esfuerzos Horizontales Máximos calculados con el programa QUAD4M para el Sismo de Lollo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Palo Redondo	203
Fig. 6.102	Distribución de los Esfuerzos Verticales Máximos calculados con el programa GEOSOFTE para el Sismo de Lollo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Palo Redondo	204
Fig. 6.103	Distribución de los Esfuerzos Verticales Máximos calculados con el programa QUAD4M para el Sismo de Lollo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Palo Redondo	204
Fig. 6.104	Distribución de los Esfuerzos Cortantes Máximos calculados con el programa GEOSOFTE para el Sismo de Lollo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Palo Redondo	205
Fig. 6.105	Distribución de los Esfuerzos Cortantes Máximos calculados con el programa QUAD4M para el Sismo de Lollo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Palo Redondo	205
Fig. 6.106	Distribución de los Aceleraciones Máximas calculados con el programa GEOSOFTE para el Sismo de Lollo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Palo Redondo	206
Fig. 6.107	Distribución de los Aceleraciones Máximas calculados con el programa QUAD4M para el Sismo de Lollo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Palo Redondo	206
Fig. 6.108	Comparación entre los acelerogramas en la base rocosa y los calculados en la cresta con los diferentes programas bidimensionales para el sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° W Presa Palo Redondo	207
Fig. 6.109	Variación de los Esf. Horizontales Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lollo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Palo Redondo	208

Fig. 6.110	Variación de los Esf. Verticales Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Palo Redondo	208
Fig. 6.111	Variación de los Esf. Cotantes Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Palo Redondo	209
Fig. 6.112	Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Palo Redondo	209
Fig. 6.113	Variación de los Esf. Horizontales Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Palo Redondo	210
Fig. 6.114	Variación de los Esf. Verticales Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Palo Redondo	210
Fig. 6.115	Variación de los Esf. Cotantes Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Palo Redondo	211
Fig. 6.116	Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 2-2 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Palo Redondo	211

LISTA DE TABLAS

CAPITULO 1 : CONSIDERACIONES SISMICAS

Tabla 1.1	Algunas Presas de Tierra y Enrocado en el Perú (Ruesta et al, 1988)	13
-----------	---	----

CAPITULO 3 : ANÁLISIS BIDIMENSIONAL DE LA RESPUESTA SÍSMICA

Tabla 3.1	Valores β_n para los cinco primeros modos de vibración	58
-----------	--	----

CAPITULO 4 : PROCEDIMIENTOS SIMPLIFICADOS PARA LA EVALUACIÓN DE LA RESPUESTA SISMICA

Tabla 4.1	Número de Ciclos Equivalentes	74
-----------	-------------------------------	----

CAPITULO 5 : ESTABILIDAD SISMICA DE ESTRUCTURAS DE TIERRA

Tabla 5.1	Factores de Seguridad Mínimos para el Análisis de Estabilidad en Presas de Tierra (US Corps of Engineers)	82
-----------	---	----

CAPITULO 6 : ANALISIS SISMICO DE ALGUNAS ESTRUCTURAS DE TIERRA

Tabla 6.1	Parámetros de Resistencia de los materiales de la Presa Pomacocha para el Análisis de Estabilidad	111
Tabla 6.2	Factores de Seguridad calculados en el Análisis de Estabilidad de la Presa Pomacocha	113
Tabla 6.3	Valores de los Parámetros Dinámicos de los Materiales de la Presa Pomacocha	114
Tabla 6.4	Factores de Reducción del Módulo Cortante y Razón de Amortiguamiento en función de la Deformación Cortante Efectiva para los materiales de la Presa Pomacocha	115
Tabla 6.5	Resultados Finales obtenidos con el Procedimiento Simplificado de Makdisi y Seed (1977) al final de 5 iteraciones para la Presa Pomacocha	117
Tabla 6.6	Parámetros Hiperbólicos para el Análisis de Esfuerzo-Deformación de la Presa Pomacocha	119
Tabla 6.7	Períodos y Aceleraciones Máximas en la Cresta de la Presa Pomacocha	121
Tabla 6.8	Aceleración de Fluencia (K_y) de las Superficies Potenciales de Falla – Presa Pomacocha	122
Tabla 6.9	Aceleraciones Inducidas Máximas (K_{max}) en g – Presa Pomacocha	123
Tabla 6.10	Deformaciones Permanentes en cm calculadas por el Método de Newmark para ambos taludes de la Presa Pomacocha	124

Tabla 6.11	Deformaciones Permanentes calculadas por el Método de Sarma en la Presa Pomacocha	125
Tabla 6.12	Desplazamientos Permanentes calculados por el Método de Makdisi y Seed en la Presa Pomacocha – Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – $M_s = 8.00$ – $\ddot{U}_{\max} = 1.1807$ g – $T_0 = 0.3741$ s	126
Tabla 6.13	Desplazamientos Permanentes calculados por el Método de Makdisi y Seed en la Presa Pomacocha – Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – $M_s = 8.00$ – $\ddot{U}_{\max} = 1.1441$ g – $T_0 = 0.3830$ s	127
Tabla 6.14	Parámetros de Resistencia de los materiales de la Presa Palo Redondo para el Análisis de Estabilidad	132
Tabla 6.15	Factores de Seguridad calculados en el Análisis de Estabilidad de la Presa Palo Redondo	133
Tabla 6.16	Valores de los Parámetros Dinámicos de los Materiales de la Presa Palo Redondo	134
Tabla 6.17	Factores de Reducción del Módulo Cortante y Razón de Amortiguamiento en función de la Deformación Cortante Efectiva para los materiales de la Presa Palo Redondo	135
Tabla 6.18	Resultados Finales obtenidos con el Procedimiento Simplificado de Makdisi y Seed (1977) al final de 5 iteraciones para la Presa Palo Redondo	136
Tabla 6.19	Parámetros Hiperbólicos para el Análisis de Esfuerzo-Deformación de la Presa Palo Redondo	138
Tabla 6.20	Períodos y Aceleraciones Máximas en la Cresta de la Presa Palo Redondo	140
Tabla 6.21	Aceleración de Fluencia (K_y) de las Superficies Potenciales de Falla – Presa Palo Redondo	141
Tabla 6.22	Aceleraciones Inducidas Máximas (K_{\max}) en g – Presa Palo Redondo	142
Tabla 6.23	Deformaciones Permanentes en cm calculadas por el Método de Newmark para ambos taludes de la Presa Palo Redondo	143
Tabla 6.24	Deformaciones Permanentes calculadas por el Método de Sarma en la Presa Palo Redondo	144
Tabla 6.25	Desplazamientos Permanentes calculados por el Método de Makdisi y Seed en la Presa Palo Redondo – Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W – $M_s = 7.50$ – $\ddot{U}_{\max} = 1.1280$ g – $T_0 = 0.7373$ s	145
Tabla 6.26	Desplazamientos Permanentes calculados por el Método de Makdisi y Seed en la Presa Palo Redondo – Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – $M_s = 7.50$ – $\ddot{U}_{\max} = 1.1519$ g – $T_0 = 0.7841$ s	146

INTRODUCCIÓN

En nuestros días el proyecto y la construcción de estructuras de tierra son de una gran importancia, pues con ellas se puede satisfacer ciertas necesidades a la población : generación de energía eléctrica y fines de irrigación para las presas de tierra y asegurar el sistema ecológico de su entorno para las presas de relave y terraplenes.

Por lo tanto, es necesario utilizar técnicas adecuadas que tomen en cuenta los factores principales que influyen su comportamiento cuando son sometidas bajo cargas sísmicas que permitan asegurar la estabilidad y el futuro funcionamiento de éstas luego del evento.

El objetivo de este trabajo es presentar un procedimiento de análisis sísmico para cualquier estructura de tierra basado en métodos y procedimientos que han sido desarrollados y evaluados en años anteriores. Este procedimiento involucra tres etapas de análisis. La primera en donde se aplica el popular método pseudo-estático, en donde el factor más importante es la evaluación de un adecuado coeficiente sísmico. La segunda etapa es la referida a los procedimientos simplificados para el cálculo de las deformaciones permanentes, cuyo propósito es asegurar la estabilidad futura de la estructura limitando dicha deformación. La tercera etapa es la que involucra un análisis riguroso de respuesta sísmica, esta es muy necesaria en proyectos de gran envergadura.

El desarrollo de este trabajo se ha distribuido en 7 capítulos

En el Capítulo 1 se describen las consideraciones sísmicas a tener en cuenta antes de iniciar un análisis sísmico : el peligro sísmico de la zona, el coeficiente sísmico a utilizar y el posible comportamiento de ésta.

En el Capítulo 2 se describe el análisis unidimensional de la respuesta sísmica el cual sería parte del análisis riguroso. Aunque este procedimiento es aplicable como un análisis preliminar, es importante cuando no se tiene a la mano otros procedimientos.

En el Capítulo 3 se ilustra el análisis bidimensional de la respuesta sísmica, éste también encaja dentro del esquema del análisis riguroso, en el que se describen los algoritmos y procedimientos más importantes que tienen en cuenta los diferentes programas de cómputo que emplean este tipo de análisis.

En el Capítulo 4 se describen dos procedimientos simplificados para el cálculo de la aceleración máxima y el periodo natural de las estructuras de tierra.

En el Capítulo 5 se describe el análisis pseudo-estático y también los métodos más importantes que permiten el cálculo de las deformaciones permanentes.

En el Capítulo 6 se muestra la aplicación de todos estos procedimientos empleando diferentes programas de cómputo a dos presas de tierra que han sido estudiadas en nuestro país.

En el Capítulo 7 se presentan las conclusiones y recomendaciones obtenidas a partir del desarrollo de este trabajo.

CAPITULO 1

CONSIDERACIONES SÍSMICAS

1.1 INTRODUCCIÓN

El estudio del peligro sísmico para la evaluación sísmica de una estructura de tierra, tiene por objetivo fundamental determinar los niveles de la actividad sísmica que se dan dentro del área de influencia y por este medio poder conocer las aceleraciones que pueden presentarse en la zona de ubicación de éstas. Los valores de las aceleraciones son utilizados en el análisis de respuesta sísmica y además sirven para estimar los coeficientes sísmicos que se emplearán en el análisis pseudo-estático.

1.2 IDENTIFICACION Y EVALUACION DE FUENTES SISMOGÉNICAS

Para evaluar el peligro sísmico de una región en particular, todas las posibles fuentes de actividad sísmica deben ser identificadas y su potencial para generar futuros movimientos sísmicos evaluado. La capacidad actual para identificar y localizar las fuentes sísmicas es un desarrollo relativamente reciente, sobre todo cuando se compara con las escalas de tiempo en las que los grandes terremotos normalmente ocurren. El hecho de que ningún movimiento sea detectado en una área particular no garantiza que no haya ocurrido en el pasado u ocurra en el futuro. Ante la ausencia de estos datos, otras pistas se deben buscar para descubrir una actividad sísmica, éstas pueden tomar la forma de evidencias geológicas, tectónicas, históricas o instrumentales.

1.2.1 SISMOTECTÓNICA

La interacción de las placas tectónicas de Nazca y Sudamericana y los reajustes que se producen en la corteza terrestre como consecuencia de la

morfología e interacción del Aparato Andino son las principales causantes de la actividad sísmica que se produce en el Perú.

Como consecuencia de la interacción de las dos placas convergentes cuya resultante es el proceso orogénico contemporáneo constituido por los Andes. La teoría que postula esta relación es la Tectónica de Placas o Tectónica Global (Isacks et al., 1968).

El mecanismo básico que causa el movimiento de las placas no se conoce, pero se dice que es debido a corrientes de convección o movimientos del manto plástico y caliente de la tierra y también a los efectos gravitacionales y de rotación de la tierra.

Los límites o bordes de las placas raramente coinciden con los márgenes continentales, pudiendo ser de tres tipos:

- Según cordilleras axiales, donde las placas divergen una de otra y en donde se genera un nuevo suelo oceánico.
- Según fallas de transformación a lo largo de las cuales las placas se deslizan una respecto a la otra.
- Según zonas de subducción, en donde las placas convergen y una de ellas se sumerge bajo el borde delantero de la suprayacente.

Se ha observado que la mayor parte de la actividad tectónica en el mundo se concentra a lo largo de los bordes de estas placas. El frotamiento mutuo de estas placas es lo que produce los terremotos, por lo que la localización de éstos delimitará los bordes de las mismas. El margen continental occidental de Sudamérica, donde la Placa Oceánica de Nazca está siendo subducida por debajo de la Placa Continental Sudamericana, es uno de los bordes de placa mayores en la tierra.

La Placa Sudamericana crece de la cadena meso-oceánica del Atlántico, avanzando hacia el noroeste con una velocidad de 2 a 3 cm por año y se encuentra con la Placa de Nazca en su extremo occidental, constituido por la costa Sudamericana del Pacífico. Por otro lado, la Placa de Nazca crece de la cadena meso-oceánica del Pacífico Oriental y avanza hacia el este con una velocidad de aproximadamente 5 a 10 cms por año, subyaciendo debajo de la Placa

Sudamericana con una velocidad de convergencia de 7 a 12 cm por año (Berrocal et al , 1975).

Como resultado del encuentro de la Placa Sudamericana y la Placa de Nazca y la subducción de esta última, han sido formadas la Cadena Andina y la Fosa Perú-Chile en diferentes etapas evolutivas. El continuo interaccionar de estas dos placas da origen a la mayor proporción de actividad sísmica de la región occidental de nuestro continente. La Placa Nazca se sumerge por debajo de la frontera Perú-Brasil y noroeste de Argentina. La distribución espacial de los hipocentros confirma la subducción de la Placa Nazca, aún cuando existe controversia debido a la ausencia de actividad sísmica entre los 300 y 500 Kms. de profundidad (Berrocal et al , 1975).

Algunos trabajos de sismotectónica en Sudamérica han señalado ciertas discontinuidades de carácter regional, que dividen el panorama tectónico de esta región en varias provincias tectónicas. Dichas provincias están separadas por discontinuidades laterales (Berrocal, 1974) o por “zonas de transición” sismotectónicas (Deza y Carbonell, 1978), todas ellas normales a la zona de subducción o formando un ángulo grande con ésta. Estas provincias tectónicas tienen características específicas que influyen en la actividad sísmica que ocurre en cada una de ellas.

Los rasgos tectónicos superficiales más importantes en el área de estudio son: (Berrocal et al, 1975).

La Fosa Oceánica Perú-Chile.

La Dorsal de Nazca.

La porción hundida de la costa al norte de la Península de Paracas, asociada con un zócalo continental más ancho.

La cadena de los Andes.

Las unidades de deformación y sus intrusiones magmáticas asociadas.

Sistemas regionales de fallas normales e inversas y de sobreescurrecimientos.

La Dorsal de Nazca tiene una influencia decisiva en la constitución tectónica de la parte occidental, donde se nota un marcado cambio en la continuidad

de los otros rasgos tectónicos. En la parte oceánica, la Dorsal de Nazca divide la Fosa Oceánica en la Fosa de Lima y la Fosa de Arica.

La Cadena Andina es el rasgo tectónico más evidente. Su orogénesis es un producto de la interacción de las placas litosféricas, cuyo desarrollo está todavía vigente. La convergencia de la Placa de Nazca y la Sudamericana da como resultado una deformación dentro de la Litósfera continental.

El régimen de esfuerzo regional tectónico parece ser predominantemente compresional, normal a las líneas de la Costa y a la dirección de las Cordilleras. La parte occidental del área de estudio está constituida por varias unidades tectónicas de diferentes grados de deformabilidad, debido a su diferente litología y época de formación. La unidad de deformación Precambriana no presenta actividad sísmica, mientras que la unidad de deformación Paleozoica presenta actividad sísmica de profundidad superficial a intermedia.

La deformación en la corteza se caracteriza por fallas inversas, de rumbo predominantemente Norte a Nor-Noroeste en los Andes, que buzcan con bajo ángulo sea al Sur-Oeste o al Nor-Este.

El sistema de fallas subandino, localizado a lo largo del flanco oriental de los Andes, representa la parte más oriental de esta deformación de la corteza. El contacto de la unidad de deformación Supra-Terciaria con las unidades más antiguas está asociado con este sistema de fallas normales e inversas.

Otro rasgo importante en la unidad Andina lo constituye las deposiciones volcánicas que son antiguas hacia el norte de la zona de transición; y modernas y antiguas hacia el Sur (Deza y Carbonell, 1978).

1.2.2 SISMICIDAD

Silgado (1978) realizó la más importante descripción ordenada de la historia sísmica del Perú. Desde el siglo XVI hasta el siglo XIX solo se reportan los sismos sentidos en las ciudades principales, indicando que dicha actividad sísmica no es totalmente representativa, ya que pueden haber ocurrido sismos importantes en regiones remotas, que no fueron reportados. Dorbath et al (1990) analizaron los grandes sismos históricos y obtuvieron cantidades estimadas de longitudes de

ruptura en un diagrama espacio-tiempo de los grandes sismos históricos del Perú. Se muestra la existencia de tres zonas diferentes correspondientes a la segmentación de la placa de Nazca subducida en la placa Sudamericana. La actividad sísmica en el Norte y Centro del país es compleja debido a la irregularidad de las longitudes de ruptura, la zona Sur tiene un modelo sísmico simple y regular, ya que ha experimentado cuatro grandes sismos cuyo tiempo de recurrencia es del orden de un siglo; ésta es una zona de alto riesgo sísmico.

La información sísmológica instrumental del Perú se encuentra recopilada en el Catálogo Sísmico del Proyecto SISRA (Sismicidad de la Región Andina, 1985), que tiene eventos desde el año de 1900. Este catálogo fue actualizado hasta 1990-I con los datos verificados por el ISC (International Seismological Center). Para la elaboración de este catálogo se consideraron los registros cuya magnitud m_b es mayor ó igual a 4.0, ya que a partir de este valor los sismos adquieren importancia ingenieril. La información sísmológica de 1990-II a 1991-II tiene carácter preliminar y ha sido recopilada del NEIC (National Earthquake Information Centre) y del IGP (Instituto Geofísico del Perú).

En el catálogo sísmico (1900,1990-I) depurado se cuenta con 4276 sismos. La estadística sísmica no es homogénea o íntegra; la mayor parte de los eventos ocurridos antes de 1960 no tienen reportada su magnitud. Sólo a partir de 1963 los datos instrumentales son más precisos, año en el cual la red de sismógrafos WWSSN (World Wide Standard Seismograph Network) estaba finalmente instalada.

En la Fig. 1.1 se presentan todos los epicentros del Catálogo Sísmico SISRA (1963-1990) y los rasgos neotectónicos indicados por Macharé et al (1991). Dicho mapa presenta los sismos ocurridos entre 1963 y 1992 con magnitudes en función de las ondas de cuerpo. Además, se aprecia las diferentes profundidades focales de sismos superficiales (0-70 Km), sismos intermedios (71-300 Km) y sismos profundos (301-700 Km).

1.2.3 FUENTES SISMOGÉNICAS

Castillo y Alva (1993) definieron 20 fuentes sismogénicas con características sismotectónicas particulares. Estas fuentes se presentan como áreas, ya que no existen suficientes datos como para modelar las fallas como fuentes lineales. El hecho que la actividad sísmica en el Perú es el resultado de la interacción de las placas Sudamericana y de Nazca y el proceso de reajuste tectónico del Aparato Andino, nos permite agrupar a las fuentes en: Fuentes de Subducción y Fuentes Continentales.

Las Fuentes de Subducción modelan la interacción de las placas Sudamericana y de Nazca. Las Fuentes 1, 2, 3, 4 y 5 están ubicadas a lo largo de la costa y representan la sismicidad superficial en la zona de Benioff (0-70 Km). Las Fuentes 13, 14, 15, 16, 17, 18 y 19 representan la sismicidad intermedia (71-300 Km). La Fuente 20 representa la sismicidad profunda en la superficie de Benioff (301 - 700 Km). Las Fuentes Continentales 6, 7, 8, 9, 10, 11 y 12 están relacionadas con la actividad sísmica superficial andina.

En la Fig. 1.2 se muestra la ubicación de las Fuentes Continentales y Fuentes de Subducción Superficiales (0-70 Km), formando 2 fajas longitudinales a los Andes. En la Fig. 1.3 están ubicadas las Fuentes de Subducción Intermedias (71-300 Km) y Profundas (301-700 Km).

Cada una de las fuentes sismogénicas tiene características propias definidas por sus parámetros sismológicos.

1.3 ANÁLISIS SÍSMICO DETERMINÍSTICO

El análisis determinístico de los efectos sísmicos en el área de emplazamiento de una estructura de tierra consiste en:

- Relacionar eventos sísmicos a fallas activas o potencialmente activas para determinar sus efectos epicentrales y su atenuación al lugar.
- Si se presentan fallas del cuaternario independientemente de la actividad sísmica, éstas son capaces de producir sismos de una magnitud suficiente para provocar una ruptura de la mitad de la longitud de la

traza de la falla mapeada. Los efectos epicentrales son atenuados del punto más cercano a la falla, al lugar.

En base a lo anterior y al catálogo histórico e instrumental se determinará el sismo extremo para cada zona sismogénica a ser considerada. El Sismo Extremo se define como el sismo más grande que una zona sismogénica puede producir, bajo las condiciones tectónicas conocidas.

En seguida se determina el Sismo de Operación, que es el sismo más grande que se espera que ocurra una vez en la vida de un proyecto que esté ubicado la zona de estudio.

Para los sismos de subducción se puede utilizar la ley de atenuación de aceleraciones propuesta por Casaverde y Vargas (1980). Esta ley está basada en los registros de acelerógrafos de las componentes horizontales de diez sismos peruanos registrados en Lima y alrededores. Es notoria la menor atenuación de los sismos peruanos, en comparación con las atenuaciones de sismos en otras partes del mundo. Esta ley es:

$$a = 68.70 e^{0.8M_s} (R + 25)^{-1.0} \quad (1.1)$$

Donde :

- a : Aceleración en cm/s^2
- M_s : Magnitud de las ondas superficiales.
- R : distancia hipocentral en Km.

Es evidente que existe escasez de datos de registros de aceleraciones en el Perú. Los datos que se tienen son de la ciudad de Lima. Sin embargo, debe notarse que existe bastante dispersión en los datos de atenuación de energía sísmica con distancia hipocentral.

Para las fuentes continentales superficiales, llamadas F8, F9, F11 y F12 en el estudio de Castillo y Alva (1993), se puede utilizar la ley de atenuación de aceleraciones propuesta por R. McGuire (1974). Esta ley de atenuación fue deducida para la costa Oeste de los Estados Unidos, estando asociada a fallas continentales y su expresión es:

$$a = 472 \times 10^{0.28 M_s} (R + 25)^{-1.3} \quad (1.2)$$

La ecuación 1.2 expresada en forma logarítmica resulta :

$$\ln a = 6.156 + 0.64 M_s - 1.30 \ln (R + 25) \quad (1.3)$$

Donde :

- a : Aceleración en cm/s^2
 Ms : Magnitud de las ondas superficiales.
 R : Distancia hipocentral en Km.

1.4 ANÁLISIS SÍSMICO PROBABILÍSTICO

El peligro sísmico puede evaluarse probabilísticamente con el método desarrollado por Comell (1968). La primera parte del método consiste en una revisión de la actividad sísmica del pasado, para determinar las fuentes sismogénicas considerando las características tectónicas de la región. Luego se determina la recurrencia de las zonas sismogénicas y con la atenuación sísmica se determinan los valores probables de intensidades sísmicas.

El peligro sísmico se define por la probabilidad que en un lugar determinado ocurra un movimiento sísmico de una intensidad igual o mayor que un cierto valor fijado. En general, se hace extensivo el término intensidad a cualquier otra característica de un sismo, tal como su magnitud, la aceleración máxima, el valor espectral de la velocidad, el valor espectral del desplazamiento del suelo, el valor medio de la intensidad Mercalli Modificada u otro parámetro.

La ocurrencia de un evento sísmico es de carácter aleatorio y la Teoría de las Probabilidades es aplicable en el análisis del riesgo de su ocurrencia. Aplicando esta teoría se puede demostrar que si la ocurrencia de un evento A depende de la ocurrencia de otros eventos: E_1, E_2, \dots, E_n , mutuamente excluyentes y colectivamente exhaustivos; entonces, de acuerdo al teorema de la "probabilidad total", se tiene para la probabilidad de ocurrencia de A:

$$P(A) = \sum_i P(A/E_i) \cdot P(E_i) \quad (1.4)$$

Donde $P(A/E_i)$ es la probabilidad condicional que A ocurra, dado que E_i ocurra. La intensidad generalizada (I) de un sismo en el lugar fijado puede considerarse dependiente del tamaño del sismo (la magnitud o intensidad epicentral) y de la distancia al lugar de interés. Si el tamaño del sismo (S) y su localización (R) son considerados como variables aleatorias continuas y definidas por sus funciones de densidad de probabilidad, $f_s(s)$ y $f_r(r)$ respectivamente; entonces el peligro sísmico definido por la probabilidad que la intensidad I sea igual o mayor que una intensidad dada, será: $P(I \geq i)$ y está dada por:

$$P(I \geq i) = \iint P[I/(s,r)] f_s(s) f_r(r) ds dr \quad (1.5)$$

Esta es la expresión que resume la teoría desarrollada por Cornell (1968) para analizar el peligro sísmico. La evaluación de esta integral es efectuada por el programa de cómputo RISK desarrollado por R. McGuire (1976) en el cálculo del peligro sísmico.

Para evaluar el peligro sísmico por el método probabilístico se tiene que definir las fuentes sismogénicas aplicables a la zona donde se ubica el proyecto, luego calcular sus parámetros de recurrencia. Además se emplean las leyes de atenuación descritas anteriormente.

Calculados los parámetros sismológicos de las fuentes, las profundidades representativas de los hipocentros y seleccionadas las leyes de atenuación, se determina las aceleraciones horizontales. En el estudio realizado por Castillo y Alva (1993) se utilizó el programa de cómputo RISK. Los resultados de este estudio se muestran en las Fig. 1.4 y 1.5 en donde se muestran los mapas de isoaceleraciones con un 90% de nivel de confianza para 50 y 100 años de vida útil que corresponden 475 y 950 años de periodo de retorno respectivamente, es decir un 10% de nivel de excedencia.

Los resultados que se muestran en las Fig. 1.4 y 1.5 tienen una buena correlación con el Mapa de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas (Alva et al., 1984). Este mapa se presenta en la Fig. 1.6.

1.5 COEFICIENTE SÍSMICO EN ESTRUCTURAS DE TIERRA

Las presas de tierra están entre las más antiguas estructuras de tierra construidas por el hombre que han resistido el paso del tiempo y de los sismos. Este buen comportamiento asociado a su adaptabilidad a distintas condiciones de cimentación, dan a este tipo de presas una gran ventaja sobre las otras, por lo que progresivamente con el adelanto de la mecánica de suelos y el desarrollo de la maquinaria empleada en su construcción. Han ido incrementando en altura. En la actualidad algunas presas de tierra llegan a superar los 200 m y algunas de enrocado bordean los 300 m de altura.

Los métodos más comunes utilizados en el análisis sísmico de presas de tierra y enrocado son los métodos pseudo-estáticos de equilibrio límite. El diseño sísmico de estas estructuras por estos métodos incluye la selección del coeficiente sísmico.

Esta selección depende de la ubicación, condiciones de cimentación, importancia del proyecto, de un posible daño aguas debajo de la presa y del criterio y experiencia del diseñador. En los métodos pseudo-estáticos la fuerza de inercia y la presión de poros inducidas por el sismo son reemplazadas por una fuerza estática horizontal que es proporcional al coeficiente sísmico.

En la actualidad existen métodos sofisticados en el diseño sísmico de presas, como el análisis de respuesta dinámica, en donde se toma en cuenta los esfuerzos y deformaciones inducidas por el sismo. in embargo, todavía quedan problemas no resueltos acerca de la precisión del cálculo numérico y de las propiedades dinámicas de los materiales utilizados, por lo que sigue en vigencia los métodos pseudo-estáticos en el diseño de presas.

Ruesta et al.(1988) recopilaron los diferentes coeficientes coeficientes sísmicos utilizados en los últimos años en el diseño sísmico de algunas presas de tierra y de enrocado en el Perú. La información fue recopilada a través de estudios definitivos, en relación a las características de las presas y el método de diseño sísmico utilizado. Algunas presas están construidas, otras están en proceso de construcción o en estudio definitivo, según lo indicado en la Tabla 1.1.

Tabla 1.1
Algunas Presas de Tierra y Enrocado en el Perú (Ruesta et al., 1988)

PRESA	TIPO	UBICACIÓN		EMBALSE ÚTIL 10 ⁶ x m ³	COTA CORONA (m.s.n.m.)	ALTURA MÁX. (m)	SECCIÓN MÁXIMA				MÉTODO DE ANÁLISIS	COEF. SÍSMICO	AÑO ESTUD.	ESTADO ACTUAL	
		Departamento	Latitud				Dimensiones (m)		Talud Promedio						
			Longitud				Longitud	Base	Longitud de Cresta	Aguas Arriba					Aguas Abajo
POECHOS	Tierra Zonificada	Piura	4 ° 40 ' - 80 ° 30 '	830	108	48	1 : 2.25	1 : 2.25	8.00	240	600	Por Deformac.	*	1971	Construida
TINAJONES	Tierra Zonificada	Lambayeque	6 ° 40 ' - 79 ° 25 '	300	216	37	1 : 3.00	1 : 2.50	9.00	250	2440	Fellenius	0.25	1965	Construida
GALLITO CIEGO	Tierra Zonificada	Cajamarca	7 ° 14 ' - 79 ° 15 '	400	412	102	1 : 2.35	1 : 2.25	15.00	527	782	Bishop Krey	0.15	1975	Construida
PISHCAPACCHA	Tierra Zonificada	Ancash	10 ° 00 ' - 77 ° 10 '	45	4157	50	1 : 1.80	1 : 1.75	8.00	220	425	Bishop	0.10	1985	En Estudio Concluido
RECRETA	Tierra Zonificada	Ancash	10 ° 10 ' - 77 ° 20 '	267	4021	48	1 : 3.50	1 : 3.00	12.00	280	2900	Análisis Dinámico	*	1982	En Estudio Concluido
YURACMAYO	Tierra Zonificada	Lima	11 ° 45 ' - 76 ° 15 '	44	4318	53	1 : 2.50	1 : 2.00	8.00	300	580	Deformación Inducida	*	1984	En Construcción
ANCASHCOCHA	Tierra Zonificada	Ayacucho	14 ° 55 ' - 73 ° 50 '	65	3430	40	1 : 2.50	1 : 2.00	10.00	215	174	Bishop QUAD-4	0.12	1984	En Construcción
IRURO	Enrocado Pantalla de Concreto	Ayacucho	14 ° 30 ' - 74 ° 15 '	59	4065	49	1 : 1.50	1 : 1.50	9.00	173	383	Deformación Inducida	*	1982	En Construcción
CONDOROMA	Tierra Zonificada	Arequipa	15 ° 25 ' - 71 ° 20 '	200	4151	92	1 : 2.50	1 : 2.25	12.00	400	510	Fellenius	0.20	1967	Construida
AGUADA BLANCA	Enrocado Pantalla de Acero	Arequipa	16 ° 15 ' - 71 ° 20 '	43	3671	45	1 : 1.70	1 : 1.70	5.00	160	70	Cuña Deslizante	0.15	1972	Construida
CHIHUANE	Tierra Zonificada	Puno	16 ° 10 ' - 69 ° 50 '	237	3880	25	1 : 2.00	1 : 1.75	8.00	120	177	Bishop	0.15	1986	En Estudio Concluido
PASTO GRANDE	Tierra Zonificada	Moquegua	16 ° 40 ' - 70 ° 35 '	145	4525	10	1 : 2.30	1 : 2.00	3.50	44	180	Bishop Modificado	0.20	1987	En Estudio Concluido
JARUMA	Tierra Zonificada	Tacna	17 ° 22 ' - 69 ° 57 '	9	4498	22	1 : 2.50	1 : 2.00	8.00	109	130	Fellenius	0.15	1980	Construida
PAUCARANI	Tierra Zonificada	Tacna	17 ° 40 ' - 69 ° 50 '	5	4543	24	1 : 2.00	1 : 2.00	8.00	100	130	Fellenius	0.15	1978	Construida

Con el fin de orientar el diseño de presas por los métodos pseudo-estáticos Ruesta et al., presentaron el Mapa de Zonificación del Coeficiente Sísmico en el Perú, el cual se muestra en la Fig. 1.7. Este se basa principalmente en la Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas en el Perú (Alva et al., 1984).

Se sugiere en el mapa que los coeficientes sísmicos varíen entre 0.05 – 0.25 para presas de tierra y entre 0.05 – 0.20 para presas de enrocado, dependiendo de la ubicación de ésta. Cabe resaltar que en la Zona I se ubican casi la totalidad de los embalses existentes en el Perú. Estos coeficientes también pueden ser utilizados en el diseño de terraplenes, en el análisis de estabilidad de taludes u otro tipo de estructura de tierra.

1.6 COMPORTAMIENTO DE PRESAS DURANTE SISMOS

En los años recientes se ha alcanzado un notable progreso en el entendimiento del comportamiento de presas sometidas a movimientos sísmicos. Se han desarrollado herramientas analíticas para calcular la respuesta de presas de tierra; se han desarrollado procedimientos de ensayo dinámico para determinar las propiedades del suelo bajo carga sísmica, y se han desarrollado métodos de diseño para evaluar la estabilidad sísmica y el potencial de deformación de presas sometidas a la acción de eventos sísmicos (Seed et al., 1978; Seed, 1979).

De la revisión del comportamiento de presas de tierra durante terremotos, se han establecido las siguientes conclusiones:

Cualquier presa bien construida puede soportar sismos moderados, con aceleraciones pico de 0.2g o más, sin efectos dañinos.

Las presas construidas de suelos arcillosos en cimentación arcillosa o rocosa, pueden soportar movimientos extremadamente fuertes, con aceleración de 0.35g a 0.80g de un sismo de magnitud 8.25, sin daño aparente.

Las presas de enrocado, construidas con pantalla de concreto que las mantiene secas, son capaces de soportar sismos extremadamente fuertes con solamente pequeñas deformaciones.

Desde que existe una amplia evidencia de campo, que las presas bien construidas pueden soportar sismos moderados con aceleraciones pico de hasta 0.20g sin daños significativos, el esfuerzo de diseño debe concentrarse en aquellas presas que pueden presentar daño por sismo severo, o porque incorporan cuerpos grandes de materiales granulares (generalmente arenas), los cuales si están saturados, pueden perder la mayor parte de su resistencia durante el evento sísmico, ocasionando movimientos no deseables.

Para las presas construidas de o sobre suelos granulares saturados, sueltos a medianamente densos, sometidas a movimiento fuerte, una causa principal de daño o falla es el incremento en la presión de poros en el suelo granular y la posible pérdida de la mayor parte de su resistencia, producto de este aumento de presión de poros. No es posible predecir este tipo de falla mediante el análisis pseudo-estático. En este caso se requiere un procedimiento de análisis dinámico, que proporcione una base más confiable para evaluar el comportamiento de este tipo de presa.

Seed y Harder (1990) recomiendan desarrollar los siguientes 10 pasos básicos, para la evaluación del potencial y comportamiento sísmico de presas en general:

1. Determinar la sección transversal de la presa a ser considerada en el análisis.
2. Determinar el máximo o más severo registro tiempo-historia de excitación en la base, a la cual la presa y su cimentación podrían ser sometidas.
3. Determinar, con mayor exactitud posible, los esfuerzos en la estructura antes del sismo, esto puede ser efectuado mediante técnicas de elementos finitos.
4. Determinar las propiedades dinámicas de los suelos que conforman la presa y su cimentación, tales como el módulo de corte, amortiguamiento, módulo volumétrico o coeficiente de Poisson, los cuales determinan las características de la respuesta dinámica. Debido a

que los materiales presentan características no lineales, también es necesario determinar la variación de las propiedades con la deformación cortante.

5. Calcular, usando apropiadamente el procedimiento de análisis dinámico por elementos finitos, las aceleraciones y/o esfuerzos de corte dinámicos inducidos dentro del terraplén y su fundación. Para quebradas estrechas donde la relación entre la longitud de cresta y la máxima altura de la presa es menor que 3:1, efectos tridimensionales deben ser considerados en el análisis. Un análisis bidimensional de la respuesta dinámica considerando un problema de deformación plana, es suficiente para la mayoría de las geometrías de presas existentes, donde la longitud de la cresta es bastante mayor con relación a la altura del terraplén. El análisis unidimensional en general no es recomendable para el análisis de respuesta dinámica de la presa. Sin embargo se puede obtener resultados suficientemente precisos para algunos casos particulares.
6. Identificar los suelos potencialmente licuables que existen en la presa y la cimentación y evaluar su potencial de licuación, es decir las características de desarrollo de presión de poros bajo carga cíclica. En la actualidad, esto puede llevarse a cabo utilizando la información del Ensayo de Penetración Estándar (SPT), aunque los recientes desarrollos en las correlaciones entre el PT y el Ensayo de Penetración Cónica (CPT), pueden hacer de este último ensayo una alternativa viable cuando las condiciones del suelo y la geometría del depósito se encuentren bien definidas por medio de sondajes u otra información.
7. Basado en los resultados de los pasos 6 y 7, evaluar la probable generación de presión de poros o acumulación de deformación cíclica dentro de la presa y su cimentación. Esto constituye la evaluación del potencial para el inicio de licuación de suelos.
8. Si la generación de presión de poros en el paso 7 establece un potencial significativo, evaluar la resistencia residual no drenada (estado constante) de los suelos licuados. Este parámetro puede ser obtenido a partir de los datos del SPT o de las correlaciones existentes entre CPT y

SPT. Usando los valores de la resistencia residual, evaluar la estabilidad global de la presa y su cimentación. Esto constituye la evaluación de la estabilidad “post-inicio” de licuación.

9. Si el paso 6 y/o 8 muestran que la presa es segura con relación a una manifestación de importantes movimientos o deformaciones por deslizamientos ya sea al “inicio o post-inicio” de licuación, evaluar la magnitud de las deformaciones totales que probablemente resultaran de las cargas estáticas y dinámicas combinadas, y evaluar su potencial impacto sobre la estabilidad y comportamiento de la presa.
10. Utilizar un criterio adecuado en cada uno de los pasos anteriormente indicados guiándose siempre por un conocimiento adecuado de las características típicas del suelo, la esencia del método de elementos finitos y el procedimiento de análisis de respuesta dinámica y un conocimiento detallado del comportamiento de la presa en el pasado durante otros terremotos.

En el presente trabajo se pretenderá definir un esquema a seguir para evaluar el comportamiento de las estructuras de tierra durante sismos. Se establecen tres etapas de análisis. La primera etapa será la evaluación a través del análisis pseudo-estático. La segunda constituida por los métodos que determinaran las deformaciones permanentes. La tercera etapa constituida por los análisis más sofisticados de estabilidad dinámica basados en el cálculo de la respuesta sísmica a través de los procedimientos unidimensionales y bidimensionales. En los capítulos siguientes se detallarán cada uno de los procedimientos antes mencionados. Además se presentará la aplicación de estos en dos casos estudiados en presas peruanas.

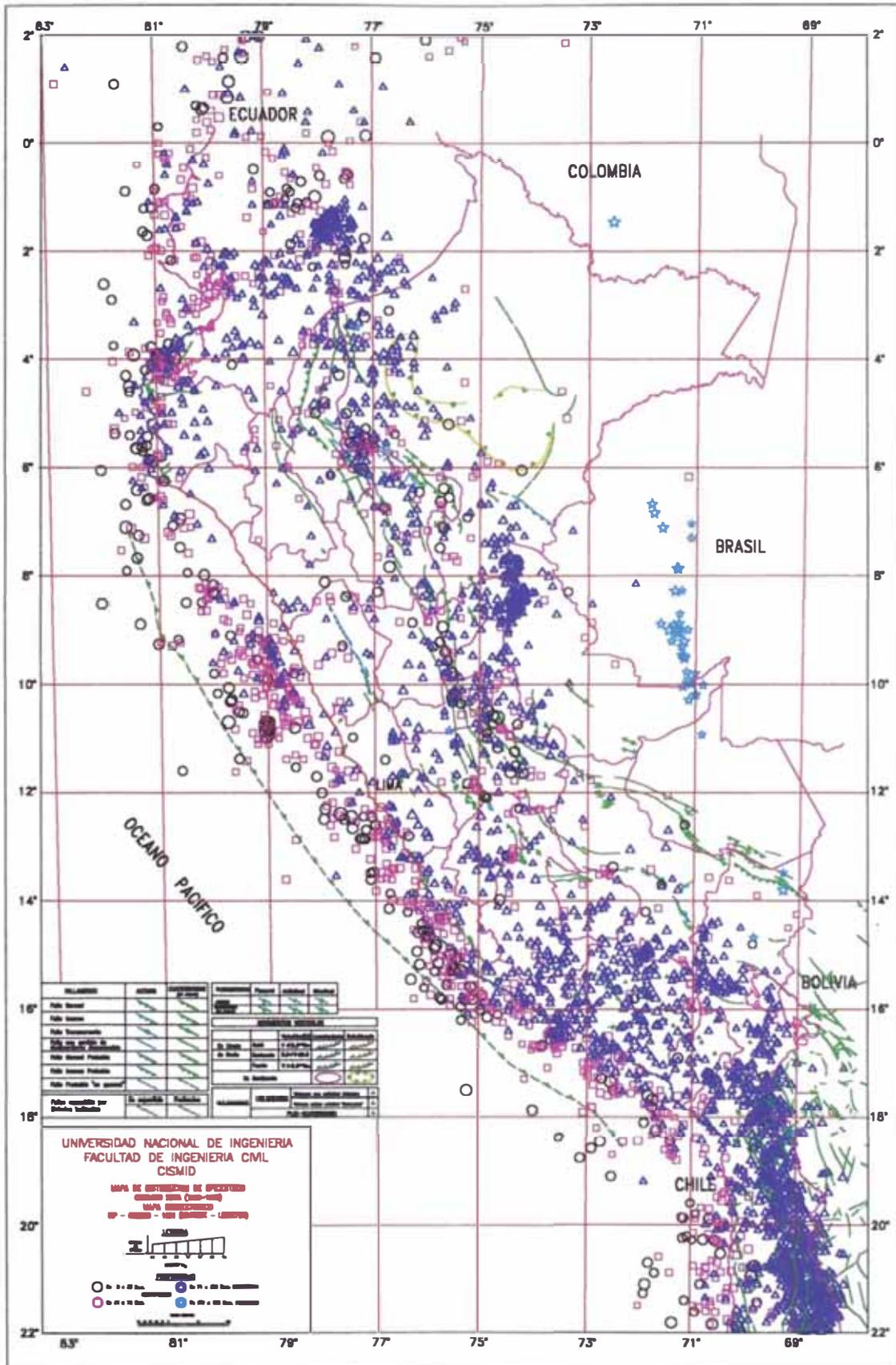


Fig. 1.1 : Mapa de Distribución de Epicentros y Rasgos Neotectónicos
 (Catálogo SISRA 1963 -1990; Marcharé et al.,1991)

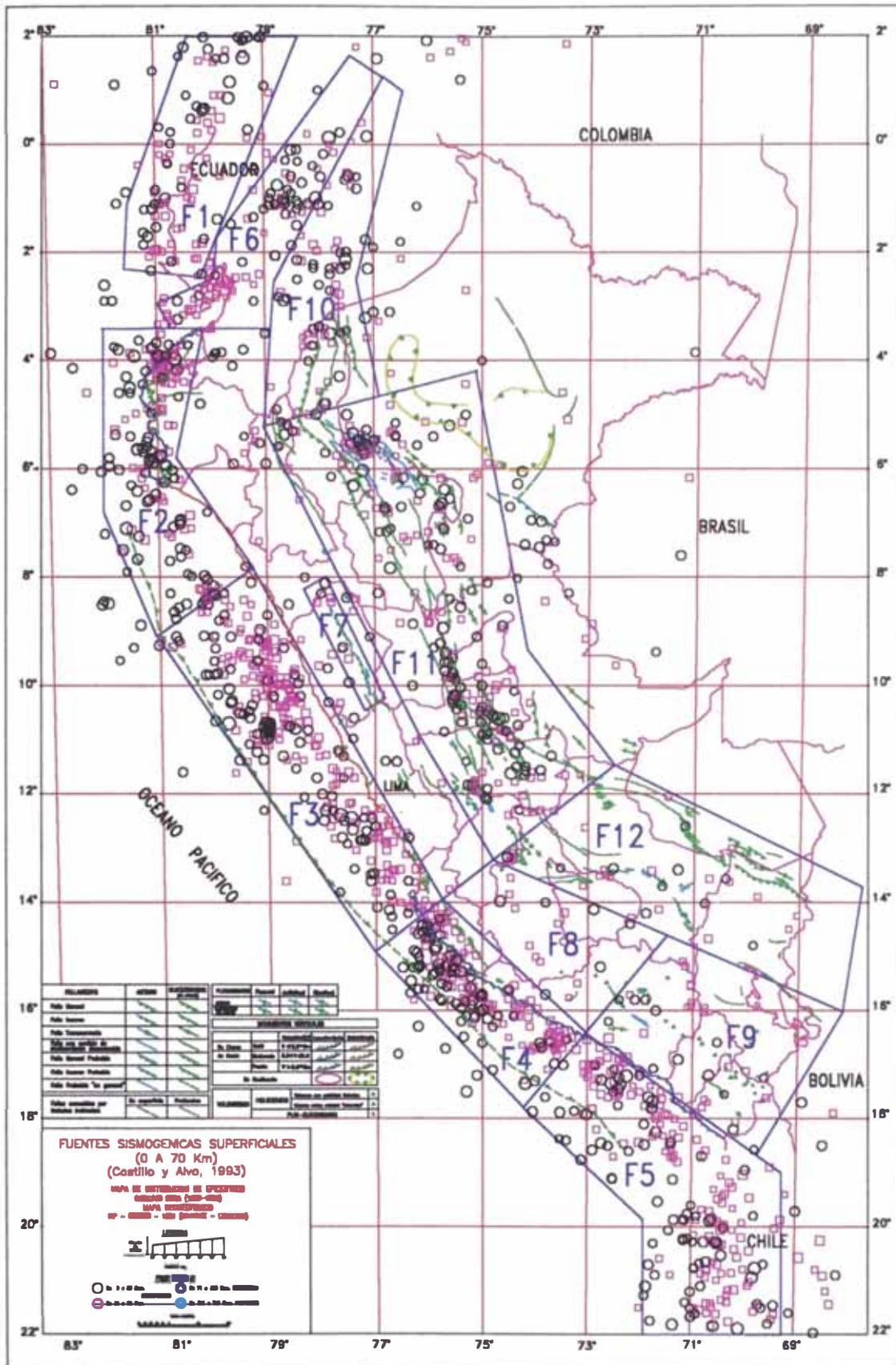
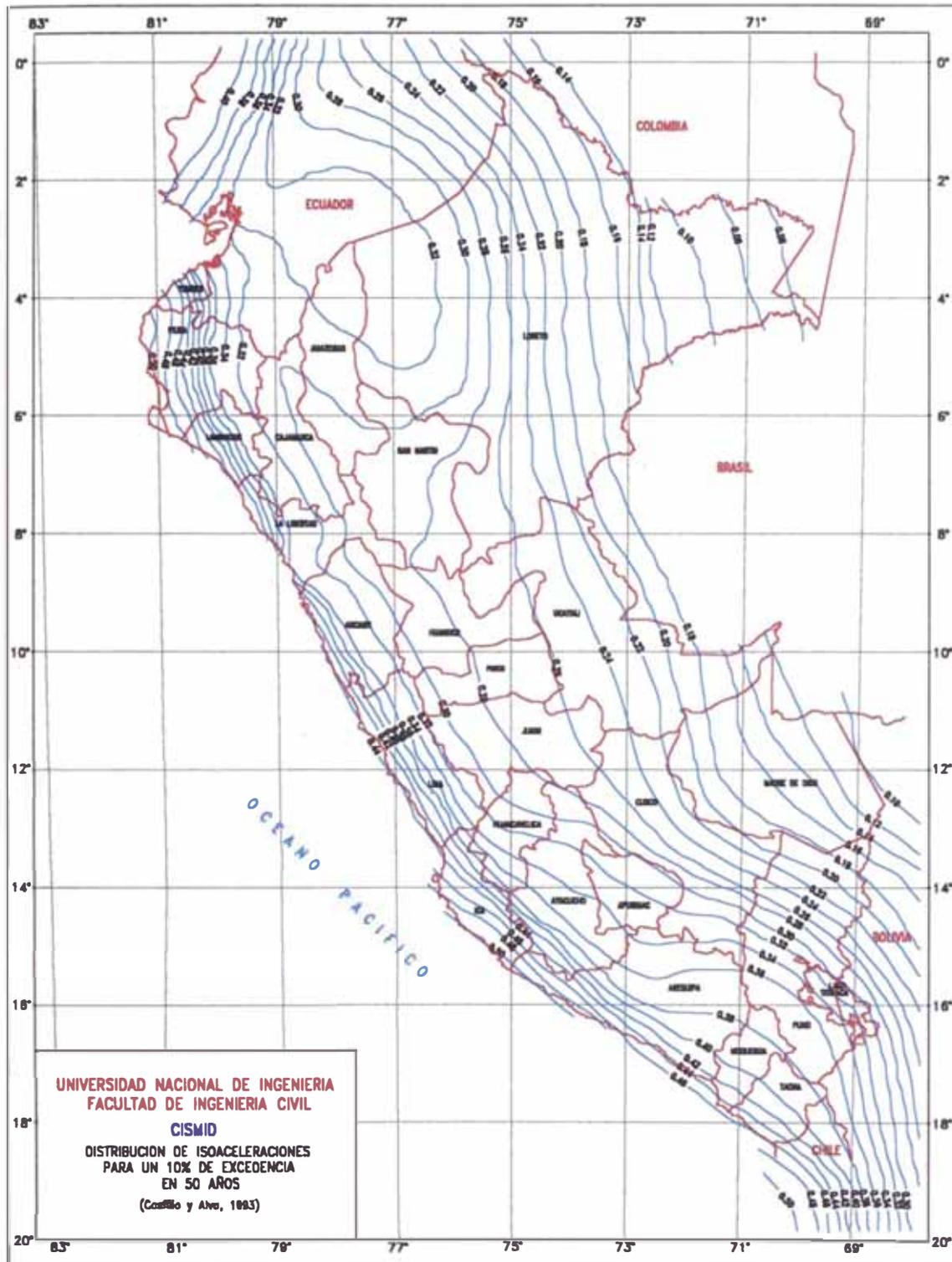


Fig. 1.2 : Fuentes Sismogénicas Superficiales (Castillo y Alva, 1993)



**Fig. 1.4 : Distribución de Isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 50 años
(Castillo y Alva, 1993)**

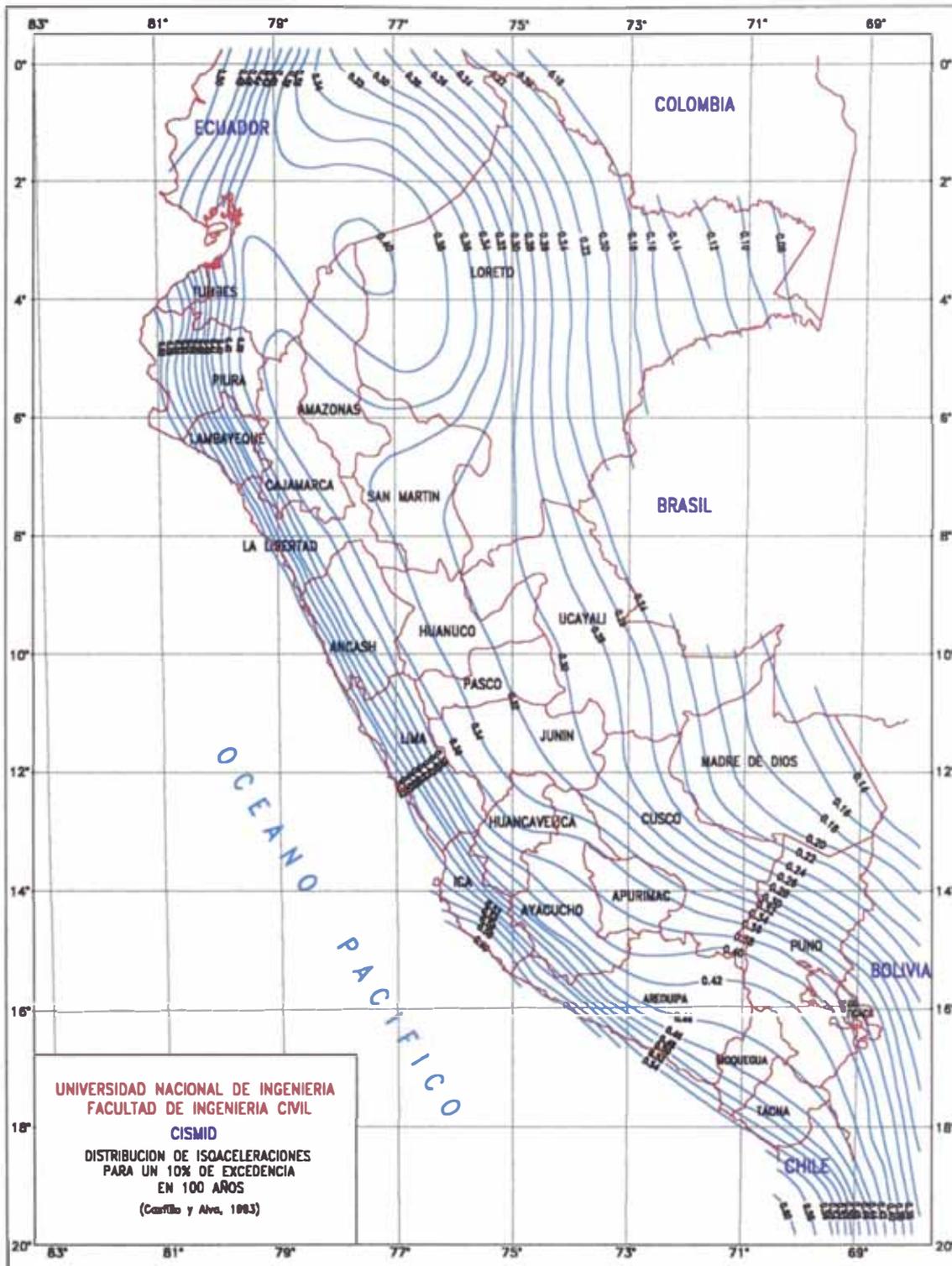


Fig. 1.5 : Distribución de Isoaceleraciones para un 10% de excedencia en 100 años
(Castillo y Alva, 1993)

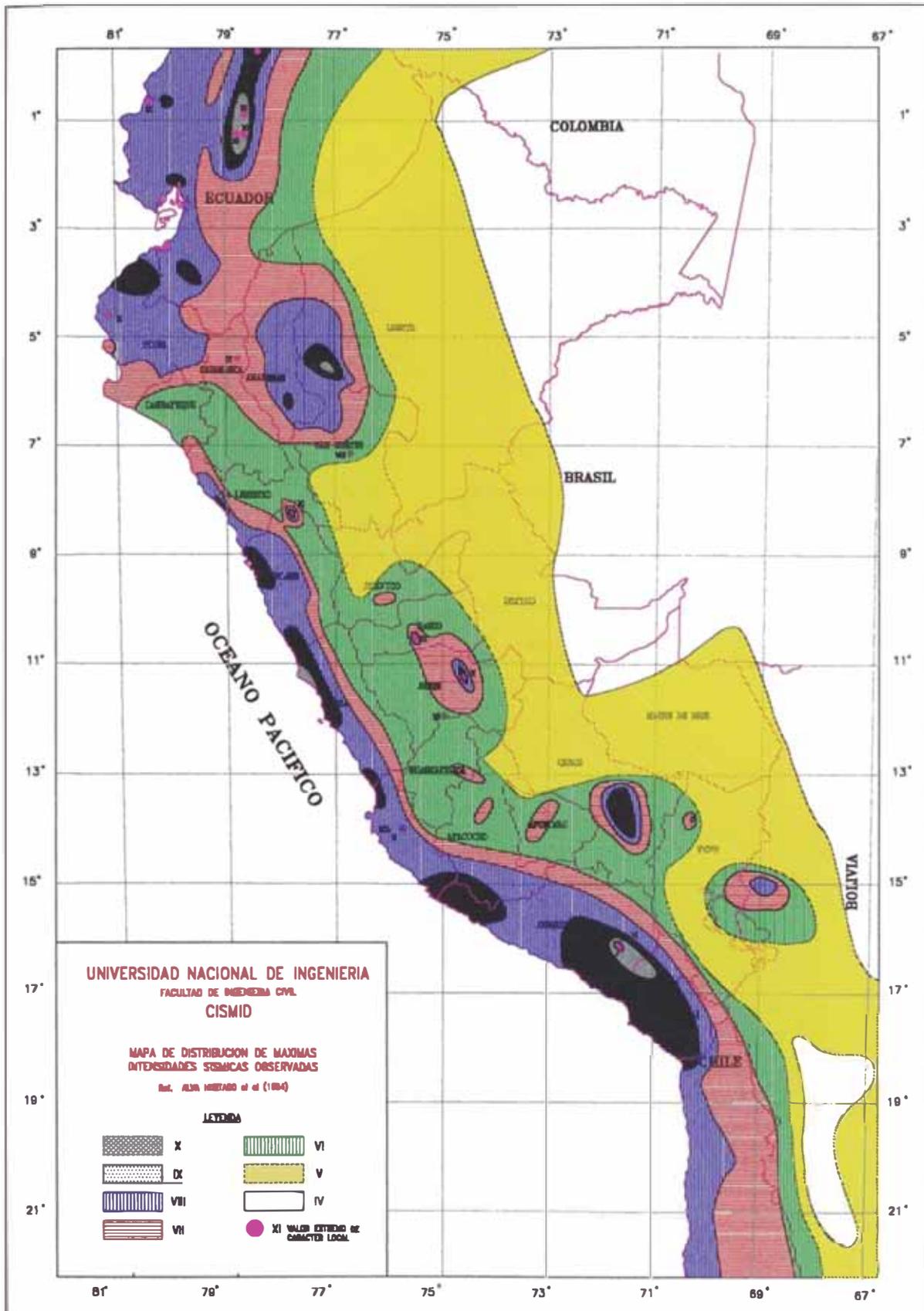


Fig. 1.6 : Distribución de Máximas Intensidades Sísmicas Observadas (Alva et al., 1984)

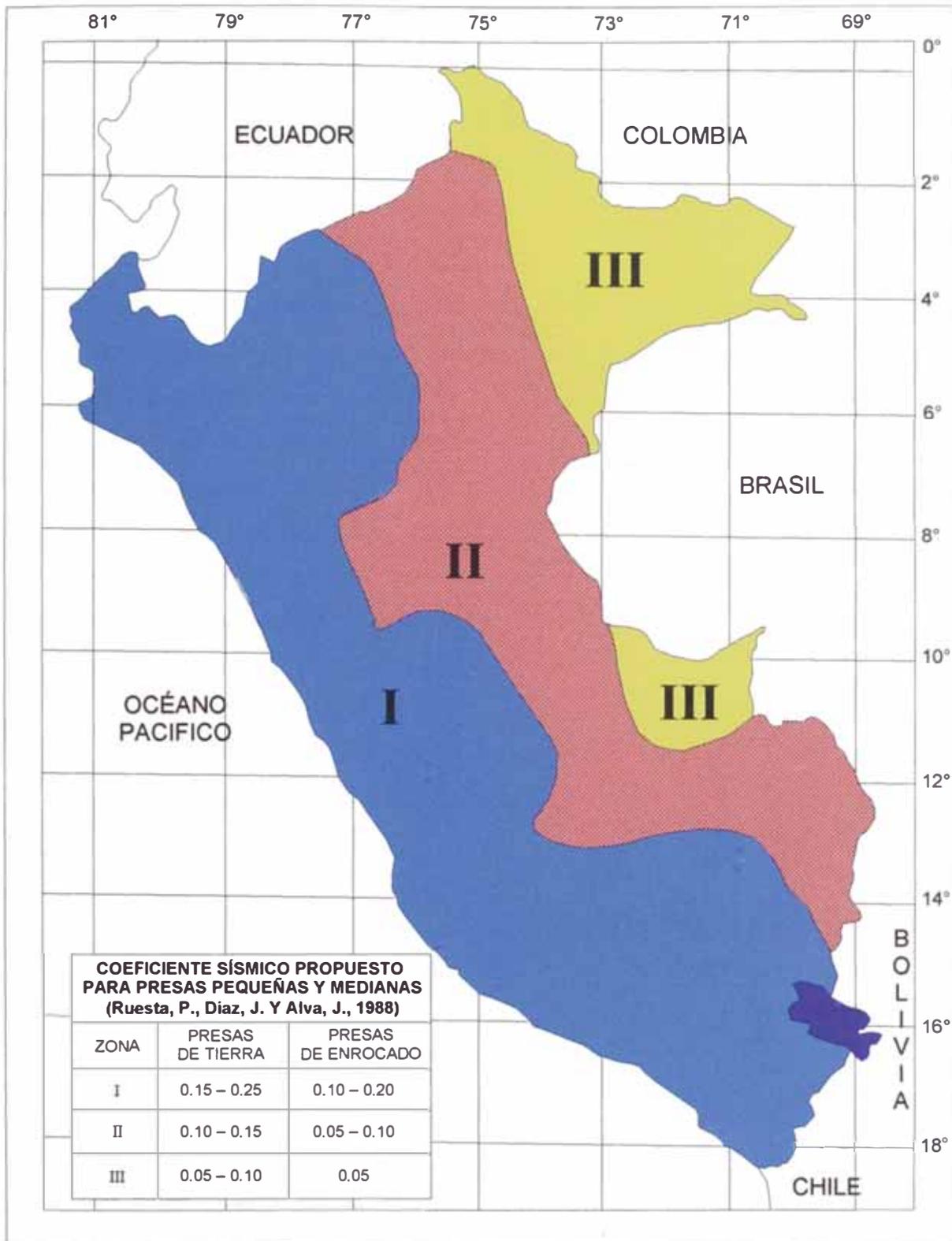


Fig. 1.7 : Mapa de Zonificación del Coeficiente Sísmico en el Perú (Ruesta et al., 1988)

CAPITULO 2

ANÁLISIS UNIDIMENSIONAL DE LA RESPUESTA SÍSMICA

2.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se describe en detalle las técnicas y algoritmos empleados en la actualidad para realizar el análisis unidimensional de respuesta sísmica. Este tipo de análisis puede ser empleado en una estructura de tierra, tomando en cuenta sólo el eje de la sección crítica de ésta, ya que una estructura de tierra tiene una configuración geométrica muy distinta a un depósito de suelo horizontal.

Pero si es una herramienta importante como un análisis preliminar si no se dispone de otras. Además cabe recalcar que los resultados a nivel de esfuerzos cortantes que se obtienen con este análisis son muy parecidos a los obtenidos en uno bidimensional, como veremos más adelante.

El procedimiento analítico generalmente implica los siguientes pasos

- a. Determinar las características de los movimientos de la base rocosa y seleccionar un acelerograma con estas características para el análisis. La aceleración máxima, el periodo predominante, la duración efectiva son los parámetros más importantes de un movimiento sísmico. Un sismo de diseño con las características deseadas puede ser seleccionado a partir de los acelerogramas generados.
- b. Determinar las propiedades dinámicas del depósito del suelo. Las relaciones entre el módulo dinámico de corte y las relaciones de amortiguamiento del suelo como una función de la deformación cortante y propiedades estáticas, han sido establecidos para varios tipos de suelo por diversos autores (Seed e Idriss, 1970; Seed et al., 1984; Sun et al., 1988)
- c. Calcular la respuesta sísmica a partir del movimiento en la base. Los programas desarrollados para realizar este análisis están basados en la solución de la ecuación de onda (Kanai, 1951; Matthiesen et al., 1964;

Roeset y Whitman, 1969; Lysmer et al., 1971) o en una simulación de masa concentrada.(Idriss y Seed, 1968).

2.2 APROXIMACIÓN LINEAL DE LA PROPAGACIÓN DE ONDAS DE CORTE EN UN SISTEMA UNIDIMENSIONAL

La llave de la aproximación lineal para el análisis unidimensional son las funciones de transferencia. En los siguientes acápites se mostrarán las funciones de transferencia para diferentes condiciones geotécnicas, desde la más simple que difícilmente se aplica a los problemas geotécnicos actuales, hasta la más compleja y de uso más común en la práctica de la ingeniería geotécnica.

2.2.1 DEPÓSITO UNIFORME NO AMORTIGUADO SOBRE BASE RÍGIDA

Primero, se considera una capa de suelo isotrópica, elástica lineal suprayaciendo a una base rocosa como se muestra en la Fig. 2.1. El movimiento horizontal armónico de la base rocosa producirá una propagación vertical de las ondas de corte en el suelo que está sobre él. El desplazamiento horizontal resultante puede ser expresado por :

$$u(z,t) = A e^{i(\omega t + kz)} + B e^{i(\omega t - kz)} \quad (2.1)$$

Donde :

- ω : Frecuencia circular del movimiento del terreno.
- k : Número de onda ($k = \omega/V_s$).
- V_s : Velocidad de onda de corte.
- A, B : Amplitudes de onda.

En la superficie ($z = 0$) el esfuerzo cortante (τ) es nulo:

$$\tau(0,t) = G \gamma(0,t) = G \frac{\partial u(0,t)}{\partial z} = 0 \quad (2.2)$$

Donde :

- G : Módulo de corte.
- γ : Deformación cortante.

Sustituyendo la ecuación 2.1 en 2.2 :

$$G i k (A e^{ik(0)} - B e^{-ik(0)}) e^{i\omega t} = G i k (A - B) e^{i\omega t} = 0 \quad (2.3)$$

La ecuación 2.3 se satisface cuando $A=B$. El desplazamiento puede ser expresado como :

$$u(z,t) = 2 A \frac{e^{ikz} - e^{-ikz}}{2} e^{i\omega t} = 2 A \cos kz e^{i\omega t} \quad (2.4)$$

Esto describe una onda estacionaria de amplitud $2 A \cos kz$.

La onda estacionaria es producida por la interferencia constructiva del viaje de las ondas hacia arriba y hacia abajo y tiene una forma fija con respecto a la profundidad. La ecuación 2.4 puede ser usada para definir una función de transferencia que describe la relación de las amplitudes de desplazamiento en dos puntos cualesquiera de la capa de suelo. Si escogemos el punto superior e inferior de la capa de suelo tenemos la función de transferencia :

$$F_1(\omega) = \frac{u_{\max}(0,t)}{u_{\max}(H,t)} = \frac{2 A e^{i\omega t}}{2 A \cos kH e^{i\omega t}} = \frac{1}{\cos kH} = \frac{1}{\cos(\omega H / V_s)} \quad (2.5)$$

El módulo de la función de transferencia es la función de amplificación:

$$|F_1(\omega)| = \frac{1}{|\cos(\omega H / V_s)|} \quad (2.6)$$

Esto indica que el desplazamiento en la superficie es siempre al menos tan grande como el de la base rocosa (el denominador no puede ser mayor de 1) y en ciertas frecuencias es mucho mayor. Por lo tanto $|F_1(\omega)|$ es la relación de la amplitud del movimiento en la superficie y la amplitud del movimiento en la base rocosa. Cuando $\omega H / V_s$ se aproxima a $\pi/2 + n\pi$, el denominador de la ecuación 2.6 se aproxima a cero, lo cual implica que la amplificación infinita o resonancia puede ocurrir (Fig. 2.2). Aunque este modelo simple ilustra que la respuesta de un depósito es altamente dependiente de la frecuencia del movimiento en la base y que la frecuencia en la cual el movimiento fuerte ocurre depende de la geometría (espesor) y de las propiedades del material (velocidad de la onda de corte) de la capa de suelo.

2.2.2 DEPÓSITO UNIFORME AMORTIGUADO SOBRE BASE RÍGIDA

Obviamente, el tipo de amplificación ilimitada predicha en el acápite no puede ocurrir físicamente, pues se asume que no hay disipación de energía o amortiguamiento en el suelo. Si el amortiguamiento estuviese presente en todo el material, se obtendrían resultados más realistas. La ecuación de onda puede escribirse como :

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = G \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} + \eta \frac{\partial^3 u}{\partial z^2 \partial t} \quad (2.7)$$

La solución de esta ecuación de onda es :

$$u(z,t) = A e^{i(\omega t + k^* z)} + B e^{i(\omega t - k^* z)} \quad (2.8)$$

Donde :

k^* : Número de onda compleja (parte real e imaginaria)

Repitiendo las manipulaciones algebraicas antes mostradas, la función de transferencia para el caso de suelo amortiguado sobre roca rígida puede ser expresada como :

$$F_2(\omega) = \frac{1}{\cos k^* H} = \frac{1}{\cos(\omega H / V_s^*)} \quad (2.9)$$

El módulo de corte complejo está dado por :

$$G^* = G(1 + i2\beta) \quad (2.10)$$

La velocidad de onda compleja para un valor pequeño de β puede ser expresado por :

$$V_s^* = \sqrt{\frac{G^*}{\rho}} = \sqrt{\frac{G(1+i2\beta)}{\rho}} \approx \sqrt{\frac{G}{\rho}} (1+i\beta) = V_s (1+i\beta) \quad (2.11)$$

Luego el número de onda compleja para un β pequeño es :

$$k^* = \frac{\omega}{V_s^*} = \frac{\omega}{V_s(1+i\beta)} \approx \frac{\omega}{V_s} (1-i\beta) = k(1-i\beta) \quad (2.12)$$

Finalmente la función de transferencia es :

$$F_2(\omega) = \frac{1}{\cos k(1-i\beta)H} = \frac{1}{\cos[\omega H / V(1+i\beta)]} \quad (2.13)$$

Si usamos la identidad $|\cos(x + iy)| = (\cos^2 x + \sinh^2 y)^{1/2}$ la función de amplificación será :

$$|F_2(\omega)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 kH + \sinh^2 \beta kH}} \quad (2.14)$$

Para pequeños valores de β :

$$|F_2(\omega)| \approx \frac{1}{\sqrt{\cos^2 kH + (\beta kH)^2}} = \frac{1}{\sqrt{\cos^2(\omega H/V_s) + [\beta(\omega H/V_s)]^2}} \quad (2.15)$$

Para relaciones de amortiguamiento pequeñas, la ecuación 2.15 indica que la amplificación para una capa de suelo amortiguado también varía con la frecuencia. La amplificación alcanzará un valor máximo cuando $kH \approx \pi/2 + n\pi$ pero nunca alcanzará un valor infinito porque el denominador será siempre mayor que cero.

Las frecuencias que corresponden a la máxima amplitud son las frecuencias naturales del depósito de suelo. La variación del factor de amplificación con frecuencia es mostrado para diferentes niveles de amortiguamiento en la Fig. 2.3. El factor de amplificación es también igual a la relación de la amplitud del movimiento en la superficie libre y la amplitud del movimiento en la base rocosa. Comparando las Fig. 2.2 y 2.3 se muestra que el amortiguamiento afecta la respuesta en las altas frecuencias más que en las bajas.

La n -ésima frecuencia circular natural del depósito de suelo está dada por :

$$\omega_n \approx \frac{V_s}{H} \left(\frac{\pi}{2} + n\pi \right) \quad n = 0, 1, 2, \dots \infty \quad (2.16)$$

Desde que el factor de amplificación pico disminuye con el incremento de la frecuencia natural, los mayores factores de amplificación se producen en las menores frecuencias naturales, también conocida como frecuencia fundamental :

$$\omega_0 = \frac{\pi V_s}{2H} \quad (2.17)$$

El periodo de vibración correspondiente a la frecuencia fundamental es llamado el periodo característico del lugar :

$$T_s = \frac{2\pi}{\omega_0} = \frac{4H}{V_s} \quad (2.18)$$

El periodo característico del lugar, el cual depende sólo del espesor de la capa del suelo y de la velocidad de la onda de corte, proporciona una indicación muy usual del periodo de vibración por el cual la más significativa amplificación puede ser esperada.

En cada frecuencia natural, una onda estacionaria se desarrolla en el suelo. Las formas de modo para las primeras tres frecuencias naturales se muestran en la Fig. 2.4.

En frecuencias mayores a la fundamental, parte del depósito de suelo puede moverse en una dirección mientras que la otra en la dirección opuesta. Este fenómeno debe ser considerado en la evaluación de las fuerzas inerciales en masas de suelo, éstas son requeridas para el análisis de estabilidad sísmica.

2.2.3 DEPÓSITO AMORTIGUADO SOBRE BASE ELÁSTICA

En los acápites anteriores se desarrollaron expresiones de los factores de amplificación para depósitos sobre base rígida. Si esta base es rígida, no será afectada por los movimientos, actúa como un borde fijo. Cualquier onda que va hacia abajo será completamente reflejada a través del depósito, con lo cual retiene toda la energía elástica de la onda dentro del depósito.

Si la base rocosa fuera elástica, las ondas que van hacia abajo y alcanzan el borde rocoso se reflejarán sólo parcialmente ; parte de su energía será transmitida a través del borde y continúan viajando hacia abajo a través de la roca . Si la roca se extiende a gran profundidad la energía elástica de estas ondas será efectivamente removidas desde la capa del suelo. Esta es una forma de amortiguamiento por radiación y causa que las amplitudes del movimiento de la superficie libre sean más pequeñas que aquellas que se producen para el caso de la base rígida.

Considerando el caso de una capa de suelo suprayaciendo en un semiespacio de roca elástico (Fig. 2.5). Si los subíndices s y r corresponden al suelo y la roca, respectivamente, los desplazamientos debido a la propagación vertical de ondas de corte en cada material son :

$$u_s(z_s, t) = A_s e^{i(\omega t + k_s^* z_s)} + B_s e^{i(\omega t - k_s^* z_s)} \quad (2.19a)$$

$$u_r(z_r, t) = A_r e^{i(\omega t + k_r^* z_r)} + B_r e^{i(\omega t - k_r^* z_r)} \quad (2.19b)$$

En la superficie libre se requiere que $A_s = B_s$ y la compatibilidad de desplazamientos y continuidad de esfuerzos en el borde suelo-roca requiere que :

$$u_s(z_s = H) = u_r(z_r = 0) \quad (2.20)$$

$$\tau_s(z_s = H) = \tau_r(z_r = 0) \quad (2.21)$$

Sustituyendo las ecuaciones 2.19a y 2.19b en la ecuación 2.20 :

$$A_s (e^{ik_s^* H} - e^{-ik_s^* H}) = A_r + B_r \quad (2.22)$$

A partir de la ecuación 2.21 y la definición de esfuerzo cortante ($\tau = \partial u / \partial z$):

$$A_s i G_s k_s^* (e^{ik_s^* H} - e^{-ik_s^* H}) = i G_r k_r^* (A_r - B_r) \quad (2.23)$$

Luego :

$$\frac{G_s k_s^*}{G_r k_r^*} A_s (e^{ik_s^* H} - e^{-ik_s^* H}) = A_r - B_r \quad (2.24)$$

De la ecuación 2.23 se tiene que la razón :

$$\frac{G_s k_s^*}{G_r k_r^*} = \frac{\rho_s V_{ss}^*}{\rho_r V_{sr}^*} = \alpha_z^* \quad (2.25)$$

Donde :

V_{ss}^*, V_{sr}^* : Velocidad de onda de corte compleja del suelo y la roca.

ρ_s, ρ_r : Densidad del suelo y la roca.

α_z^* : Relación de impedancia compleja.

Resolviendo las ecuaciones 2.22 y 2.24 simultáneamente se tiene que :

$$A_r = \frac{1}{2} A_s \left[(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H} \right] \quad (2.26a)$$

$$A_r = \frac{1}{2} A_s \left[(1 - \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 + \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H} \right] \quad (2.26b)$$

Se supone que una propagación vertical de ondas de corte de amplitud A , viaja hacia arriba a través de la roca. Si el depósito no estuviese presente, el efecto de superficie libre en el afloramiento rocoso producirá un movimiento de amplitud $2A$. Con el depósito presente, la amplitud en la superficie libre será :

$$2 A_s = \frac{4 A}{(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H}} \quad (2.27)$$

Definiendo la función de transferencia como la relación de la amplitud de la superficie del depósito y la amplitud del afloramiento rocoso :

$$F_3(\omega) = \frac{2}{(1 + \alpha_z^*) e^{ik_s^* H} + (1 - \alpha_z^*) e^{-ik_s^* H}} \quad (2.28)$$

Esta expresión puede ser reescrita usando las reglas de Euler como :

$$F_3(\omega) = \frac{1}{\cos k_s^* H + i \alpha_z^* \sin k_s^* H} = \frac{1}{\cos(\omega H / V_{ss}^*) + i \alpha_z^* \sin(\omega H / V_{ss}^*)} \quad (2.29)$$

El módulo de esta función de transferencia no puede ser escrita en forma compacta cuando el amortiguamiento del suelo existe. Para ilustrar la importancia del efecto de la elasticidad de la base rocosa, el factor de amplificación para un depósito no amortiguado puede ser expresado como :

$$|F_3(\omega, \beta = 0)| = \frac{1}{\sqrt{\cos^2 k_s H + \alpha_z^2 \sin^2 k_s H}} \quad (2.30)$$

Nótese que la resonancia no puede ocurrir (el denominador es siempre mayor que cero, aún cuando el suelo es no amortiguado). El efecto del espesor de la base rocosa, como se refleja en la relación de impedancia, el comportamiento se ilustra en la Fig. 2.6. Nótese la similaridad entre los efectos del amortiguamiento del suelo y la elasticidad de la base rocosa comparando las formas de las curvas del factor de amplificación en las Fig. 2.6 y las de la Fig. 2.3. La elasticidad de la roca afecta en forma similar a la relación de amortiguamiento del suelo.

2.2.4 DEPÓSITO ESTRATIFICADO AMORTIGUADO SOBRE BASE ELÁSTICA

Mientras que los modelos de una capa uniforme y elástica son útiles para ilustrar las influencias de las condiciones del suelo con diversas características de movimiento, éstos son raramente adecuados para un análisis más real de respuesta sísmica. Los problemas reales usualmente implican depósitos estratificados con

capas de diferentes espesores y características de amortiguamiento con bordes en los cuales la onda de energía elástica será transmitida y/o reflejada. Dichas condiciones requieren funciones de transferencia para depósitos estratificados.

Se considera un depósito compuesto por N capas donde la N-ésima capa corresponde a la base rocosa. (Fig. 2.7). La solución de la ecuación de onda es :

$$u(z, t) = A e^{i(\omega t + k^* z)} + B e^{i(\omega t - k^* z)} \quad (2.31)$$

El esfuerzo cortante está dado por el producto del módulo de corte complejo, G^* y la deformación cortante :

$$\tau(z, t) = G^* \frac{\partial u}{\partial z} = (G + i\omega\eta) \frac{\partial u}{\partial z} = G(1 + 2i\beta) \frac{\partial u}{\partial z} \quad (2.32)$$

Introduciendo un sistema de coordenadas locales, Z para cada capa, el desplazamiento en la parte superior e inferior de la capa n será :

$$u_m(Z_m = 0, t) = (A_m + B_m) e^{i\omega t} \quad (2.33a)$$

$$u_m(Z_m = h_m, t) = (A_m e^{ik_m^* h_m} + B_m e^{-ik_m^* h_m}) e^{i\omega t} \quad (2.33b)$$

Los desplazamientos en los bordes de las capas deben ser compatibles (el desplazamiento en la parte superior de una capa en particular debe ser igual al desplazamiento en la parte inferior de la capa suprayacente). Aplicando esta compatibilidad en las capas m y m+1 se tiene :

$$u_m(Z_m = h_m, t) = u_{m+1}(Z_{m+1} = 0, t) \quad (2.34)$$

Luego :

$$A_{m+1} + B_{m+1} = A_m e^{ik_m^* h_m} + B_m e^{-ik_m^* h_m} \quad (2.35)$$

Los esfuerzos cortantes en la parte superior e inferior de la capa m son :

$$\tau_m(Z_m = 0, t) = i k_m^* G_m^* (A_m - B_m) e^{i\omega t} \quad (2.36a)$$

$$\tau_m(Z_m = h_m, t) = i k_m^* G_m^* (A_m e^{ik_m^* h_m} - B_m e^{-ik_m^* h_m}) e^{i\omega t} \quad (2.36b)$$

Aplicando la compatibilidad de los esfuerzos en el borde de las capas m y m+1 :

$$\tau_m(Z_m = h_m, t) = \tau_{m+1}(Z_{m+1} = 0, t) \quad (2.37)$$

Luego :

$$A_{m+1} - B_{m+1} = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} (A_m e^{ik_m^* h_m} - B_m e^{-ik_m^* h_m}) \quad (2.38)$$

Resolviendo el sistema compuesto por las ecuaciones 2.35 y 2.38 se tiene :

$$A_{m+1} = \frac{1}{2} A_m (1 + \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} B_m (1 - \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (2.39a)$$

$$B_{m+1} = \frac{1}{2} A_m (1 - \alpha_m^*) e^{ik_m^* h_m} + \frac{1}{2} B_m (1 + \alpha_m^*) e^{-ik_m^* h_m} \quad (2.39b)$$

Donde :

α_m^* : Relación de impedancia compleja en el borde de las capas m y m+1.

Esta relación de impedancia compleja se puede expresar como :

$$\alpha_m^* = \frac{k_m^* G_m^*}{k_{m+1}^* G_{m+1}^*} = \frac{\rho_m^* V_{sm}^*}{\rho_{m+1}^* V_{s,m+1}^*} \quad (2.40)$$

Donde :

$V_{sm}^*, V_{s,m+1}^*$: Velocidad de onda de corte compleja de las capas y la roca.

ρ_m, ρ_{m+1} : Densidad de las capas m y m+1.

En la superficie, el esfuerzo cortante es igual a cero, a partir de la ecuación 2.36a se tiene que $A_1=B_1$. Si las fórmulas recursivas de las ecuaciones 2.39 son aplicadas repetidamente para todas las capas desde 1 hasta m, las funciones que relacionan las amplitudes en la capa m a las de la capa 1 pueden ser expresadas por:

$$A_m = a_m(\omega) A_1 \quad (2.41a)$$

$$B_m = b_m(\omega) B_1 \quad (2.41b)$$

La función de transferencia relacionada a la amplitud de desplazamientos entre las capas i y j está dada por :

$$F_{ij}(\omega) = \frac{|u_i|}{|u_j|} = \frac{a_i(\omega) + b_i(\omega)}{a_j(\omega) + b_j(\omega)} \quad (2.42)$$

Basado en estas ecuaciones, la función de transferencia $F_{ij}(\omega)$ puede ser encontrada entre cualquiera de dos capas del sistema. Si el movimiento es conocido en una de las capas, éste puede ser calculado en otra capa.

Las amplitudes A y B pueden ser calculadas para todas las capas en el sistema, y los esfuerzos y deformaciones derivados a partir de la función de desplazamiento.

Las deformaciones cortantes serán expresadas por :

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{u_i}{u_j} = ik (A e^{i(\omega t + k'z)} - B e^{i(\omega t - k'z)}) \quad (2.43)$$

Las aceleraciones están dadas por la ecuación :

$$\ddot{u}(z, t) = \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = -\omega^2 (A e^{i(\omega t + k'z)} - B e^{i(\omega t - k'z)}) \quad (2.44)$$

2.3 RELACION ENTRE MOVIMIENTO EN EL AFLORAMIENTO Y MOVIMIENTO EN LA ROCA BASE

Si las amplitudes de las componentes de onda reflejante e incidente, A y B, en un semiespacio elástico, Fig. 2.8a, son conocidas, los movimientos en el semiespacio con el sistema de suelo removido, Fig. 2.8c, son fácilmente calculados. Los esfuerzos cortantes son cero en cualquier superficie libre; entonces $A = B$, y la onda incidente es completamente reflejada con una amplitud resultante $2A$ en la superficie libre del semiespacio. La amplitud de la onda incidente en el semiespacio es independiente de las propiedades del sistema encima de él desde que la onda reflejante es completamente absorbida en el semiespacio y no contribuye a la onda incidente. La componente de la onda incidente, A, es por lo tanto igual en todo el sistema mostrado en la Fig. 2.8.

La relación entre el movimiento en la base, u_N , y el movimiento u'_N en la superficie libre puede ser calculada a partir de la función de transferencia :

$$A'_N(\omega) = \frac{u_N}{u'_N} = \frac{a_N(\omega) + b_N(\omega)}{2a_N(\omega)} \quad (2.45)$$

La función de transferencia entre el movimiento en la superficie del depósito, u_1 , y el movimiento en la superficie libre del semiespacio es :

$$A'_{N,1}(\omega) = \frac{1}{a_N(\omega)} \quad (2.46)$$

Si el semiespacio es la formación rocosa que subyace a un depósito de suelo, la ecuación 2.44 muestra la relación entre el movimiento en la base rocosa y el afloramiento rocoso. La relación entre las amplitudes del movimiento en la base rocosa y el movimiento en el afloramiento rocoso es siempre menor que 1, con valores mínimos en la frecuencia de resonancia del depósito. La amplitud del movimiento en la base rocosa es sólo el 65% de la amplitud del movimiento en el afloramiento en la frecuencia fundamental del depósito. Esta diferencia es una función de la relación de impedancia entre el depósito, la roca y el amortiguamiento en el depósito.

Las diferencias en las respuestas resultantes calculadas a partir de una base rígida, relativa al uso de una base elástica, depende también de qué frecuencias son las predominantes del movimiento en la roca. Los movimientos en la roca con un frecuencia predominante cercana a la frecuencia de resonancia del depósito serán considerablemente más afectadas que los movimientos con frecuencia predominante entre las frecuencias de resonancia. El efecto de la elasticidad de la base rocosa no es sólo una función de la relación de impedancia entre el depósito, la roca y el amortiguamiento en el depósito, sino también de la distribución de la frecuencia de la energía en el movimiento de la roca relativo a las frecuencias de resonancia del depósito.

Una aproximación del movimiento en la superficie libre para una de las capas en el sistema, Fig. 2.8b, puede ser obtenida por el mismo camino como del semiespacio. Esto es aproximadamente el caso cuando las propiedades de la capa m y todas las capas debajo son iguales en los dos sistemas y cuando la impedancia es del mismo orden de magnitud como del semiespacio.

2.4 MOVIMIENTOS TRANSITORIOS

Las expresiones desarrolladas hasta el momento son válidas para los movimientos de estado armónico constante. Esta teoría puede ser extendida a movimientos transitorios a través del uso de la Transformada de Fourier.

Un sismograma digitalizado con n valores de aceleración equidistantes, $\ddot{U}_j(j.\Delta t)$, $j=0, 1, \dots, n-1$, que pueden ser representadas por una sumatoria finita de movimientos armónicos :

$$\ddot{u}(t) = \sum_{s=0}^{n/2} (a_s e^{i\omega_s t} + b_s e^{-i\omega_s t}) \quad (2.47)$$

Donde :

- ω_s : Frecuencias equidistantes.
- a_s, b_s : Coeficientes complejos de Fourier.

La frecuencia equidistante está expresada por :

$$\omega_s = \frac{2\pi}{n\Delta t} s \quad (2.48)$$

Los coeficientes complejos de Fourier serán :

$$a_s = \frac{1}{n} \sum_{j=0}^{n-1} \ddot{u}(t) e^{-i\omega_s t} \quad (2.49a)$$

$$b_s = \frac{1}{n} \sum_{j=0}^{n-1} \ddot{u}(t) e^{i\omega_s t} \quad (2.49b)$$

Cada término en la ecuación 2.47 es un movimiento armónico oscilante con frecuencia ω_s .

Si las series en la ecuación 2.47 representan el movimiento en una capa i , una nueva serie que represente el movimiento en cualquier otra capa j , es obtenida por la aplicación del factor de amplificación apropiado a partir de la ecuación 2.42 a cada término en la serie :

$$\ddot{u}_j(t) = \sum_{s=0}^{n/2} F_{ij}(\omega_s) \cdot (a_{i,s} e^{i\omega_s t} + b_{i,s} e^{-i\omega_s t}) \quad (2.50)$$

La representación de un movimiento discretizado con su Transformada de Fourier dando una exacta representación del movimiento en los puntos

discretizados $t = j \cdot \Delta t$ $j = 0, \dots, n-1$. La repetición cíclica del movimiento con el periodo $T = n \cdot \Delta t$ está implicada en la solución.

2.5 APROXIMACIÓN LINEAL EQUIVALENTE DE LA RESPUESTA NO-LINEAL

Las grandes deformaciones cortantes que sufre una estructura de tierra durante los sismos introducen efectos no-lineales significativos que deben ser considerados por el método de análisis. Este problema fue estudiado por Seed e Idriss (1970) quienes introdujeron una noción del método lineal equivalente en geotecnia. Este método propone que una solución no-lineal aproximada puede ser calculada mediante un análisis lineal iterativo en el cual las propiedades de rigidez y de amortiguamiento del suelo sean consistentes con el nivel de deformación inducida.

El procedimiento iterativo es el siguiente (Ver Fig. 2.9)

- a. Se estima un valor inicial del módulo de corte, G , y de la relación de amortiguamiento, β . Los valores estimados corresponden al mismo valor de deformación.
- b. Los valores estimados de G y β son usados para calcular la respuesta sísmica, incluyendo el tiempo-historia de las deformaciones cortantes para cada capa.
- c. La deformación cortante efectiva en cada capa es determinada a partir de la máxima deformación cortante calculada del tiempo-historia de deformaciones cortantes.
- d. A partir de la deformación cortante efectiva, los nuevos valores lineal equivalentes G_{i+1} y β_{i+1} son calculados para la siguiente iteración.
- e. Los pasos 4 y 5 se repiten hasta que los valores de G y β converjan.

Aún cuando el proceso de iteración a través de las propiedades que dependen de la deformación permite una aproximación no-lineal, es importante recordar que éste es aún un método lineal. Las propiedades que dependen de la deformación son constantes durante el sismo, prescindiendo de que las

deformaciones en un tiempo particular sean pequeñas o grandes. El método es incapaz de representar los cambios la rigidez del suelo que realmente ocurren durante el sismo.

Dentro de los programas de cómputo, el programa SHAKE (Schnabel et al., 1972) calcula la respuesta en un sistema homogéneo, viscoelástico de capas de extensión horizontal infinita sujeta a ondas de corte que viajan verticalmente.

El programa está basado en la solución continua de la ecuación de onda adaptada para el uso de movimientos transitorios a través de la Transformada Rápida de Fourier (FFT) desarrollada por Cooley y Tukey (1965). La no linealidad del módulo de corte y amortiguamiento se emplea con el uso de las propiedades lineales equivalentes del suelo (Seed e Idriss, 1970; Seed et al., 1984; Sun et al., 1988) usando un procedimiento iterativo hasta obtener valores del módulo de corte y amortiguamiento compatibles con la deformación efectiva en cada capa.

Luego otros autores han ideado otros programas como el SHAKE91 (Idriss y Sun, 1992) y el SHAKE21 (Kagawa, 1995) basándose en el programa SHAKE de Schnabel et al.(1972)

Para el caso de estructuras de tierra el empleo del análisis unidimensional es muy limitado. Este sólo puede ser realizado en el eje de la sección crítica de la presa. Para presas con núcleo arcilloso el programa da buenos resultados en cuanto al nivel de aceleraciones y esfuerzos cortantes. Para presas conformadas por gravas los resultados de aceleraciones no es muy bueno, pero si los resultados de esfuerzos cortantes.

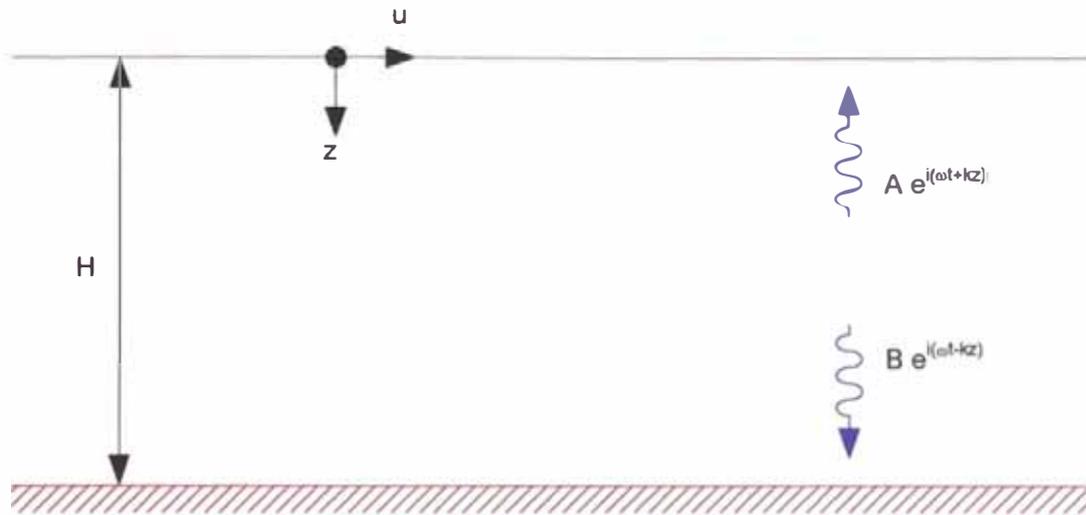


Fig. 2.1 : Depósito de suelo elástico sobre base rígida.

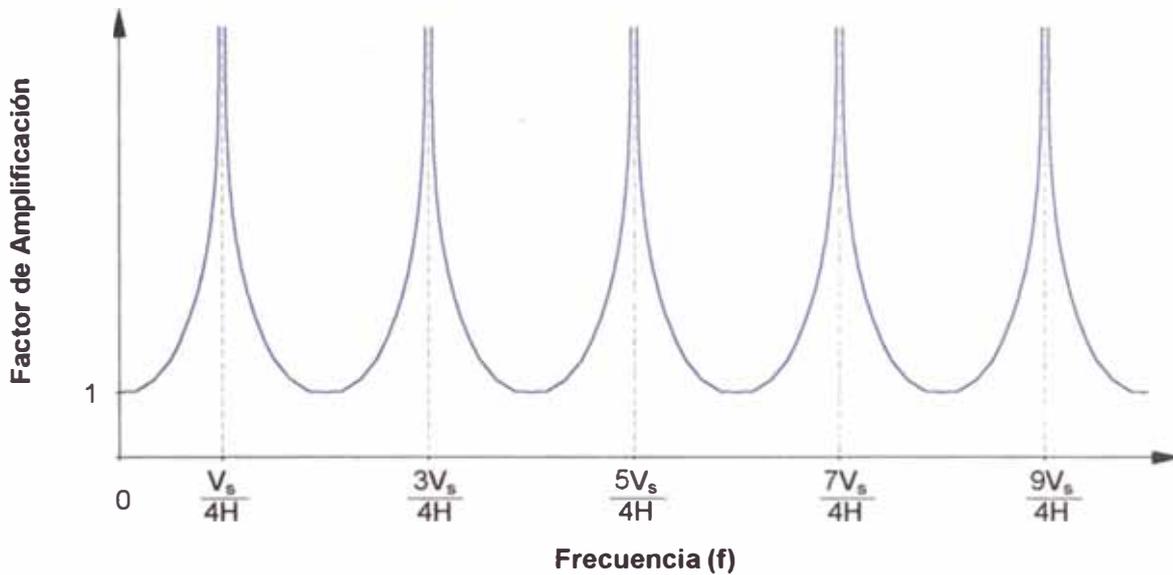


Fig. 2.2 : Influencia de la frecuencia en la respuesta de un depósito elástico no amortiguado.

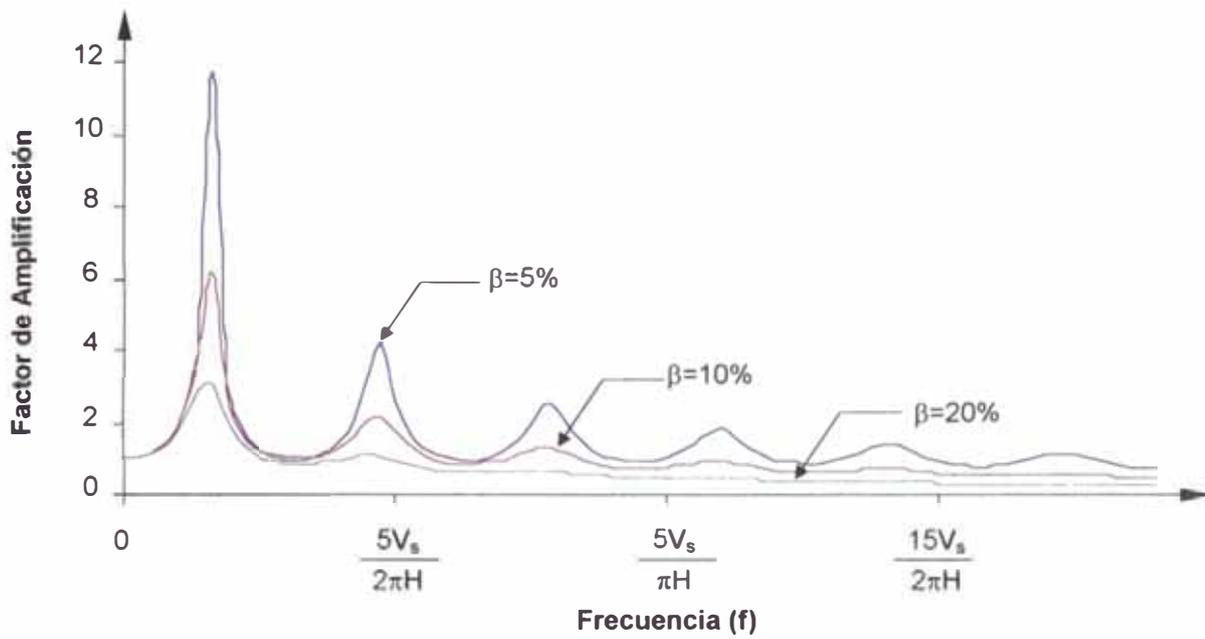


Fig. 2.3 : Influencia de la frecuencia en la respuesta de un depósito elástico amortiguado.

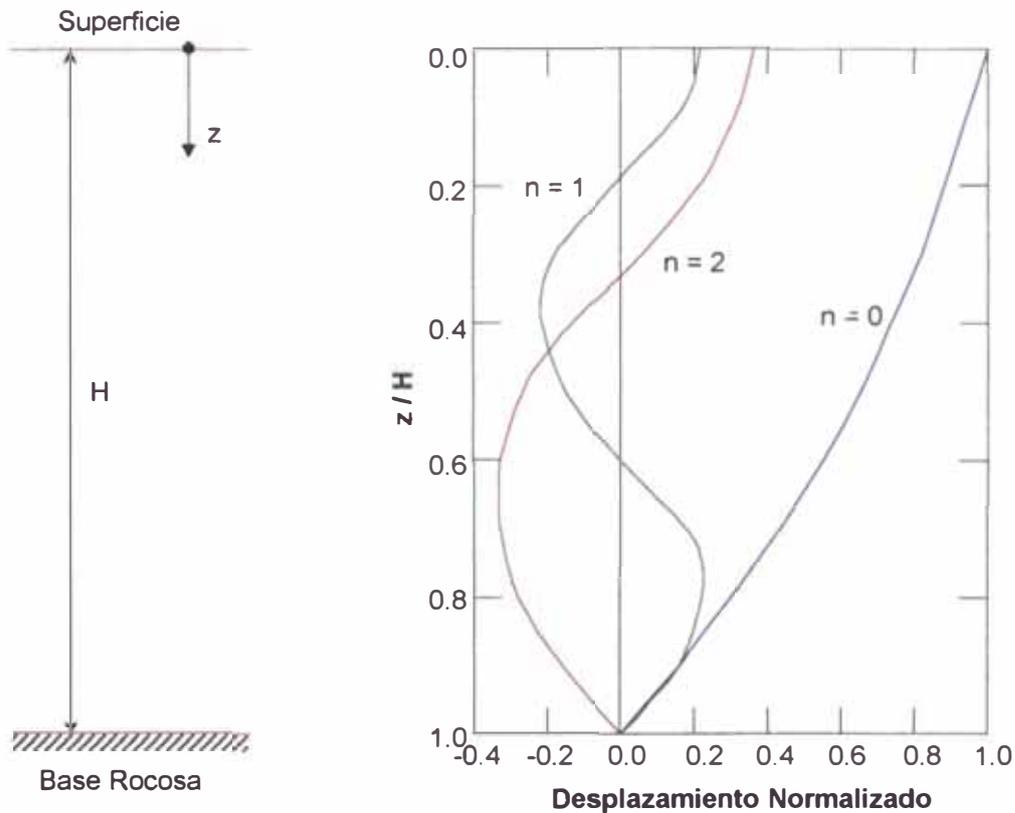


Fig. 2.4 : Patrones de desplazamiento o formas de modo de las primeras tres frecuencias naturales ($n = 1,2,3$) dependiendo de la profundidad (z/H) para un depósito con 5% de amortiguamiento.

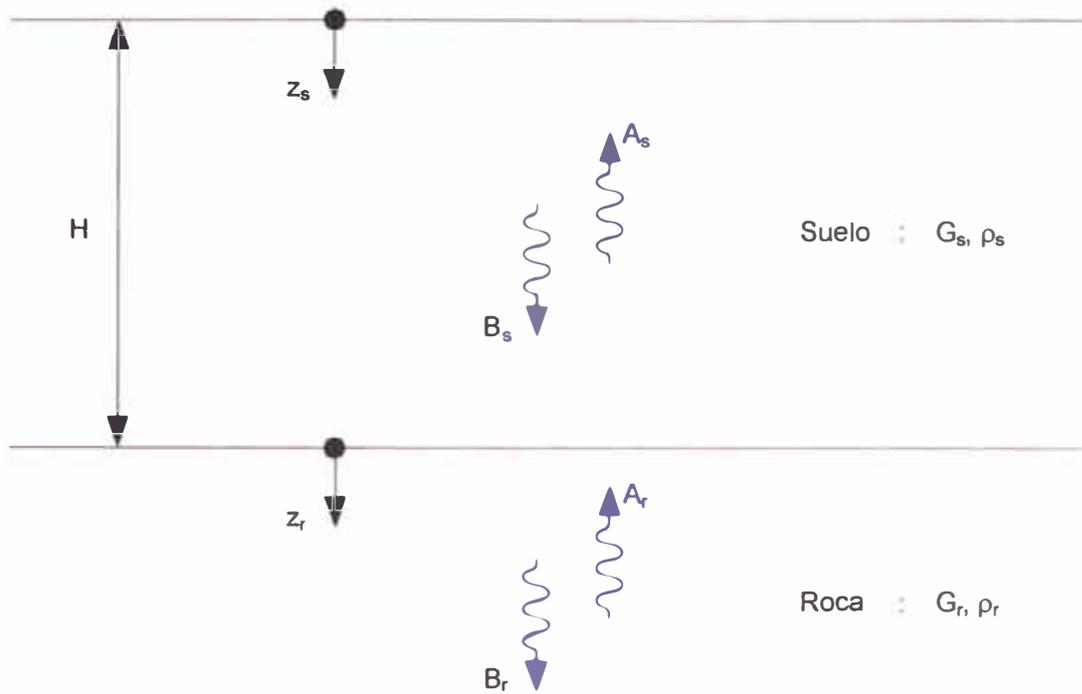


Fig. 2.5 : Depósito de suelo elástico sobre una base elástica.

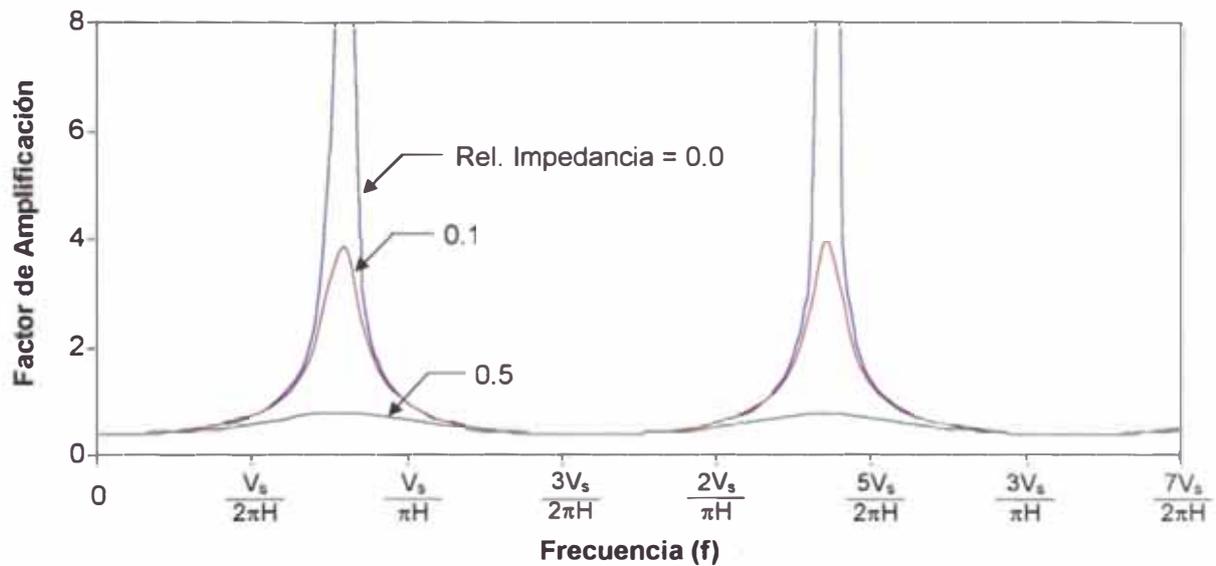


Fig. 2.6 : Efecto de la relación de impedancia en el factor de amplificación para el caso de suelo no amortiguado.

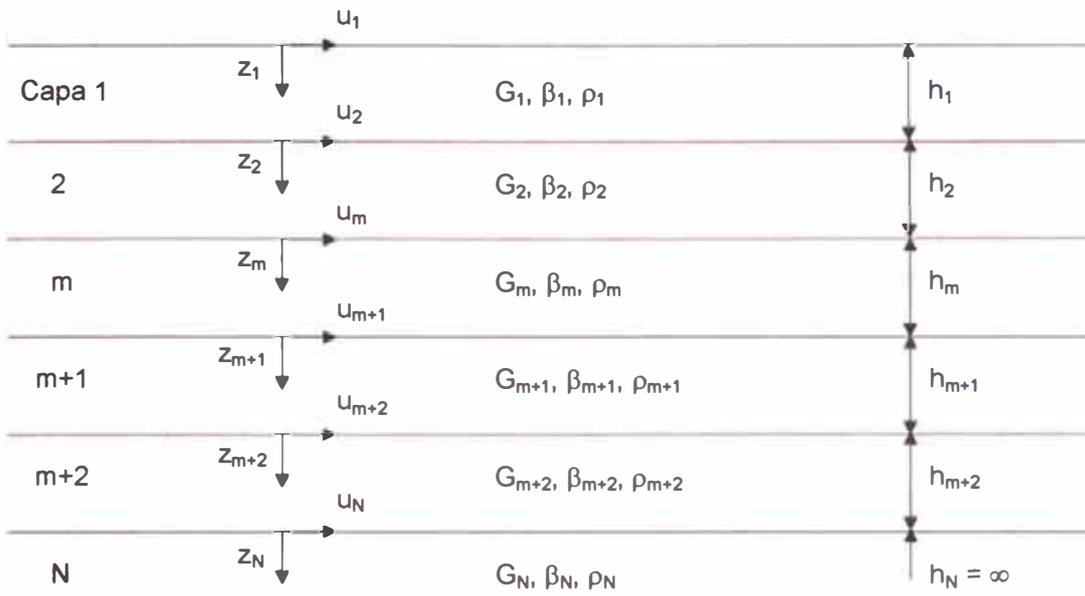


Fig. 2.7 : Depósito de suelo estratificado sobre una base elástica.

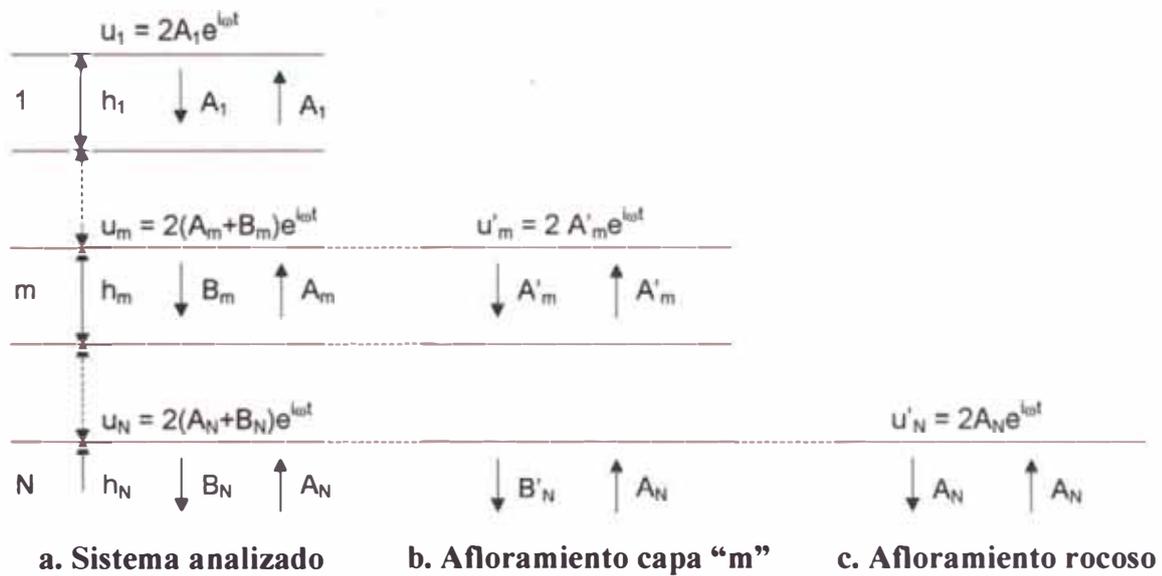
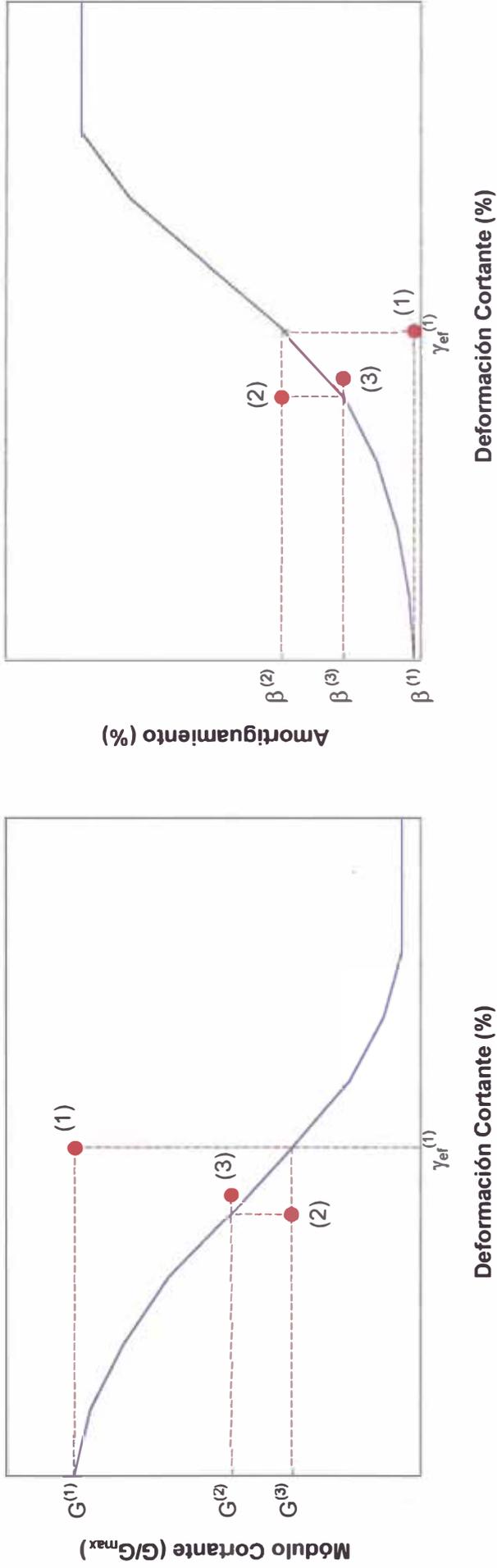


Fig. 2.8 : Sistema unidimensional con afloramientos.



Descripción : Usando las propiedades iniciales $G^{(1)}$ y $\beta^{(1)}$ se calcula la deformación cortante efectiva $\gamma_{ef}^{(1)}$. En la siguiente iteración se calcula los nuevos parámetros $G^{(2)}$ y $\beta^{(2)}$ que son compatibles con $\gamma_{ef}^{(1)}$. Se repite el cálculo de la nueva deformación cortante y se calcula nuevamente los parámetros hasta que se produzca la convergencia.

Fig. 2.9 : Propiedades del suelo que dependen de la deformación cortante mostrando el Método Lineal Equivalente.

CAPITULO 3

ANÁLISIS BIDIMENSIONAL DE LA RESPUESTA SÍSMICA

3.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se detalla los principales análisis bidimensionales de respuesta sísmica empleados en la actualidad. En el caso del análisis por 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 una descripción del método más común que representa la respuesta no lineal: el método lineal equivalente.

Finalmente se describe el método simplificado de la viga de corte y una comparación del uso de los métodos bidimensionales y tridimensionales.

3.2 ANÁLISIS POR EL MÉTODO DE ELEMENTOS FINITOS

El método de elementos finitos es un procedimiento por medio del cual la continuidad de la estructura es representada por un ensamblaje de elementos interconectados por un número finito de puntos nodales. Una descripción completa de este método se describe en diversas investigaciones. (Clough, 1965; Clough y Chopra, 1966; Idriss y Seed, 1966; Wilson, 1968; Desai y Abel, 1972).

Para evaluar la respuesta sísmica, las siguientes ecuaciones son resueltas:

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = \{R(t)\} \quad (3.1)$$

Donde :

- [M] : Matriz de masa.
- [C] : Matriz de amortiguamiento.
- [K] : Matriz de rigidez.

$\{u\}$: Vector de desplazamiento nodal. (los puntos sobre este denotan diferenciación con respecto del tiempo)

$\{R(t)\}$: Vector de carga sísmica.

Para el caso de cargas inducidas por un movimiento en la base, el vector de carga sísmica es :

$$\{R(t)\} = -[M][1]\ddot{u}_b(t) \quad (3.2)$$

Donde :

$\ddot{u}_b(t)$: Aceleración en la base en el tiempo t .

En los siguientes acápites se describe algunos algoritmos y procedimientos a tener en cuenta para resolver la ecuación 3.1.

3.2.1. INTEGRACIÓN EN EL TIEMPO

El problema de la integración radica en que el número de operaciones necesarias es directamente proporcional al número de intervalos de tiempo utilizados en la solución. Por lo tanto, la elección de un intervalo de tiempo apropiado es importante para la eficiencia del esquema numérico. Este debe ser lo suficientemente pequeño para obtener buena precisión en la solución.

Dos conceptos deben ser considerados para escoger el intervalo en el tiempo: estabilidad y precisión de los esquemas de integración.

La estabilidad significa que las condiciones iniciales para los problemas con un valor grande de $\Delta t/T$, donde T es el periodo natural del sistema, no sean amplificadas durante la solución haciendo que los errores de integración aumentan en cada paso. Esta estabilidad es asegurada cuando Δt es pequeño, al menos lo necesario y suficiente para garantizar la validez de la respuesta de la estructura en relación a los primeros modos de vibración que son los que generalmente gobiernan la respuesta dinámica de una estructura.

La precisión depende de la carga, de los parámetros físicos del sistema y del tamaño del intervalo de tiempo considerado. De las observaciones realizadas por Bathe y Wilson (1973) en un sistema no amortiguado, la integración es precisa cuando $\Delta t/T$ es menor.

Los esquemas de integración en el tiempo más utilizados en los programas actuales son: el método de Wilson θ y el método de Newmark.

A. MÉTODO DE WILSON θ

El método implícito de integración de Wilson θ es una extensión del método de aceleración lineal. En este método se considera una variación lineal de la aceleración, del instante t al instante $t + \theta \cdot \Delta t$ ($\theta \geq 1.0$). Generalmente $\theta = 1.40$ pues la estabilidad incondicional es alcanzada para $\theta \geq 1.37$. Sea el tiempo $t + \alpha$ que se encuentra en el intervalo $t \leq t + \alpha \leq t + \Delta t$, entonces las aceleraciones, velocidades y desplazamientos en este instante pueden ser escritos como :

$$\{\ddot{u}\}_{t+\alpha} = \{\ddot{u}\}_t + \frac{\alpha}{\theta \Delta t} (\{\ddot{u}\}_{t+\theta \Delta t} - \{\ddot{u}\}_t) \quad (3.3a)$$

$$\{\dot{u}\}_{t+\alpha} = \{\dot{u}\}_t + \alpha \{\ddot{u}\}_t + \frac{\alpha^2}{2\theta \Delta t} (\{\ddot{u}\}_{t+\theta \Delta t} - \{\ddot{u}\}_t) \quad (3.3b)$$

$$\{u\}_{t+\alpha} = \{u\}_t + \alpha \{\dot{u}\}_t + \frac{\alpha^2}{2} \{\ddot{u}\}_t + \frac{\alpha^3}{6\theta \Delta t} (\{\ddot{u}\}_{t+\theta \Delta t} - \{\ddot{u}\}_t) \quad (3.3c)$$

Sustituyendo $\alpha = \theta \cdot \Delta t$ en las ecuaciones 3.3 y resolviendo para $\{\ddot{u}\}_{t+\theta \cdot \Delta t}$ y $\{u\}_{t+\theta \cdot \Delta t}$, entonces podemos representar estos vectores en términos de $\{u\}_{t+\theta \cdot \Delta t}$:

$$\{\ddot{u}\}_{t+\theta \Delta t} = \frac{6}{\theta^2 \Delta t^2} (\{\ddot{u}\}_{t+\theta \Delta t} - \{\ddot{u}\}_t) - \frac{6}{\theta \Delta t} \cdot \{\dot{u}\}_t - 2 \{\ddot{u}\}_t \quad (3.4a)$$

$$\{u\}_{t+\theta \Delta t} = \frac{3}{\theta \Delta t} (\{u\}_{t+\theta \Delta t} - \{u\}_t) - 2 \{\dot{u}\}_t - \frac{\theta \Delta t}{2} \{\ddot{u}\}_t \quad (3.4b)$$

Considerando en la ecuación 3.1 el tiempo $t + \theta \cdot \Delta t$ y asumiendo una variación lineal del vector de carga, se obtiene la siguiente expresión :

$$[M] \{\ddot{u}\}_{t+\theta \Delta t} + [C] \{\dot{u}\}_{t+\theta \Delta t} + [K] \{u\}_{t+\theta \Delta t} = \{R\}_t - \theta (\{R\}_{t+\theta \Delta t} - \{R\}_t) \quad (3.5)$$

Sustituyendo las ecuaciones 3.4 y 3.5 se obtiene una solución para $\{u\}_{t+\theta \cdot \Delta t}$. Finalmente, sustituyendo este resultado en las ecuaciones 3.4 se tiene $\{\ddot{u}\}_{t+\theta \cdot \Delta t}$ que es utilizado en las ecuaciones 3.3 evaluadas cuando $\alpha = \Delta t$ para obtener la solución final al problema en el tiempo $t + \Delta t$.

B. MÉTODO DE NEWMARK

Este método también es una extensión del método de la aceleración lineal, las siguientes hipótesis son utilizadas :

$$\{u\}_{t+\Delta t} = \{u\}_t + [(1 - \psi) \{\dot{u}\}_t + \psi \{\dot{u}\}_{t+\Delta t}] \Delta t \quad (3.6a)$$

$$\{u\}_{t+\Delta t} = \{u\}_t + \{\dot{u}\}_t \Delta t \left[\left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \{\ddot{u}\}_t + \alpha \{\ddot{u}\}_{t+\Delta t} \right] \Delta t^2 \quad (3.6b)$$

Donde α y ψ son parámetros asumidos para obtener determinado grado de precisión y estabilidad. Sean los valores de $\psi = 1/2$ y $\alpha = 1/6$, las ecuaciones 3.6 corresponden al método de aceleración lineal. El esquema estable llamado de aceleración media constante o regla trapezoidal fue originalmente propuesto por Newmark seleccionando $\psi = 1/2$ y $\alpha = 1/4$. Las aceleraciones, velocidades y desplazamientos en el tiempo $t + \Delta t$ son obtenidos considerando el equilibrio en el tiempo $t + \Delta t$.

$$[M]\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t} + [C]\{\dot{u}\}_{t+\Delta t} + [K]\{u\}_{t+\Delta t} = \{R\}_{t+\Delta t} \quad (3.7)$$

Resolviendo $\{\ddot{u}\}_{t+\Delta t}$ y $\{\dot{u}\}_{t+\Delta t}$ de las ecuaciones 3.6 en función de $\{u\}_{t+\Delta t}$ y sustituyéndolas en la ecuación 3.7; se obtiene la solución para $\{u\}_{t+\Delta t}$. El método de Newmark es también un método implícito de integración, pues se necesita una solución de un sistema de ecuaciones lineales a cada paso de integración.

El programa de cómputo GEOSOFTE (Carrión y Parra, 1998) puede emplear tanto el método de Newmark o el de Wilson θ , mientras que el QUAD4M (Hudson et al., 1994) sólo utiliza el método de Newmark.

3.2.2 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 la de matriz de masa concentrada.

Las matrices de masa consistente no requieren mayores consideraciones, ésta se obtiene 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 sólo 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 :

- 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.

El programa de computo GEOSOFTE puede emplear tanto la matriz de masa consistente o la matriz de masa concentrada, mientras que el QUAD4M sólo utiliza la matriz de masa concentrada.

3.2.3 AMORTIGUAMIENTO

Diversos procedimientos y algoritmos para resolver la ecuación 3.1 han sido propuestos a través de los años. Dentro de los más importantes tenemos:

A. SUPERPOSICIÓN MODAL

En este procedimiento llamado de superposición modal (Clough y Chopra, 1966; Idriss y Seed, 1966) los desplazamientos nodales son expresados en términos de las coordenadas normales y formas de modo por :

$$\{u\} = [\phi]\{X\} \quad (3.8)$$

Donde :

- $[\phi]$: Matriz de formas de modo del sistema.
 $\{X\}$: Vector de coordenadas normales.

Las formas de modo y frecuencias son determinadas a partir de la solución del problema de valores propios para las ecuaciones de una vibración libre no amortiguada del sistema, es decir cuando en la ecuación 3.1: $[C] = 0$, $\{R(t)\} = 0$. Luego :

$$[K]\{\phi^n\} = \omega_n^2 [M]\{\phi^n\} \quad (3.9)$$

Cada columna, $\{\phi^n\}$ de la matriz $[\phi]$ representa la forma de modo del n-ésimo modo de vibración del cual la frecuencia natural circular es ω_n . Las coordenadas normales para cada n-ésimo modo de vibración, son evaluados a partir de una solución de las ecuaciones :

$$\ddot{X}_n + 2\lambda_n \omega_n \dot{X}_n + \omega_n^2 X_n = \frac{\{\phi^n\}^T [M] \{R(t)\}}{M_n} \quad (3.10a)$$

$$M_n = \{\phi^n\}^T [M] \{\phi^n\} \quad (3.10b)$$

Donde :

λ_n : Relación de amortiguamiento.

La matriz de amortiguamiento $[C]$ no es usada directamente en este procedimiento; es realmente reemplazada por :

$$\{\phi^n\}^T [C] \{\phi^n\} = 2\lambda_n \omega_n M_n \quad (3.11)$$

B. MÉTODO DE INTEGRACIÓN DIRECTA

Otro método de evaluación conocido es el Método de la Integración Directa (Dibaj y Penzien, 1969; Wilson, 1968; Valera, 1968), en donde las ecuaciones del movimiento (Ecuación 3.1) son resueltas directamente como un grupo de ecuaciones simultáneas. Para tener una solución, la matriz $[C]$ debe ser conocida. La relación comúnmente utilizada para expresar las características del material es la desarrollada por Rayleigh :

$$[C] = A [M] + B [K] \quad (3.12)$$

Donde :

A y B : Constantes.

Luego, la relación de amortiguamiento, λ_n , del n-ésimo modo está relacionada a esas constantes por la expresión :

$$\lambda_n = \frac{A}{2 \omega_n} + \frac{B \omega_n}{2} \quad (3.13)$$

Ambos procedimientos mostrados, utilizan la misma relación de amortiguamiento para todo el sistema.

C. AMORTIGUAMIENTO VARIABLE

Idriss et al. (1973) sugirieron una solución con amortiguamiento variable, en donde una sub-matriz de amortiguamiento debe ser formulada para cada elemento individual y luego todas las sub-matrices adicionadas, en forma adecuada, para obtener la matriz de amortiguamiento para todo el sistema.

Esto se basa en el uso de la expresión de amortiguamiento de Rayleigh, pero en vez de usar la ecuación 3.12 para todo el sistema, la siguiente expresión es usada para cada elemento q :

$$[c]_q = \alpha_q [m]_q + \beta_q [k]_q \quad (3.14)$$

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 :

$$\alpha_q = \lambda_q \omega_1 \quad (3.15a)$$

$$\beta_q = \frac{\lambda_q}{\omega_1} \quad (3.15b)$$

Donde :

λ_q : Relación de amortiguamiento para el elemento q.

ω_1 : Frecuencia fundamental del sistema.

La frecuencia fundamental del sistema, ω_1 , es obtenida a partir de la ecuación 3.9 para $n = 1$.

La matriz de amortiguamiento para todo el sistema es obtenido por una adición apropiada de las sub-matrices de amortiguamiento de todos los elementos en el ensamblaje. Si $c_{ij}^{(q)}$ representa el (ij)-ésimo término de la sub-matriz $[c]_q$ (ecuación 3.14) de un elemento típico (q), el (IJ)-ésimo término de la matriz de amortiguamiento del sistema entero está dado por :

$$C_{IJ} = \sum_q c_{ij}^{(q)} \quad (3.16)$$

Debe resaltarse que $C_{IJ} \neq 0$ solo si I es igual a J o I es adyacente a J, además, la matriz resultante $[C]$ es simétrica.

El amortiguamiento en el suelo no depende de la frecuencia. Por lo tanto los valores de α_q y β_q deben hacer que el amortiguamiento tenga una variación mínima sobre el rango de frecuencias de interés. En el procedimiento anterior las constantes eran escogidas de acuerdo a que el amortiguamiento era minimizado en la frecuencia circular fundamental del modelo (ω_1). La justificación para esto es que el primer modo de vibración tiene el factor de participación más alto de todos los modos.

Hudson et al. (1994) utilizan un esquema basado en dos frecuencias para establecer las constantes α_q y β_q . La segunda frecuencia está dada por :

$$\omega_2 = \eta \omega_1 \quad (3.17)$$

Donde :

η : Número entero impar.

Esta opción es guiada por la respuesta de una viga de corte en la cual las frecuencias de los modos más altos son múltiplos impares de la frecuencia del modo fundamental de la viga, η está dado por el número entero más cercano y mayor de la relación ω^*/ω_1 en donde ω^* es la frecuencia predominante del movimiento sísmico de entrada.

Para seleccionar el amortiguamiento en dos frecuencias, los valores de α_q y β_q son :

$$\alpha_q = 2 \lambda_q \frac{\omega_1 \omega_2}{\omega_1 + \omega_2} \quad (3.18a)$$

$$\beta_q = 2 \lambda_q \frac{1}{\omega_1 + \omega_2} \quad (3.18b)$$

El uso de este esquema se expresa en un subamortiguamiento entre ω_1 y ω_2 y sobreamortiguamiento fuera del rango. Este esquema permite al modelo responder a la frecuencia predominante del movimiento sísmico sin experimentar un sobreamortiguamiento significativo.

El programa de computo GEOSOFTE emplea el esquema de una sola frecuencia y el QUAD4M utiliza el esquema de dos frecuencias.

3.2.4 AMORTIGUADORES IMPERFECTOS

Para evitar la reflexión de las ondas en la frontera de las mallas es necesario proveerla de adecuadas condiciones de contorno. Entre los procedimientos para modelar un medio semiinfinito a través de un modelo finito se tiene el sugerido por Lysmer y Kuhlemeyer (1969) conocido como contorno de transmisión imperfecta.

Este esquema puede ser interpretado como contornos viscosos conectados a los nudos 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 en 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 , masa del suelo y V , la velocidad de propagación de la onda.

Para problemas bidimensionales (Fig. 3.1) las condiciones de contorno están expresadas por :

$$\{\sigma\} = [V]\{D\} \quad (3.19a)$$

$$\{\sigma\} = [\sigma_{zz} \ \tau_{yz}]^T \quad (3.19b)$$

$$\{D\} = [w \ v]^T \quad (3.19c)$$

$$[V] = \begin{bmatrix} a\rho V_p & 0 \\ 0 & b\rho V_s \end{bmatrix} \quad (3.19d)$$

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 ondas P y S.
- w, 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. 3.2). A partir de estos resultados, se sugiere que $a = b = 1$, a pesar de que, conforme a la Fig. 3.2, 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 :

$$[C_e^B] = \int [N_i]^T [V] [N_i] ds \quad (3.20)$$

Donde :

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

Este tipo de esquema es utilizado por el programa GEOSOFTE.

3.3 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 (1969), 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.

Diversos investigadores como Seed e Idriss (1970), Seed et al. (1984) y Sun et al. (1988) entre otros, realizaron publicaciones relacionadas a dichas propiedades, para suelos granulares y cohesivos, con deformaciones compatibles. Estos resultados, en forma de curvas de variación del amortiguamiento y del módulo cortante, pueden ser incorporados en los programas de computo de acuerdo a los siguientes pasos :

- a. Los valores iniciales del módulo cortante y amortiguamiento son estimados para cada elemento finito. El módulo cortante puede ser evaluado de acuerdo a la relación empírica de Seed e Idriss (1970):

$$G = 21.7 K_2 \text{ Pa} \left(\frac{\sigma'_m}{\text{Pa}} \right) \quad (3.21)$$

Donde :

σ'_m : Tensión efectiva principal media.

Pa : Presión atmosférica.

En la ecuación 3.21 la influencia del índice de vacíos y de la amplitud de las deformaciones se expresa a través del coeficiente K_2 . Generalmente se considera un valor máximo de este coeficiente ($K_{2 \text{ max}}$) para deformaciones muy pequeñas de $10^{-4}\%$. La tensión principal media es calculada a partir de las tensiones finales resultantes de un análisis estático previo en condición de deformación plana de acuerdo a :

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_{xx} + \sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}}{3} \quad (3.22a)$$

$$\sigma'_{xx} = \nu (\sigma'_{yy} + \sigma'_{zz}) \quad (3.22b)$$

Donde :

$\sigma'_{xx}, \sigma'_{yy}, \sigma'_{zz}$: Tensiones efectivas estáticas.

ν : Coeficiente de Poisson del suelo.

- b. Utilizando estas propiedades se calcula la deformación cortante máxima en cada intervalo de tiempo para cada elemento.
- c. A partir de estos resultados se estiman las amplitudes de la deformación cortante efectiva en cada elemento. Cabe recordar que al igual que en el caso unidimensional la deformación cortante efectiva es igual al 75% de la deformación cortante máxima.
- d. Consultando las curvas 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.
- e. 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.
- f. El proceso se repite hasta que se produzca la convergencia.

3.4 APROXIMACIÓN POR EL MÉTODO DE VIGA DE CORTE

Una de las primeras aproximaciones de análisis dinámicos bidimensionales fue el método de viga de corte (Shear Beam Method) aplicada a presas de tierra por Mononobe et al. (1936). Esta aproximación ha sido revisada y extendida para cubrir una variedad de condiciones; como la realizada por Gazetas (1987). El método de viga de corte esta basado en la suposición de que la presa se deforma como una viga simple, produciéndose sólo desplazamientos horizontales. Hatanaka (1952) y otros investigadores han verificado la veracidad de esta suposición, al menos para condiciones de cimentación rígida. En este método se asume que los esfuerzos y

deformaciones son casi constantes a través de la estructura excepto en pequeñas zonas aguas arriba y aguas abajo donde decrecen hasta cero (Gazetas, 1987).

Considerando una presa homogénea e infinitamente larga como se muestra en la Fig. 3.3, se asume desplazamientos constantes a una profundidad dada, el desplazamiento relativo a la base $u(z,t)$ es independiente de x . La fuerza cortante resultante en la superficie superior de una porción de espesor dz es :

$$S_z(t) = \int_{x_u}^d \tau(x, z, t) dx \quad (3.23)$$

La correspondiente resultante de fuerzas cortantes en la superficie inferior es:

$$S_{z+dz}(t) = \int_{x_u}^d \left[\tau(x, z, t) + \frac{\partial \tau(x, z, t)}{\partial z} dz \right] dx \quad (3.24)$$

La fuerza inercial resultante actuante en la porción depende de la aceleración total y es :

$$I_z(t) = \rho \left[\ddot{u}(z, t) + \ddot{u}_b(t) \right] \frac{2Bz}{H} dz \quad (3.25)$$

Para el equilibrio en la dirección x se tiene :

$$S_{z+dz}(t) - S_z(t) = I_z(t) \quad (3.26)$$

Reemplazando 3.24 y 3.25 en 3.26 se tiene :

$$-\frac{\partial}{\partial z} \left[\int_{x_u}^d \tau(x, z, t) dx \right] dz = \rho \left[\ddot{u}(z, t) + \ddot{u}_b(t) \right] \frac{2Bz}{H} dz \quad (3.27)$$

Además :

$$\tau(x, z, t) = G(x, z, t) \gamma(x, z, t) \quad (3.28a)$$

$$\gamma(z, t) = \frac{\partial u(z, t)}{\partial z} \quad (3.28b)$$

Reemplazando las ecuaciones 3.28 en 3.27 se tiene :

$$\rho (\ddot{u} + \ddot{u}_b) = \frac{1}{z} \frac{\partial}{\partial z} \left[\bar{G}(z) z \frac{\partial u}{\partial z} \right] \quad (3.29)$$

Donde :

\bar{G} : Módulo de corte promedio.

El módulo de corte promedio está dado por :

$$\bar{G}(z) = \frac{1}{x_u + x_d} \int_{x_u}^{x_d} G(x, z) dx \quad (3.30)$$

Gazetas (1982) desarrolló soluciones para la ecuación de viga de corte 3.29 para el caso en que el módulo de corte se incrementa con respecto a la profundidad de acuerdo a :

$$G(z) = G_b \left(\frac{z}{H} \right)^m \quad (3.31)$$

Donde :

G_b : Módulo de corte promedio en la base de la presa.

Luego, la n-ésima frecuencia circular (asumiendo $h/H = 1$) esta representado por :

$$\omega_n = \frac{V_{ss}}{H} \frac{\beta_n}{8} (4 + m)(2 - m) \quad (3.32)$$

Donde :

V_{ss} : Velocidad promedio de la onda de corte del suelo de la presa.

β_n : n-ésima raíz de una relación de periodo.

m : Coeficiente o parámetro de rigidez.

Dakoulas y Gazetas (1985) tabularon los valores de β_n para los cinco primeros modos de vibración :

Tabla 3.1

Valores de de β_n para los cinco primeros modos de vibración

M	Modo de vibración (n)				
	1	2	3	4	5
0	2.404	5.520	8.654	11.792	14.931
½	2.903	6.033	9.171	12.310	15.451
4/7	2.999	6.133	9.273	12.413	15.544
2/3	3.142	6.283	9.525	12.566	15.708
1	3.382	7.106	10.174	13.324	16.471

El periodo fundamental está expresado por :

$$T_1 = \frac{16 \pi}{(4 + m)(2 - m)} \frac{H}{V_{ss}} \quad (3.33)$$

La forma de modo para la n-ésima frecuencia natural se puede calcular de las siguientes ecuaciones :

$$U_n(z) = \left(\frac{z}{H}\right)^{-m/2} J_q \left[\beta n \left(\frac{z}{H}\right)^{1-m/2} \right] \quad (3.34a)$$

$$q = \frac{m}{2 - m} \quad (3.34b)$$

$$J_q(x) = \sum_{k=0}^{\infty} \frac{(-1)^k}{k! \Gamma(q + k + 1)} \left(\frac{x}{2}\right)^{q+2k} \quad (3.34c)$$

Donde :

- $U_n(z)$: Forma de modo para la n-ésima frecuencia natural.
- $J_q(x)$: Función de Bessel de primer orden.
- $\Gamma(.)$: Función gamma.

La primera y segunda formas de modo son mostradas en la Fig. 3.4 para varios valores del parámetro de rigidez m. Cuando m se incrementa, el análisis de viga de corte produce un efecto caracterizado por una gran deformación cortante y alta aceleración cerca de la cresta de la presa en el segundo y más altos modos. Bajo movimientos fuertes, el comportamiento no lineal de los materiales de una estructura de tierra puede evitar el desarrollo de altas aceleraciones predichas por el análisis de viga de corte.

La aceleración en la cresta y en la base están relacionadas por la función de transferencia :

$$H(\omega) = \frac{\ddot{u}(z=0) + \ddot{u}_b}{\ddot{u}_b} = \frac{(a_0/2)}{\Gamma(q+1) J_q(a_0)} \frac{1}{i \alpha_z J_{q+1}(a_0)} \quad (3.35a)$$

$$a_0 = \frac{\omega H}{V_{ss}} \quad (3.35b)$$

$$\alpha_z = \frac{\rho_s V_{ss}}{\rho_r V_{sr}} \quad (3.35c)$$

Donde :

α_z : Relación de impedancia en la interfase suelo-roca.

Este método permite una rápida evaluación de la respuesta sísmica con razonables resultados. También puede ser usado conjuntamente con el método lineal equivalente para representar la respuesta no lineal.

3.5 COMPARACIÓN DE LOS ANÁLISIS BIDIMENSIONAL Y TRIDIMENSIONAL

La hipótesis de deformación plana es válida para presas de gran extensión sometidas a movimientos en su base. En el caso de presas construidas en valles estrechos, la configuración de éstas origina efectos de naturaleza tridimensional, incrementando las frecuencias naturales y haciendo que las formas de modo de desplazamiento sean más agudas a medida que el valle se estrecha.

Makdisi et al. (1982) realizaron comparaciones entre resultados obtenidos con modelos 2D y 3D en presas ubicadas en valles triangulares y rectangulares. Las comparaciones fueron representadas en términos de la frecuencia natural calculada por el análisis tridimensional en relación a la obtenida en el análisis de deformación plana (2D) para diferentes valores de la relación longitud de la cresta – altura (L/H). (Fig. 3.5).

Se observa que para relaciones $L/H \geq 5$, las frecuencias naturales de la presa en un valle son 5% mayores de los correspondientes para el caso de deformación plana, en cuanto que para valles triangulares las mismas son 30 a 40% mayores.

Para valores pequeños de L/H (2 a 3) las frecuencias naturales de las presas en valles triangulares llegan a ser de 60 a 80% mayores que las calculadas con un modelo de deformación plana.

En conclusión, se resalta que para presas localizadas en valles estrechos, los resultados obtenidos indican que los análisis de deformación plana (2D) no pueden simular correctamente el comportamiento de ésta, y en estos casos sería necesario ejecutarse un análisis 3D para obtener buenos resultados.

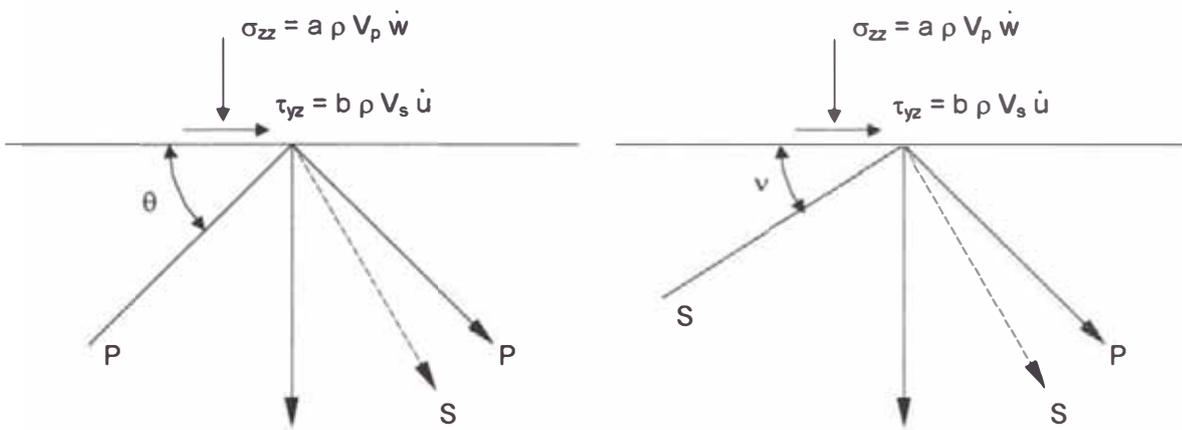


Fig. 3.1 : Modelo de contorno viscoso para ondas incidentes P y S (Lysmer et al., 1969)

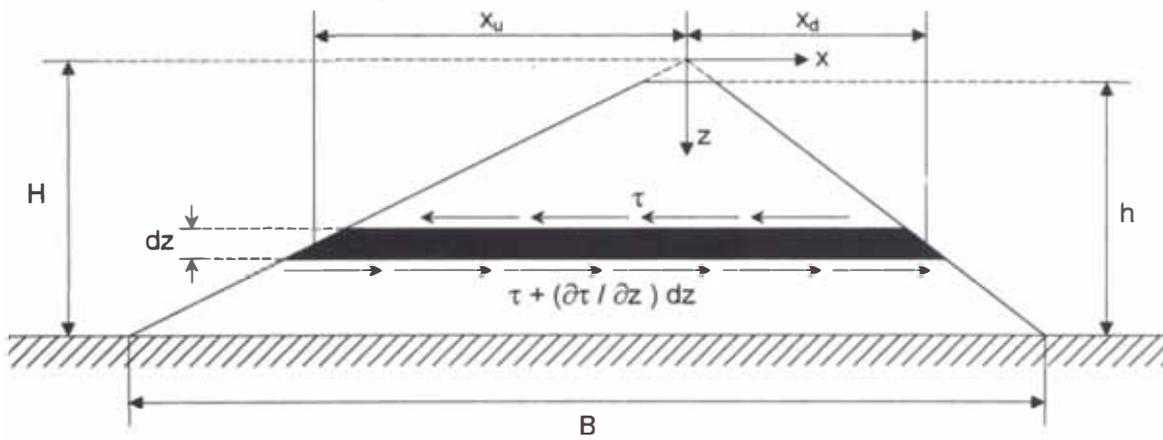
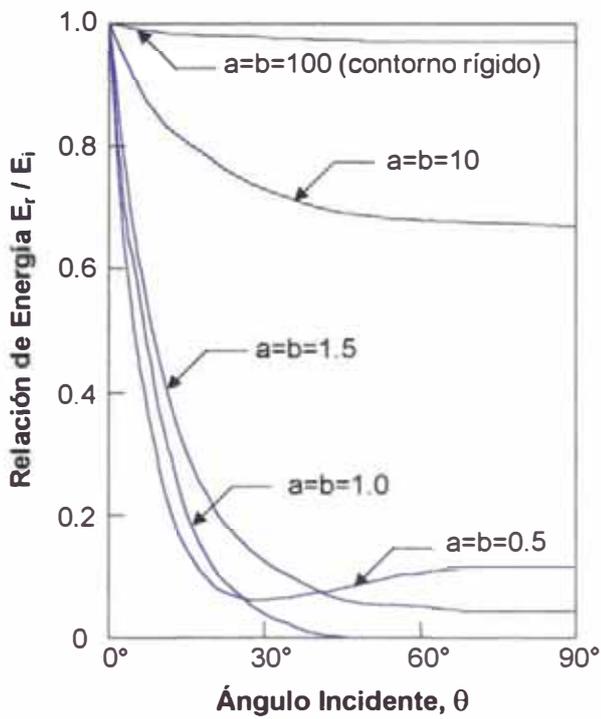
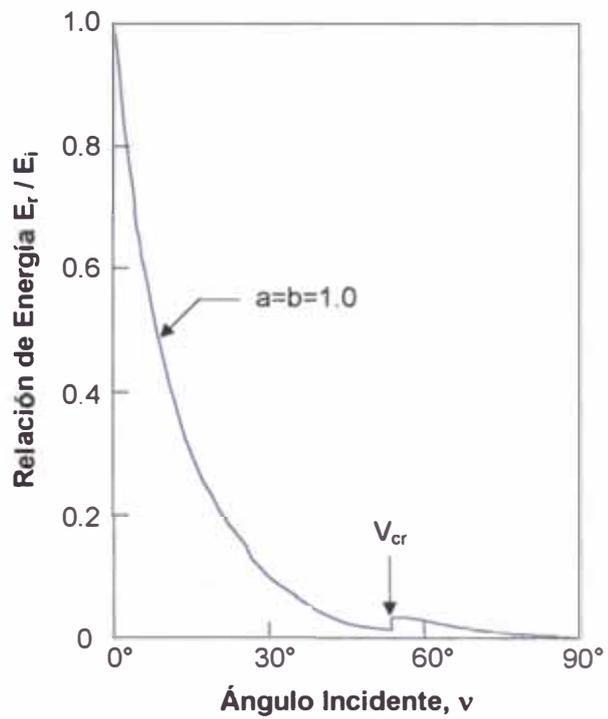


Fig. 3.2 : Presa de Tierra mostrando los esfuerzos cortantes actuantes en un elemento de espesor dz .

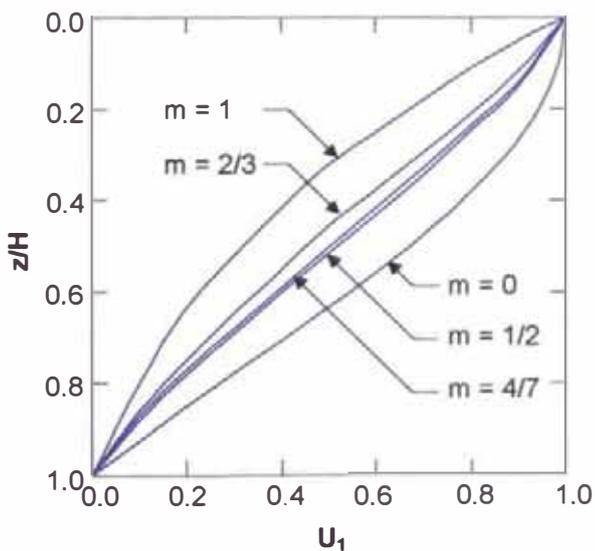


a. Relación de energía para onda incidente P

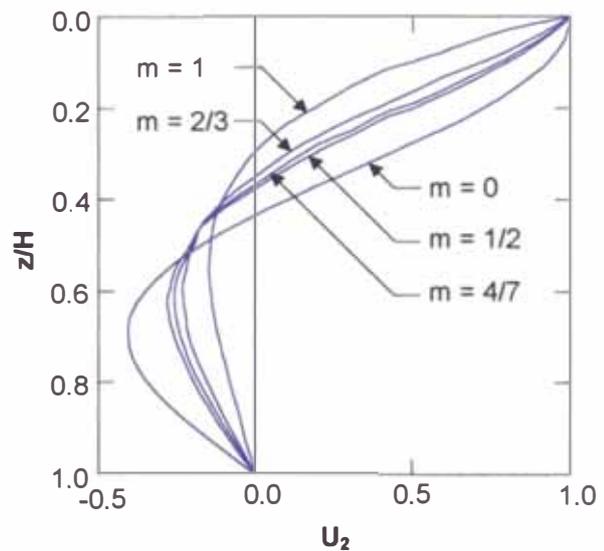


b. Relación de energía para onda incidente S

Fig. 3.3 : Relación de energía para ondas incidentes P y S (Lysmer et al., 1969)



(a)



(b)

Fig. 3.4 : Formas de modo para el (a) primer y (b) segundo modo de una presa de tierra (Dakoulas y Gazetas, 1985)

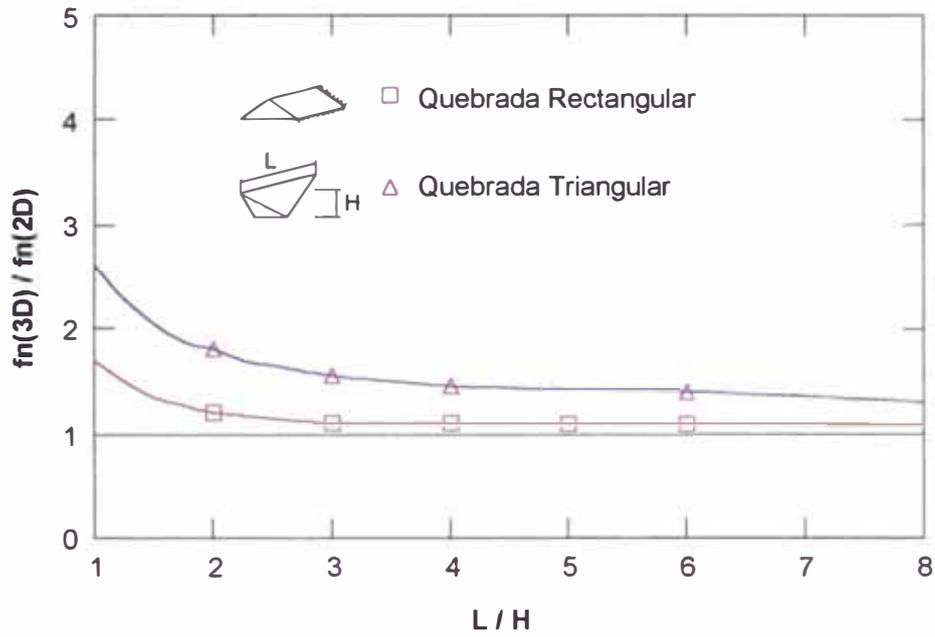


Fig. 3.5 : Comparación entre respuestas tridimensional (3D) y de deformación plana plana (2D) para presas ubicadas en quebradas triangulares y rectangulares (Makdisi et al., 1982).

CAPITULO 4

PROCEDIMIENTOS SIMPLIFICADOS PARA LA EVALUACION DE LA RESPUESTA SÍSMICA

4.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta en primer lugar un procedimiento simplificado para calcular la máxima aceleración en la cresta y el período natural de terraplenes que puede ser empleado en estructuras construidas de suelos granulares, arenas densas y suelos arcillosos. Para esto la estructura de tierra se asume homogénea y de longitud infinita. (Makdisi y Seed, 1977).

En segundo lugar se presenta un procedimiento simplificado para evaluar la respuesta sísmica de presas de tierra en 3D, es decir en presas de tierra ubicadas en quebradas triangulares. Este procedimiento considera el efecto de la geometría de la quebrada, las propiedades no lineales del material y la generación de la presión de poros (Xu, 1996).

Estos procedimientos están basados en el método de la viga de corte y tienen algunas simplificaciones.

4.2 PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PARA CALCULAR LA MÁXIMA ACELERACIÓN EN LA CRESTA Y EL PERÍODO NATURAL DE TERRAPLENES

Makdisi y Seed (1977) desarrollaron un procedimiento simplificado para la evaluación de la aceleración máxima en la corona y el período natural de un terraplén debido a una carga sísmica. Este procedimiento permite, a través de iteraciones, el empleo de propiedades del material que dependen de la deformación.

4.2.1 EVALUACIÓN DE LAS PROPIEDADES INICIALES

Se considera la sección máxima de la presa mostrada en la Fig. 4.1a, con altura H ; máxima velocidad de onda de corte V_{\max} y una densidad de masa ρ . La sección se asume que es homogénea y de longitud infinita. El módulo de corte máximo, G_{\max} , se relaciona a la máxima velocidad de ondas de corte, V_{\max} , por la siguiente expresión:

$$G_{\max} = \rho V_{\max}^2 \quad (4.1)$$

Para la primera iteración del cálculo se asume un valor inicial del módulo de corte, G , y se determina la relación G/G_{\max} . De la Fig. 4.1b se determinan los valores de deformación cortante γ_{ave} y amortiguamiento λ . Existen diversas investigaciones con respecto a este punto (Seed e Idriss, 1970; Seed et al., 1984; Sun et al., 1988; entre otros).

4.2.2 CÁLCULO DE LA ACELERACIÓN MÁXIMA Y EL PERÍODO NATURAL

De la derivación del desplazamiento de la teoría de viga de corte de una sección de la presa con las propiedades descritas anteriormente, la expresión de la aceleración en cualquier nivel, y en función del tiempo es :

$$\ddot{u}(z,t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 J_0(\beta_n z/H) \omega_n V_n(t)}{\beta_n J_1(\beta_n)} \quad (4.2)$$

Además :

$$\omega_n = \frac{\beta_n V_s}{H} \quad (4.3)$$

$$V_s = \frac{\rho}{G} \quad (4.4)$$

Donde :

- J_0, J_1 : Funciones de Bessel de primera clase de orden 0 y 1.
- β_n : Valor cero de la ecuac. de frecuencia $J_0=(wh\sqrt{\rho/G})=0$
- ω_n : Frecuencia natural del modo n-ésimo.
- V_s : Velocidad de la onda de corte.

$V_n(t)$: Integral de Duhammel.

La ecuación de Duhammel, $V_n(t)$, está dada por la expresión :

$$V_n = \int_0^t \ddot{u}_g e^{-\lambda_n \omega_n (t-\tau)} \sin[\omega_{dn} (t - \tau)] dt \quad (4.5)$$

Donde :

ω_{dn} : ω_n para valores pequeños de λ_n . ($\approx \omega_n \sqrt{1-\lambda_n}$)

λ_n : Fracción de amortiguamiento crítico.

Luego :

$$\ddot{u}(z, t) = \sum_{n=1}^{\infty} \phi_n(z) \omega_n V_n(t) \quad (4.6)$$

Además :

$$\phi_n(z) = \frac{2 J_0(\beta_n z / H)}{\beta_n J_1(\beta_n)} \quad (4.7)$$

Donde :

$\phi_n(z)$: Factor de participación modal.

Considerando los tres primeros modos de vibración, los valores correspondientes a β_n son siempre: $\beta_1=2.40$, $\beta_2=5.25$, $\beta_3=8.65$ y los valores correspondientes de las primeras frecuencias naturales son :

$$\omega_1 = 2.40 V_s / H \quad (4.8a)$$

$$\omega_2 = 5.52 V_s / H \quad (4.8b)$$

$$\omega_3 = 8.65 V_s / H \quad (4.8c)$$

En la corona de la presa, $z = 0$, y los valores correspondientes de los factores de participación modal $\phi_n(0)$ para los tres primeros modos están dados por :

$$\phi_1(0) = 1.60 \quad (4.9a)$$

$$\phi_2(0) = 1.06 \quad (4.9b)$$

$$\phi_3(0) = 0.86 \quad (4.9c)$$

El valor de la aceleración en la corona para cada modo está dado por la expresión :

$$\ddot{u}_n(0, t) = \phi_n(0) \omega_n V_n(t) \quad (4.10)$$

Y el valor máximo de la aceleración de la corona en cada modo está dado por :

$$\ddot{u}_{n \max} = \phi_n(0) \omega_n S_{vn} \quad (4.11)$$

Donde :

S_{vn} : Velocidad espectral.

S_{vn} es el máximo valor de $V_n(t)$, y es función de ω_n , λ_n y las características del movimiento del terreno $\ddot{u}_g(t)$. Para valores pequeños de λ_n , la aceleración espectral S_{an} es aproximadamente igual a $\omega_n S_{vn}$, por lo que la expresión para la aceleración máxima en la corona para cada modo puede escribirse como :

$$\ddot{u}_{n \max} = \phi_n(0) S_{an} \quad (4.12)$$

El valor de S_{an} es función de ω_n y λ_n , está disponible fácilmente para la mayoría de registros sísmicos.

La aceleración máxima en la corona para los tres primeros modos está dada por :

$$\ddot{u}_{1 \max} = \phi_1(0) S_{a1} = 1.60 S_{a1} \quad (4.13a)$$

$$\ddot{u}_{2 \max} = \phi_2(0) S_{a2} = 1.06 S_{a2} \quad (4.13b)$$

$$\ddot{u}_{3 \max} = \phi_3(0) S_{a3} = 1.60 S_{a3} \quad (4.13c)$$

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

$$\ddot{u}_{\max} = \sqrt{\sum_{n=1}^3 (\ddot{u}_{n \max})^2} \quad (4.14)$$

Por lo tanto, habiendo determinado el de V_s y λ en el primer paso, se emplea las ecuaciones 4.8 para determinar los valores correspondientes de las tres primeras frecuencias naturales. Estas se emplean luego en la Fig. 4.1c para determinar los valores correspondientes de la aceleración espectral, y con las ecuaciones 4.13 y 4.14 se calcula el valor de la aceleración máxima en la corona.

4.2.3 CÁLCULO DE LA DEFORMACIÓN CORTANTE PROMEDIO

Para estimar la deformación compatible con las propiedades del material, debe determinarse una expresión para la deformación cortante promedio en la sección total. De la teoría de rebanadas de corte, la expresión para la deformación cortante a cualquier nivel en el terraplén como función del tiempo está dada por :

$$\gamma(z,t) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 J_1(\beta_n z/H)}{H \omega_n J_1(\beta_n)} V_n(t) = \frac{h}{V_s^2} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{2 J_1(\beta_n z/H)}{\beta_n^2 J_1(\beta_n)} \omega_n V_n(t) \quad (4.15)$$

Luego :

$$\gamma(z,t) = \frac{H}{V_s^2} \sum_{n=1}^{\infty} \phi'_n \omega_n V_n(t) \quad (4.16)$$

Además :

$$\phi'_n(z) = \frac{2 J_1(\beta_n z/H)}{\beta_n^2 J_1(\beta_n)} \quad (4.17)$$

Donde :

$\phi'_n(z)$: Factor de participación modal de deform.cortante.

La variación de ϕ'_n con la profundidad para los tres primeros modos (Martin, 1965) se muestra en la Fig. 4.2. Considerando las contribuciones pequeñas de los modos altos comparadas con el primer modo en toda la profundidad, es suficiente para propósitos prácticos, considerar la contribución del primer modo en el cálculo de la deformación cortante promedio. Por lo tanto, de la ecuación 4.16, la expresión para la deformación cortante máxima a cualquier nivel, puede escribirse como :

$$\gamma_{\max}(z) = \frac{H}{V_s^2} \phi'_1(z) S_{a1} \quad (4.18)$$

Donde :

ϕ'_1 : Factor de participación del primer modo (Fig. 4.2).

S_{a1} : Aceleración espectral correspondiente ω_1 .

La deformación cortante máxima promedio para la sección total puede determinarse mediante el cálculo de un valor promedio $(\phi'_1)_{ave}$ del primer factor de participación modal según la Fig. 4.2 :

$$(\phi'_1)_{ave} = \frac{1}{5}(0.38 + 0.41 + 0.35 + 0.24 + 0.10) \approx 0.30 \quad (4.19)$$

$$(\gamma_{ave})_{max} = \frac{H}{V_s^2} (\phi'_1)_{ave} S_{al} \quad (4.20)$$

Asumiendo que la deformación cortante equivalente cíclica es aproximadamente el 65% de la deformación cortante promedio máxima $(\gamma_{ave})_{max}$, luego :

$$(\gamma_{ave})_{eq} = 0.65 \times 0.30 \times \frac{H}{V_s^2} S_{al} \quad (4.21)$$

Habiendo obtenido un nuevo valor para la deformación cortante promedio de la ecuación 4.21, un nuevo conjunto de valores de módulo y amortiguamiento puede determinarse de la Fig. 4.1b. si estos valores son diferentes de aquellos asumidos en el primer paso, debe realizarse una nueva iteración comenzando en el segundo paso, debiendo repetirse el proceso hasta obtener propiedades compatibles con la deformación.

4.3 PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PARA EVALUAR LA RESPUESTA SISMICA DE PRESAS DE TIERRA EN 3D

Makdisi y Seed (1977) elaboraron un procedimiento simplificado para evaluar la respuesta de terraplenes, éste puede ofrecer una evaluación de la máxima aceleración inducida en la cresta y el período natural de una presa en 2D con suficiente aproximación para propósitos prácticos. El método permite, a través de iteraciones, el uso de las propiedades que dependen de la deformación, pero no toma en cuenta la generación de la presión de poros durante el sismo, ni las condiciones de borde en 3D para presas de tierra en cañones triangulares. Xu (1996) desarrolló un procedimiento que si toma en cuenta dichas características.

4.3.1 CÁLCULO DE LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CRESTA Y EL PERÍODO NATURAL.

La Fig. 4.3 muestra la sección longitudinal y la sección transversal de la presa, las cuales se asumen que son simétricamente triangulares. También se asume que :

- Las paredes del cañón son perfectamente rígidas.
- La dirección del movimiento es horizontal y paralela a las paredes del cañón y no hay desplazamientos en otra dirección.
- La presa es homogénea y los materiales son linealmente elásticos.
- La interacción entre el agua en el reservorio y la presa es despreciable.
- Sólo la deformación cortante se tomará en cuenta.

Luego la aceleración $\ddot{u}(y,z,t)$ en cualquier punto de la presa puede ser aproximadamente :

$$\ddot{u}(y, z, t) \approx \ddot{u}_1(y, z, t) = \eta_1 \phi_1(y, z) \omega_1 V_1(t) \quad (4.22)$$

$$\phi_1 = \frac{1}{H^4} \left(y + \frac{2Hz}{L} \right) \left(y - \frac{2Hz}{L} \right) \left(y - 2H + \frac{2Hz}{L} \right) \left(y - 2H - \frac{2Hz}{L} \right) \quad (4.23)$$

$$\omega_1 = \frac{V_s}{H} \sqrt{\frac{45}{4} + 20 \frac{H^2}{L^2}} \quad (4.24)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (4.25)$$

Donde :

- ϕ_1 : Factor de participación del primer modo.
- ω_1 : Primera frecuencia natural.
- L : Longitud de la cresta de la presa.
- H : Altura de la presa.
- V_s : Velocidad de onda de corte.
- ρ : Densidad del material.
- $V_1(t)$: Integral de Duhammel.

En la ecuación 4.22 los efectos de los modos más altos han sido despreciados.

La integral de Duhammel, $V_1(t)$, está dada por la expresión :

$$V_1(t) = \int \ddot{u}_g e^{-\lambda_1 \omega_1 (t-\tau)} \sin \omega'_1 (t-\tau) dt \quad (4.26)$$

Además :

$$\omega'_1 = \omega_1 \sqrt{1 - \lambda_1^2} \approx \omega_1 \quad (4.27)$$

$$\eta_1 = \frac{\int_0^t \int_0^{t/2} \phi_1(H-y) dz dy}{\int_0^t \int_0^{t/2} \phi_1^2(H-y) dz dy} = 1.839 \quad (4.28)$$

Donde :

- ω'_1 : Valor de ω_1 para pequeños valores de λ_1 .
- λ_1 : Fracción de amortiguamiento crítico del primer modo.
- \ddot{u}_g : Aceleración del cañón rígido en la dirección x.
- t : Tiempo
- η_1 : Coeficiente de participación del primer modo.

Los subíndices "1" de los símbolos ω_1 , ω'_1 , λ_1 , ϕ_1 , \ddot{u}_1 , V_1 , ... serán omitidos en lo siguiente, para simplificar las ecuaciones.

En la cresta de la sección transversal central de la presa, $y=H$, $z=0$, $\phi_1(H,0)=1$. El valor de la aceleración en la cresta de esta sección puede obtenerse por la expresión :

$$\ddot{u} \approx \eta \phi(H,0) \omega V(t) \quad (4.29)$$

Y el máximo valor de la aceleración en la cresta de la sección transversal central es :

$$\ddot{u}_{max} \approx \eta \phi(H,0) \omega S_v \approx \eta S_a \quad (4.30)$$

Donde :

- S_v : Velocidad espectral

Esta velocidad espectral, S_v , es el máximo valor de $V(t)$ y es función de ω , λ , y de las características del movimiento del terreno \ddot{u}_g . Para valores pequeños de λ la aceleración espectral S_a es aproximadamente igual a $\omega.S_v$.

En la cresta de la sección transversal $\pm L/4$ de la presa, $y=H$, $z=\pm L/4$, $\phi_1(H,\pm L/4)=0.563$, y el máximo valor de la aceleración en la cresta será :

$$\ddot{u}_{\max} \approx \eta \phi(H,\pm L/4) \omega S_v \approx 0.563 \eta S_a \quad (4.31)$$

4.3.2 DETERMINACION DE LA DEFORMACION CORTANTE PROMEDIO Y EL ESFUERZO CORTANTE PROMEDIO.

Para estimar la deformación compatible con las propiedades del material, una expresión para la deformación cortante promedio para el cuerpo de la presa debe ser determinada. De la teoría de rebanadas de corte, la expresión para la deformación cortante en cualquier punto de la presa es una función del tiempo y está dada por :

$$\gamma_{yx}(y,z,t) = \eta \frac{H^2}{V_s^2} \frac{4L^2}{45L^2 + 80H^2} \phi'_y(y,z) \omega V(t) \quad (4.32)$$

Además :

$$\phi'_y = \frac{1}{H^4} \left(4y^3 - 12Hy^2 + 8H^2y - 16 \frac{H^2}{L^2} yz^2 + 16 \frac{H^3}{L^2} z^2 \right) \quad (4.33)$$

Donde :

ϕ'_y ; Primera derivada de la función ϕ_y .

Luego de la ecuación 4.32 la deformación cortante máxima en cualquier punto puede ser escrito como :

$$\gamma_{yx \max} = \eta \frac{H^2}{V_s^2} \frac{4L^2}{45L^2 + 80H^2} \phi'_y(y,z) S_a \quad (4.34)$$

La deformación cortante máxima para el cuerpo de la presa puede ser determinada por un valor promedio $(\phi'_y)_{ave}$ de $\phi'_y(y,z)$ en la Fig. 4.4, de la cuál el

$$(\gamma_{yx \text{ ave}})_{\max} = \eta \frac{H^2}{V_s^2} \frac{4L^2}{45L^2 + 80H^2} (\phi'_y)_{ave} S_a \quad (4.35)$$

valor promedio $(\phi'_y)_{ave} \cong 1.02/H$. La máxima deformación cortante promedio en la presa está dada por :

Asumiendo la deformación cortante cíclica equivalente es aproximadamente el 65% de la máxima deformación promedio $(\gamma_{yx\ ave})_{\max}$. Luego :

$$(\gamma_{yx\ ave})_{eq} = 0.65 \times 1.02 \eta \frac{H^2}{V_s^2} \frac{4 L^2}{45 L^2 + 80 H^2} S_a \quad (4.36)$$

Y el esfuerzo cortante cíclico equivalente puede ser expresado como :

$$(\gamma_{yx\ ave})_{eq} = G(\gamma_{yx\ max})_{eq} \quad (4.37)$$

4.3.3 EVALUACIÓN DE LAS PROPIEDADES INICIALES BÁSICAS

Asumiendo al suelo como un sólido visco-elástico, las siguientes relaciones para el módulo de corte y razón de amortiguamiento (Hardin et al., 1972) pueden ser usadas :

$$G = \frac{G_{\max}}{1 + \gamma_h} \quad (4.38)$$

$$\lambda = \lambda_{\max} \frac{\gamma_h}{1 + \gamma_h} \quad (4.39)$$

En las cuales :

$$G = 21.7 K_2 \text{ Pa} \left(\frac{\sigma'_m}{\text{Pa}} \right) \quad (4.40)$$

$$\gamma_h = \frac{\gamma}{\gamma_t} \left[1 + a e^{-b \frac{\gamma}{\gamma_t}} \right] \quad (4.41)$$

$$\gamma_t = \frac{\tau_{\max}}{G_{\max}} \quad (4.42)$$

Donde :

- γ : Amplitud de la deformación cortante dinámica.
- τ_{\max} : Resistencia cortante.
- K_2 : Coeficiente del módulo cortante..
- λ_{\max} , a, b: Parámetros relacionados con el tipo de suelo y frecuencia de carga.
- Pa : Presión atmosférica.

4.3.4 ESTIMACIÓN DE LA PRESIÓN DE POROS

La presión de poros generada durante un sismo está dada por la fórmula de Seed :

$$\rho_g = \frac{2 \sigma'_v}{\pi} = \arcsin \left(\frac{N}{N_L} \right)^{1/2\theta} \quad (4.43)$$

Donde :

- ρ_g : Presión de poros generada.
- σ'_v : Esfuerzo efectivo inicial.
- N : Número de ciclos de carga.
- N_L : Número de ciclos para causar licuación.
- θ : Constante.

4.3.5 PROCEDIMIENTO DE CÁLCULO

El procedimiento de cálculo es el siguiente :

- a. Determinación de los esfuerzos efectivos verticales y horizontales.
- b. De acuerdo a los esfuerzos efectivos verticales promedio en la presa y la curva relación de esfuerzos cortantes vs. los ciclos de licuación, y asumiendo un esfuerzo cortante promedio $\tau_{yx \max}$, el número de ciclos de licuación N_L pueden ser obtenidos. La Tabla No 4.1 muestra los valores de un número equivalente de ciclos, N_{eq} , para diferentes magnitudes de sismo.

Tabla 4.1
Número de Ciclos Equivalentes (N_{eq})

Magnitud	5.5 – 6.0	6.5	7.0	7.5	8.0
N_{eq}	5	8	12	20	30

- c. Después de que N_L y N_{eq} son obtenidos, la presión de poros generada, ρ_g , puede ser determinado por la ecuación 4.43.
- d. Cuando ρ_g y el esfuerzo efectivo principal inicial σ'_{m0} en la presa son conocidos, el esfuerzo efectivo principal σ'_m puede ser calculado como:

$$\sigma'_m = \sigma'_{m0} - \rho_g \quad (4.44)$$

y luego el módulo cortante máximo G_{max} se obtiene a partir de la ecuación 4.40.

- e. Asumiendo la deformación cortante $\gamma_{yx\ ave}$, y basándose en las fórmulas de τ_{max} y G_{max} , los valores de γ_t , γ_h , etc. pueden ser calculados y luego G , λ determinados. Para suelos arenosos:

$$\tau_{max} = \sigma'_m \sin \varphi \quad (4.45)$$

Donde :

φ : Ángulo de fricción interna del suelo.

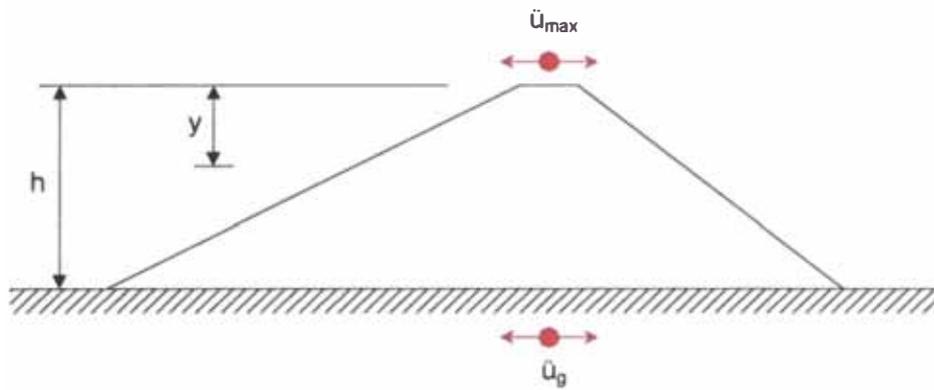
- f. Cálculo de la velocidad de onda de corte.

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (4.46)$$

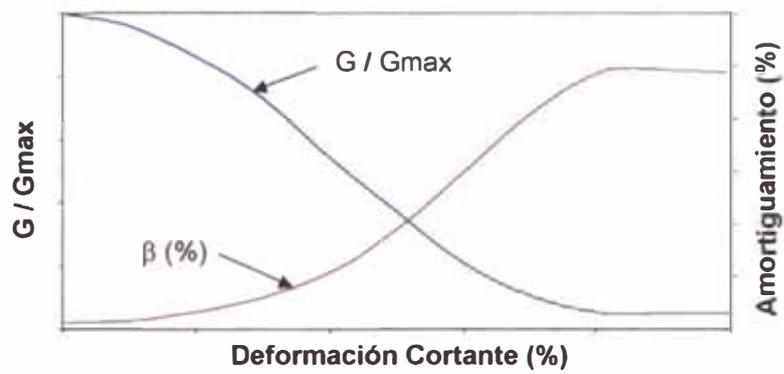
- g. Cálculo de la primera frecuencia natural ω y el período natural T .

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (4.47)$$

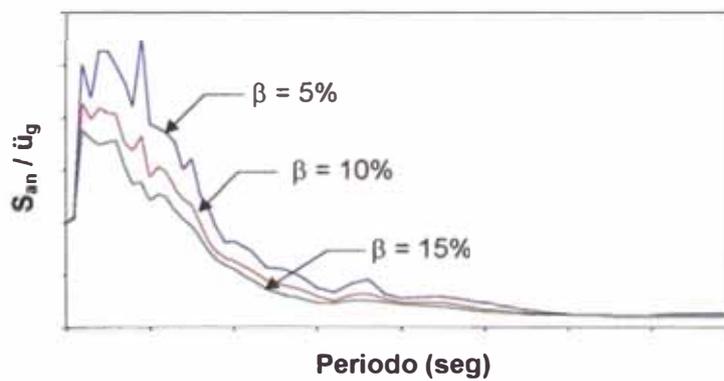
- h. Cálculo de S_a que puede ser determinado del espectro de respuesta. Luego la aceleración máxima en la cresta de la sección central puede ser calculado por las ecuaciones 4.30 y 4.31.
- i. Cálculo del valor de la deformación cortante promedio $(\gamma_{yx\ ave})_{eq}$ por la ecuación 4.36 y el esfuerzo cortante promedio $(\tau_{yx\ ave})_{eq}$ por la ecuación 4.37.
- j. Si los valores obtenidos en el paso anterior son parecidos a los asumidos la iteración termina. Si no los pasos b al i se repetirán hasta que la condición de convergencia sea satisfecha.



a. Sección de Presa Homogénea.



b. Propiedades del suelo dependientes de la deformación.



c. Espectro de respuesta de aceleración.

Fig. 4.1 : Cálculo de la máxima aceleración en la corona y periodo natural.

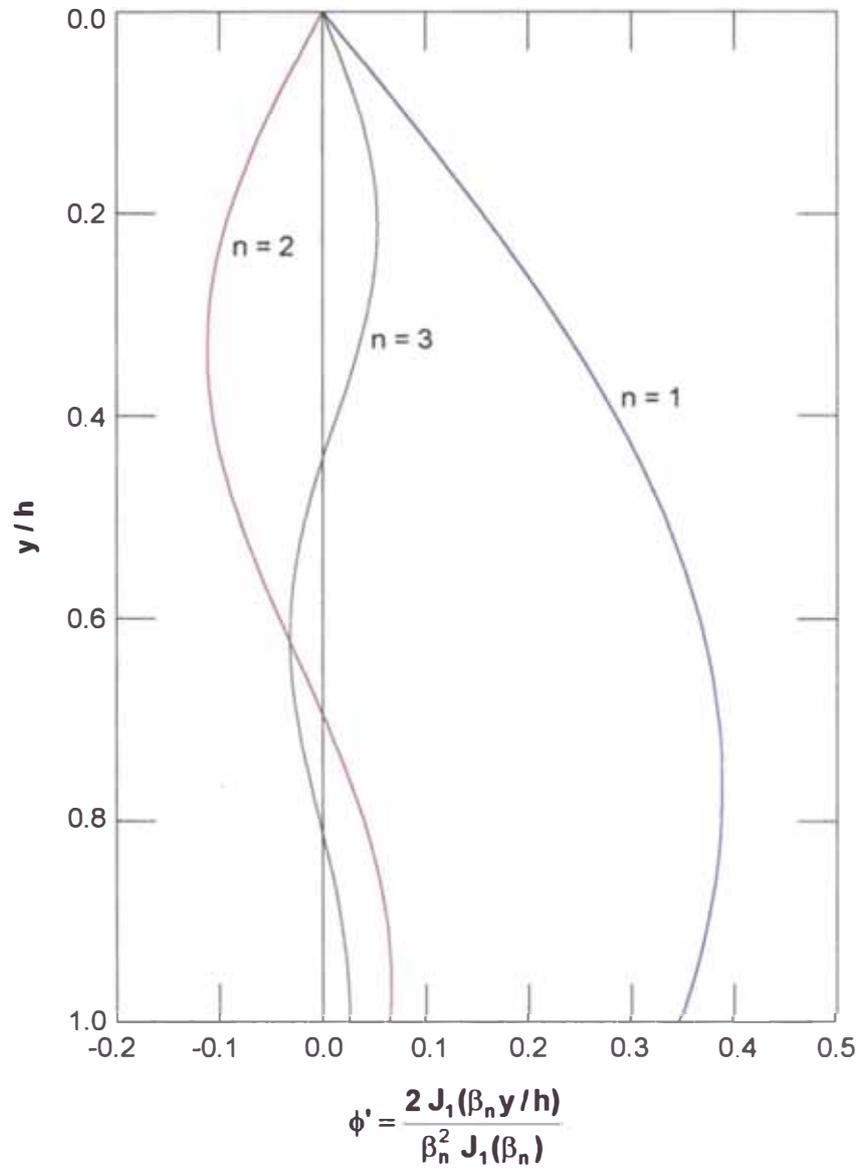


Fig. 4.2 : Variación de factores de participación modal de deformación cortante con la profundidad (Martin, 1965)

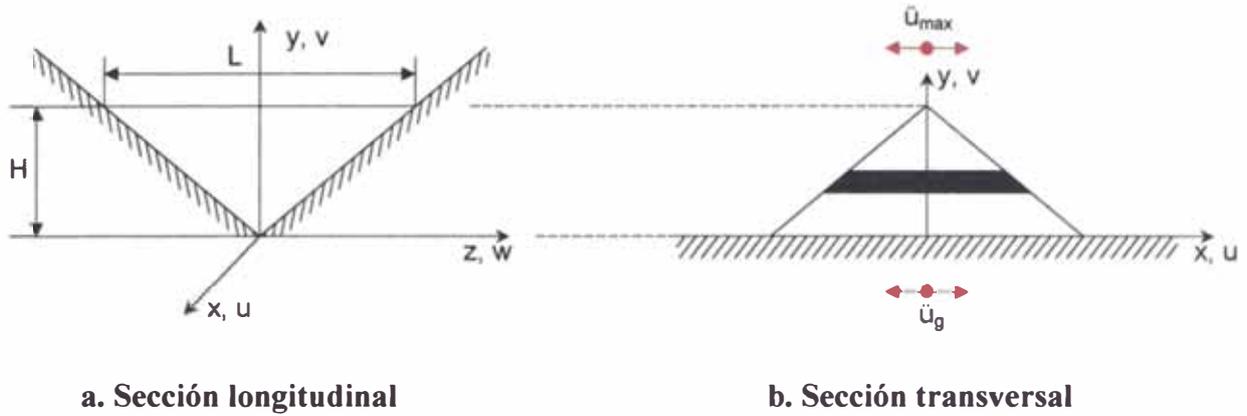


Fig. 4.3 : Presa de tierra en quebradas triangulares.

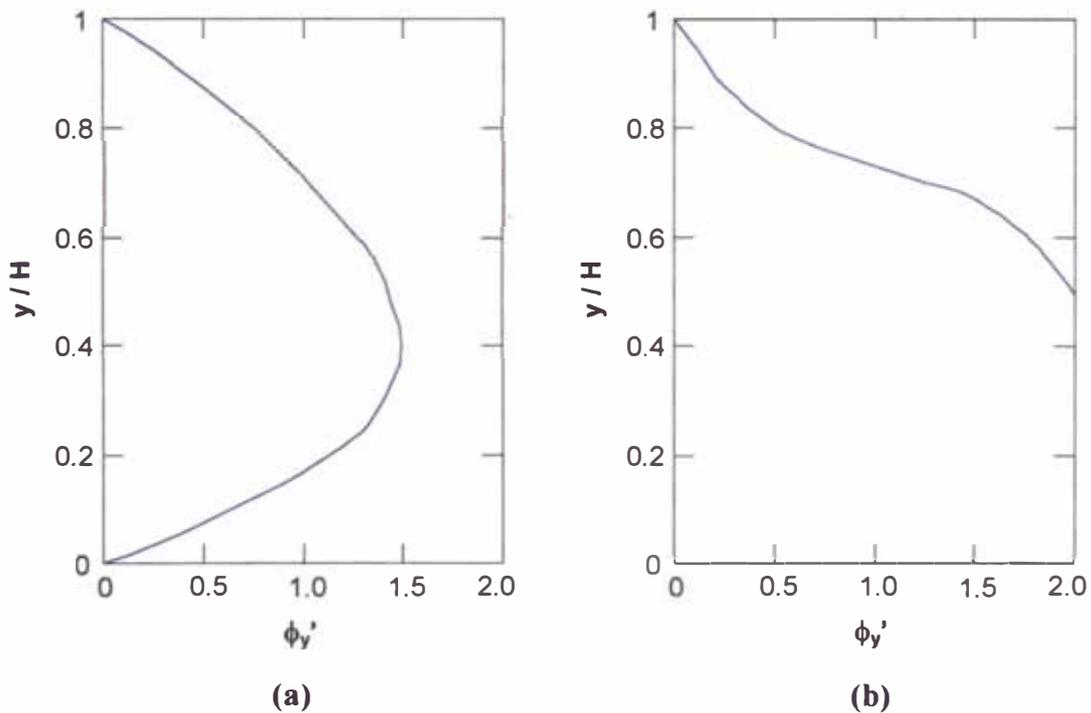


Fig. 4.4 : Variación de factor de participación de deformación cortante para el primer modo con la profundidad en la (a) sección central y en la (b) sección a $L/4$ del eje. (Xu, 1996)

CAPITULO 5

ESTABILIDAD SÍSMICA DE ESTRUCTURAS DE TIERRA

5.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se muestran los principales procedimientos y métodos utilizados para analizar la estabilidad sísmica de estructuras de tierra.

En primer lugar se describe el procedimiento de evaluación pseudo-estática que es usado para el cálculo del factor de seguridad con un coeficiente sísmico. Luego se presentan algunos métodos para determinar las deformaciones permanentes inducidas por sismos en estructuras de tierra. Estos nos da una información más conveniente de la estabilidad sísmica del talud.

5.2 EVALUACIÓN PSEUDO-ESTÁTICA

El método de evaluación más usada en el análisis sísmico de estructuras de tierra es 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 , 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.

Como se indicó en el Capítulo 1, uno de los mayores problemas en este método es la elección del coeficiente sísmico K . 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. En la Fig. 1.7 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. Estos coeficientes pueden ser usados en cualquier tipo de estructura de tierra.

Entre los diversos métodos pseudo-estáticos de equilibrio límite que existen, se tiene al Método de Bishop el cuál es uno de los más usados por los diseñadores geotécnicos para estructuras de tierra. Este método tiene como base las siguientes hipótesis :

- a. El mecanismo de falla es circular.
- b. La fuerza de corte entre dovelas es nula.
- c. La fuerza normal actúa en el punto medio de la base de la dovela.
- d. Para cada dovela se satisface el equilibrio de fuerzas verticales, pero no así el equilibrio de fuerzas horizontales, ni el equilibrio de momentos.
- e. Para la masa total deslizante se satisface el equilibrio de fuerzas verticales y de momentos, más no el equilibrio de fuerzas horizontales.

De la Fig. 5.1 se obtiene :

$$\sum FV_i = 0$$

$$- W_i + (\bar{N}_i + u_i L_i) \cos \alpha_i + T_i \operatorname{sen} \alpha_i = 0 \quad (5.1)$$

Donde :

$$T_i = \frac{1}{FS} (\bar{c}_i L_i + \bar{N}_i \operatorname{tg} \bar{\phi}) \quad (5.2)$$

Además :

$$L_i = b_i \sec \alpha_i \quad (5.3)$$

Reemplazando la ecuación 5.3 en 5.2 se obtiene :

$$T_i = \frac{1}{FS} (\bar{c}_i b_i \sec \alpha_i + \bar{N}_i \operatorname{tg} \bar{\phi}) \quad (5.4)$$

Luego sustituyendo la ecuación 5.4 en 5.1 y despejando N_i , se tiene :

$$\bar{N}_i = \frac{W_i - u_i b_i - \frac{\bar{c}_i b_i \operatorname{tg} \alpha_i}{FS}}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \bar{\phi} \operatorname{sen} \alpha_i}{FS}} \quad (5.5)$$

Las fuerzas normales entre dovelas E_i , no producen momentos con respecto al centro del arco por ser fuerzas internas. Se traslada la fuerza KW_i a la base de la dovela y se aplica el par de transporte de sentido contrario.

$$\begin{aligned} \sum M (\text{centro del arco circular}) &= 0 \\ R \sum W_{1i} \sin \alpha_i + KR \sum W_{2i} \cos \alpha_i - \sum KW_{2i} \frac{h_i}{2} &= \\ &= R \frac{1}{FS} \sum (\bar{c}_i b_i \sec \alpha_i + \bar{N}_i \operatorname{tg} \phi) \end{aligned} \quad (5.6)$$

Despejando FS se tiene :

$$FS = \frac{\sum (\bar{c}_i b_i \sec \alpha_i + \bar{N}_i \operatorname{tg} \phi)}{\left(\sum W_{1i} \sin \alpha_i + K \sum W_{2i} \cos \alpha_i - \frac{K}{2R} \sum W_{2i} h_i \right)} \quad (5.7)$$

Sustituyendo la ecuación 5.5 en 5.7 :

$$FS = \frac{\sum (\bar{c}_i b_i + (W_{2i} - u_i b_i) \operatorname{tg} \phi)}{\left(\sum W_{1i} \sin \alpha_i + K \sum W_{2i} \cos \alpha_i - \frac{K}{2R} \sum W_{2i} h_i \right) \left(1 + \frac{\operatorname{tg} \phi \operatorname{tg} \alpha_i}{FS} \right)} \quad (5.8)$$

Donde :

FS	:	Factor de seguridad.
W_{1i}	:	Peso de la dovela, usando el peso unitario sumergido.
W_{2i}	:	Peso de la dovela, usando el peso unitario in situ.
ϕ, c	:	Parámetros de resistencia al corte.
b_i	:	Ancho de la dovela.
u_i	:	Presión de poros.
α_i	:	Ángulo de la dovela con la horizontal.
h_i	:	Ángulo de la dovela con la horizontal.
R	:	Altura de la dovela.
K	:	Coefficiente sísmico.

La ecuación 5.8 se resuelve por iteraciones hasta alcanzar la convergencia en el cálculo del factor de seguridad.

En la Tabla 5.1 se presentan los factores de seguridad mínimos propuestos por el US Corps of Engineers para presas de tierra.

Tabla 5.1
Factores de Seguridad Mínimos para el Análisis de Estabilidad en Presas de Tierra (US Corps of Engineers)

Condición	Talud Aguas Arriba	Talud Aguas Abajo
I. Al Final de la Construcción Para presas de más de 15 m	1.30 1.40	1.30 1.40
II. Infiltración Constante	---	1.50
III. Desembalse Rápido	1.50	---
IV. Sismo : Sólo condiciones I y II	1.00	1.00

La evaluación pseudo-estática tiene limitaciones. Las estructuras de tierra se comportan como cuerpos deformables y su respuesta a la excitación sísmica depende de los materiales de la estructura, de la geometría, de la naturaleza del movimiento, etc., como se evidenció en ensayos a escala natural y en las observaciones de la respuesta durante los sismos pasados.

Otro inconveniente, es que las fuerzas de inercia horizontales no actúan permanentemente en una dirección, por lo contrario, fluctúa tanto en magnitud como en dirección. Así mismo, que el factor de seguridad se torne menor que la unidad, el talud no sufrirá 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 deslizamientos 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.

5.3 PROCEDIMIENTOS PARA EVALUAR DEFORMACIONES PERMANENTES INDUCIDAS POR SISMOS

El método de análisis pseudo-estático, como todos los métodos de equilibrio límite, provee un índice de estabilidad (factor de seguridad) pero no información de las deformaciones asociadas con la falla del talud. Puesto que la utilidad de un talud después de un sismo es controlado por deformaciones, análisis que predicen desplazamientos en el talud nos dan una información más conveniente de la estabilidad sísmica del talud. En los siguientes acápites se detallará los más usuales para evaluar estas deformaciones inducidas por los sismos.

5.3.1 MÉTODO DE NEWMARK

Como la aceleración varía con el tiempo, el factor de seguridad pseudo-estático también lo hará, si las fuerzas de inercia actuantes en la masa de falla potencial (estáticas y dinámicas) son mayores que las fuerzas resistentes, el factor de seguridad disminuirá su valor hasta ser menor que la unidad. Newmark (1965) consideró el comportamiento de un talud bajo tales condiciones. Cuando el factor de seguridad es menor que la unidad, la masa de falla potencial no estará más en equilibrio, consecuentemente, será acelerada por una fuerza. La situación es análoga a un bloque apoyado en un plano inclinado (Fig. 5.2). Newmark usó esta analogía para desarrollar un método de predicción de las deformaciones permanentes de un talud sujeto a cualquier movimiento del terreno.

La resistencia al deslizamiento “talud abajo” como en las líneas a o b de la Fig. 5.3 es mucho menor que la resistencia “talud arriba” de las mismas. La resistencia “talud arriba” puede ser asumida como infinitamente grande; sin que esto presente errores serios en los cálculos.

Bajo condiciones estáticas, para que se logre el equilibrio del bloque (en la dirección paralela al plano) se requiere que las fuerzas estáticas resistentes, R_s , exceda a las fuerzas estáticas perturbadoras, D_s , (Fig. 5.4a). Asumiendo que la resistencia del bloque es solamente friccional se tiene :

$$FS = \frac{R_s}{D_s} = \frac{W \cos \beta \operatorname{tg} \phi}{W \operatorname{sen} \beta} = \frac{\operatorname{tg} \phi}{\operatorname{tg} \beta} \quad (5.9)$$

Donde ϕ es el ángulo de fricción entre el bloque y el plano, y β es el ángulo que hace el plano inclinado con la horizontal. Ahora consideramos el efecto de las fuerzas de inercia transmitidas al bloque por una vibración horizontal del plano inclinado con una aceleración, $a_h(t) = K_h(t).g$ (los efectos de las aceleraciones verticales no se tomarán en cuenta). En un instante particular de tiempo, la aceleración horizontal inducirá una fuerza inercial horizontal, $K_h W$. (Fig. 5.4b). Cuando la fuerza actúa en la dirección “talud abajo”, el factor de seguridad dinámico será :

$$FS_d(t) = \frac{R_d}{D_d} = \frac{[\cos \beta - K_h(t) \operatorname{sen} \beta] \operatorname{tg} \phi}{\operatorname{sen} \beta + K_h(t) \cos \beta} \quad (5.10)$$

Obviamente, el factor de seguridad dinámico disminuye tanto como K_h se incrementa y habrá un valor de K_h que producirá un factor de seguridad igual a la unidad. Este coeficiente, llamado coeficiente de fluencia, corresponde a la aceleración de fluencia, $a_y = K_y .g$. La aceleración de fluencia es la mínima aceleración pseudo-estática requerida para producir la inestabilidad del bloque. A partir de la ecuación 5.10 se obtiene :

$$K_y = \frac{\operatorname{tg} \phi + \operatorname{tg} \beta}{1 + \operatorname{tg} \phi \operatorname{tg} \beta} = \operatorname{tg} (\phi - \beta) \quad (5.11)$$

Cuando un bloque en un plano inclinado es sujeto a un pulso de aceleración que excede la aceleración de fluencia, el bloque se moverá de manera relativa al plano. Para ilustrar el procedimiento de cálculo de las deformaciones permanentes, consideramos el caso en el cuál un plano inclinado es sujeto a un pulso de aceleración rectangular simple de amplitud A y duración Δt . Si la aceleración de

fluencia, a_y , es menor que A (Fig. 5.5a), la aceleración del bloque relativa al plano durante el período de tiempo t_0 a $t_0 + \Delta t$ es :

$$a_{rel}(t) = a_b(t) - a_y = A - a_y \quad t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t \quad (5.12)$$

Donde $a_b(t)$ es la aceleración del plano inclinado. El movimiento relativo del bloque durante este período puede ser obtenido integrando dos veces la aceleración relativa, de esta manera :

$$v_{rel}(t) = \int_{t_0}^t a_{rel}(t) dt = [A - a_y](t - t_0) \quad t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t \quad (5.13)$$

$$d_{rel}(t) = \int_{t_0}^t v_{rel}(t) dt = \frac{1}{2}[A - a_y](t - t_0)^2 \quad t_0 \leq t \leq t_0 + \Delta t \quad (5.14)$$

Cuando $t = t_0 + \Delta t$, la velocidad relativa alcanza su máximo valor :

$$v_{rel}(t_0 + \Delta t) = [A - a_y] \Delta t \quad (5.15)$$

$$d_{rel}(t_0 + \Delta t) = \frac{1}{2}[A - a_y] \Delta t^2 \quad (5.16)$$

Después la aceleración de la base se hace cero (cuando $t = t_0 + \Delta t$), el bloque deslizante se desacelera por la fuerza de fricción actuante en su base. EL bloque continuará deslizándose en el plano, pero sólo hasta que su velocidad alcance el valor de cero. La aceleración en este tiempo esta dada por :

$$a_{rel}(t) = a_b(t) - a_y = 0 - a_y = -a_y \quad t_0 + \Delta t \leq t \leq t_1 \quad (5.17)$$

Donde t_1 es el tiempo en el cual la velocidad relativa se hace cero. Entre $t_0 + \Delta t$ y t_1 , la velocidad relativa disminuirá con el tiempo de acuerdo a :

$$v_{rel}(t) = v_{rel}(t_0 + \Delta t) + \int_{t_0 + \Delta t}^t a_{rel}(t) dt = A \Delta t - a_y (t - t_0) \quad t_0 + \Delta t \leq t \leq t_1 \quad (5.18)$$

Si la ecuación 5.18 la igualamos a cero cuando $t = t_1$, se obtiene :

$$t_1 = t_0 + \frac{A}{a_y} \Delta t \quad (5.19)$$

Luego :

$$d_{rel}(t) = \int_{t_0+\Delta t}^t v_{rel}(t) dt = A \Delta t (t - t_0 - \Delta t) - \frac{1}{2} [t^2 - (t_0 + \Delta t)^2] \quad t_0 + \Delta t \leq t \leq t_1 \quad (5.20)$$

Después del tiempo t_1 , el bloque y el plano inclinado se mueven juntos. Durante el período total de tiempo entre $t = t_0$ y $t = t_1$, el movimiento relativo del bloque es mostrado en la Fig. 5.5. Entre t_0 y $t_0 + \Delta t$, la velocidad relativa se incrementa linealmente y el desplazamiento relativo cuadráticamente. En $t_0 + \Delta t$, la velocidad relativa ha alcanzado su máximo valor, luego del cual decrece linealmente. El desplazamiento relativo continua incrementándose hasta $t = t_1$. El desplazamiento total relativo será :

$$d_{rel}(t_1) = \frac{1}{2} (A - a_y) \Delta t^2 \frac{A}{a_y} \quad (5.21)$$

El desplazamiento relativo depende de la duración del tiempo durante el cual la aceleración de fluencia es excedida. Esto sugiere que el desplazamiento relativo causado por un simple pulso de un fuerte movimiento estará relacionado a la amplitud y contenido de frecuencias de ese pulso. Un movimiento sísmico puede exceder la aceleración de fluencia varias veces y producir un número de incrementos del desplazamiento. (Fig. 5.6).

5.3.2 MÉTODO DE SARMA

Sarma (1975) propuso usar el modelo de Newmark para analizar los efectos de las fuerzas de inercia y presión de poros en el factor de seguridad, la aceleración crítica y el subsecuente desplazamiento durante un sismo. El análisis se basó en el principio de equilibrio límite y que el material obedece al criterio de falla de Mohr-Coulomb con esfuerzos efectivos. Para esto se considera un bloque de peso W que reposa sobre una superficie inclinada que hace un ángulo β con la horizontal. (Fig.5.7).

Si la aceleración sísmica es mayor que $K_c g$, el factor de seguridad será menor que uno, lo cual constituye un estado de falla. En este caso el bloque se

deslizará a través de la superficie y se detendrá después de que la aceleración se haga menor que $K_c \cdot g$.

Tomando en cuenta el equilibrio de las fuerzas actuantes y resistentes y asumiendo que la presión de poros no cambia durante el movimiento, el desplazamiento máximo del bloque será :

$$x = g \frac{\cos(\beta - \theta - \phi')}{\cos \phi'} (K - K_c) \quad (5.22)$$

- x : Aceleración del bloque.
 β : Angulo que hace el plano inclinado con la horizontal.
 θ : Angulo que hace la fuerza de inercia con la horizontal
 ϕ' : Angulo de fricción efectivo.
 K_c : Coeficiente de aceleración crítica. Coeficiente que hace que el factor de seguridad sea igual a uno.
 K : Coeficiente sísmico como fracción de la gravedad.

La solución de la ecuación 5.22 depende de la variación de K con el tiempo.

Para un pulso rectangular de duración $T/2$ y amplitud máxima $K_m \cdot g$ (Fig.5.8a) resulta :

$$\frac{4 x_m}{K_m g T^2} \left[\frac{\cos \phi'}{\cos(\beta - \theta - \phi')} \right] = \frac{1}{2} \left(\frac{K_m}{K_c} - 1 \right) \quad (5.23)$$

Donde :

- x_m : Desplazamiento máximo del bloque.
 K_m : Valor máximo del coeficiente sísmico.

Para un pulso triangular de duración $T/2$ y amplitud máxima $K_m \cdot g$ (Fig.5.8b) resulta :

$$\frac{4 x_m}{K_m g T^2} \left[\frac{\cos \phi'}{\cos(\beta - \theta - \phi')} \right] = \frac{1}{24} \frac{4 \left(1 - \frac{K_c}{K_m} \right) \left(1 - \varepsilon \frac{K_c}{K_m} \right) - \left[1 - \varepsilon \left(\frac{K_c}{K_m} \right)^2 \right]}{\left(\frac{K_c}{K_m} \right)} \quad (5.24)$$

$$0 \leq \frac{K_c}{K_m} \leq \frac{1 - \sqrt{1 - \varepsilon}}{\varepsilon}$$

$$\frac{4 x_m}{K_m g T^2} \left[\frac{\cos \phi'}{\cos (\beta - \theta - \phi')} \right] = \frac{1}{6} \left(1 - \frac{K_c}{K_m} \right)^3 [2 - 2\sqrt{1 - \varepsilon} - \varepsilon]$$

$$\frac{1 - \sqrt{1 - \varepsilon}}{\varepsilon} \leq \frac{K_c}{K_m} \leq 1 \quad (5.25)$$

Para un pulso sinusoidal de duración $T/2$ y amplitud máxima $K_m \cdot g$ (Fig.5.8c) resulta :

$$\frac{4 x_m}{K_m g T^2} \left[\frac{\cos \phi'}{\cos (\beta - \theta - \phi')} \right] = \frac{\left(\frac{K_c}{K_m} - \sin q \right)^2}{2 \pi^2 \frac{K_c}{K_m}}$$

$$1 \geq \frac{K_c}{K_m} \geq 0.725 \quad (5.26)$$

$$\frac{4 x_m}{K_m g T^2} \left[\frac{\cos \phi'}{\cos (\beta - \theta - \phi')} \right] = \frac{\frac{K_c}{K_m} + \alpha - \pi + \cos^2(\alpha / 2) \cot g(\alpha / 2)}{\pi^2}$$

$$0 \leq \frac{K_c}{K_m} \leq 0.725 \quad (5.27)$$

Donde :

$$q = \alpha + \frac{K_c}{K_m} (\cos \alpha - \cos q) \quad (5.28)$$

Además :

$$\alpha = \arcsin \left(\frac{K_c}{K_m} \right) \quad (5.29)$$

La solución para un sismo (Fig. 5.8d) es obtenida asumiendo una aceleración lineal. En este caso el movimiento es permitido sólo en la dirección “talud abajo”.

La Fig. 5.10 muestra la relación $[(4x_m)/(K_m g T^2)] \{(\cos \phi') / [\cos (\beta - \theta - \phi')]\}$ vs. La relación K_c / K_m para los casos descritos. Para el caso de pulso triangular el valor que se asumió para ε es de 0.5. Para el sismo, T es el período

predominante obtenido a partir del espectro de aceleraciones; K_m es la aceleración máxima del sismo. Como se puede ver en la Fig. 5.9, los puntos para un sismo correspondiente a los más altos valores de K_c / K_m pueden coincidir con la curva del pulso triangular con un ligero cambio del período T . La diferencia entre los puntos para los sismos y la curva del pulso triangular en términos del valor de x_m es casi insignificante. Para pequeños valores de K_c / K_m el efecto del número de pulsos en un sismo parece ser importante. Los puntos parecen ser limitados por la curva del pulso rectangular. Se puede decir que para valores de K_c / K_m mayores que 0.5, el pulso triangular y para valores de K_c / K_m menores que 0.5 el pulso rectangular darían efectivamente el desplazamiento del bloque deslizante sujeto a un sismo.

Para iniciar el cálculo de la deformación permanente se tiene que tener como datos : el valor del coeficiente de aceleración crítica, K_c , el ángulo de fricción, ϕ' , la aceleración máxima del terreno, y el periodo fundamental de la presa, T . A partir de la Fig. 5.10 se puede obtener el valor del coeficiente sísmico promedio para una superficie de masa deslizante como fracción de la aceleración máxima del terreno, K . (Ambraseys y *arma*, 1967). El valor de K_m será :

$$K_m = K \cdot \ddot{u}_{max} \quad (5.30)$$

El valor del ángulo del plano inclinado, β , se puede calcular a partir de una suma vectorial de las fuerzas cortantes. La dirección de la resultante será β . Con todos estos datos se puede calcular el valor de x_m a partir de la Fig.5.9.

5.3.3 MÉTODO DE MAKDISI-SEED

El método simplificado de estimación de deformaciones inducidas por sismo 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 Martin (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.

A. DETERMINACIÓN DE LA ACELERACIÓN DE FLUENCIA

La aceleración de la fluencia, K_y , se define como la aceleración promedio que produce una fuerza horizontal de inercia en una masa potencial deslizante, de modo de producir un factor de seguridad igual a la unidad, y de este modo causar un desplazamiento permanente.

En los suelos que no desarrollan deformaciones cíclicas grandes o presiones de poros, y mantienen su resistencia original después del evento sísmico, el valor de K_y puede determinarse mediante una análisis de estabilidad empleando métodos de

equilibrio limite. En los análisis convencionales de estabilidad, la resistencia cortante del material se define como el esfuerzo desviador máximo en un ensayo no-drenado, o el nivel de esfuerzo que causaría una deformación axial permisible, por decir 10%. Sin embargo en condiciones de carga dinámica, el comportamiento del material es diferente. Debido a la naturaleza transitoria del sismo, el terraplén puede ser sometido a un numero de pulsos de esfuerzo igual o mayor que su esfuerzo estático de falla que solamente producirá deformación permanente en vez de falla total. La resistencia de fluencia se define como el máximo nivel de esfuerzo por debajo del cual el material tiene un comportamiento cercano al elástico y por encima del cual el material presenta una deformación plástica permanente, cuya magnitud depende del numero de pulsos aplicados y su frecuencia. Este tipo de comportamiento corresponde a materiales arcillosos, suelos granulares secos o parcialmente saturados o materiales granulares saturados muy densos, que no producirán deformaciones significativas aún en carga cíclica, a menos que se exceda la resistencia estática no drenada.

En los casos a estudiar, la aceleración de fluencia se determina por medio de algún método de equilibrio limite. Después de determinar la aceleración de fluencia para una cierta superficie de deslizamiento, el siguiente paso en el análisis es la determinación de las aceleraciones inducidas promedio del tiempo-historia del sismo para una cierta masa de deslizante.

B. DETERMINACIÓN DE LA ACELERACIÓN INDUCIDA POR EL SISMO

Para calcular las deformaciones permanentes de una superficie de deslizamiento, debe determinarse primero el tiempo-historia de aceleraciones promedio inducidas por el sismo.

Una manera de determinar las aceleraciones inducidas es mediante los procedimientos de elementos finitos que utilizan propiedades lineales equivalentes dependientes de la deformación, tal como el programa de computo QUAD4M (Hudson et al , 1994). Este programa emplea el amortiguamiento tipo Rayleigh y permite la variación de éste en los elementos.

El cálculo del tiempo-historia de la aceleración promedio de una masa deslizando se calcula como se indica en la Fig. 5.11. En cada incremento de tiempo se calculan las fuerzas que actúan en la frontera de la masa deslizando, de los esfuerzos normales y de corte de los elementos finitos a lo largo de la frontera. La resultante de estas fuerzas dividida entre el peso de la masa deslizando proporcionará la aceleración promedio, $K_{av}(t)$, actuando en la masa en ese instante. El proceso se repite para cada incremento de tiempo para calcular el tiempo-historia de la aceleración promedio.

La aceleración máxima en la corona se denomina \ddot{U}_{max} y la aceleración máxima promedio para una masa deslizando potencial hasta una profundidad y , se denomina K_{max} . Sería deseable establecer relaciones entre K_{max}/\ddot{U}_{max} y la profundidad del terraplén, para diferentes rangos de terraplenes y sismos. Si se determina la aceleración máxima en la corona de una presa debido a un sismo de diseño y se emplea una relación del tipo indicada anteriormente, se puede determinar la aceleración máxima promedio a cualquier profundidad de la masa potencial de deslizamiento.

Las relaciones de variación de aceleración máxima con profundidad han sido presentadas por Seed y Martin (1966) y Ambraseys y Sarma (1967), en base a modelos de respuesta que utilizan el método de rebanada de corte con material viscoelástico. Adicionalmente Makdisi y Seed (1977) emplearon el método de elementos finitos para determinar relaciones de aceleración máxima K_{max}/\ddot{U}_{max} con profundidad. Estas relaciones se presentan en la Fig. 5.12. Como se aprecia en esta figura, las formas de las curvas son similares. La máxima diferencia entre la envolvente de todos los datos y una curva promedio varía de ± 10 a 20% para la parte superior del terraplén y de ± 20 a 30% para la parte inferior.

Considerando la naturaleza aproximada del método del análisis propuesto, el empleo de la relación promedio mostrada en la Fig. 5.12 para determinar la aceleración promedio máxima para una superficie potencial de deslizamiento, basada en la aceleración de la corona, es suficientemente aproximada para propósitos prácticos. Para un diseño conservador puede emplearse el límite superior

de la figura, que resultará en valores 10 a 30% mas altos que los estimados con la relación promedio.

C. CÁLCULO DE LAS DEFORMACIONES PERMANENTES

Con la aceleración de fluencia y el tiempo-historia de la aceleración promedio inducida para una superficie potencial de deslizamiento, se puede calcular las deformaciones permanentes.

Asumiendo una dirección del plano de deslizamientos, y con la ecuación de movimiento de la masa deslizante a lo largo del plano, se pueden evaluar por integración numérica los desplazamientos que ocurrirán en el momento en que la aceleración inducida exceda la aceleración de fluencia. Se asume que la aceleración de fluencia es constante durante el sismo. La dirección del movimiento se asume que ocurre a lo largo del plano horizontal.

Makdisi y Seed (1977) determinaron las deformaciones inducidas en terraplenes de 25 a 50 metros de alto, sujetos a aceleraciones del terreno producidas por sismos de 6 1/2, 7 1/2 y 8 1/4 de magnitud Richter. El análisis empleado fue el de elementos finitos con el método lineal equivalente.

El cálculo de la respuesta para cada movimiento en la base se repitió por 3 ó 4 veces iteraciones, hasta que se obtuviera propiedades del material compatibles con la deformación. Se calcularon los tiempo-historia de la aceleración en la corona y la aceleración promedio para una superficie potencial de deslizamientos a través de toda la altura de terraplén, así como el periodo natural de vibración.

La Fig. 5.13 presenta las envolventes de resultados de los sismos analizados, en base a los valores K_y/K_{max} y las deformaciones normalizadas con respecto al valor de K_{max} y el periodo natural T_0 . La Fig. 5.14 presenta curvas promedio, las cuales pueden proporcionar un orden de magnitud de los desplazamientos permanentes inducidos para diferentes magnitudes de terremotos. Para relaciones de aceleración de fluencia menores de 0.2 los desplazamientos calculados pueden no ser realistas.

En resumen, el cálculo de la deformación permanente de un terraplén construido con material que no cambia significativamente su resistencia durante un

terremoto, necesita determinar la máxima aceleración en la corona \ddot{U}_{\max} , y el periodo natural T_0 , debido a un sismo de diseño.

Luego mediante la relación indicada en la Fig. 5.12, se realiza la determinación del valor máximo de la historia de aceleración promedio K_{\max} , para cualquier nivel de la superficie de deslizamiento indicada. De la Fig. 5.14 se determina la deformación permanente con los valores apropiados de K_{\max} y T_0 , para cualquier valor de aceleración de fluencia asociado con la superficie de deslizamiento.

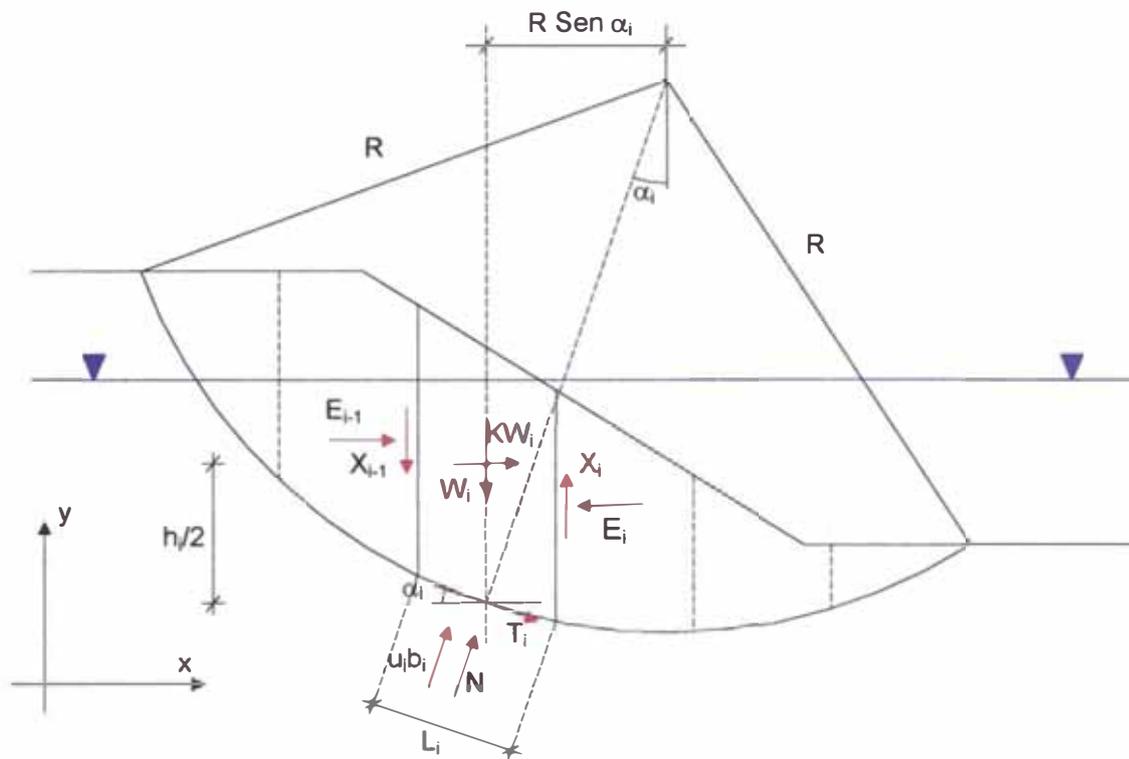


Fig. 5.1 : Método de Bishop considerando la acción sísmica.

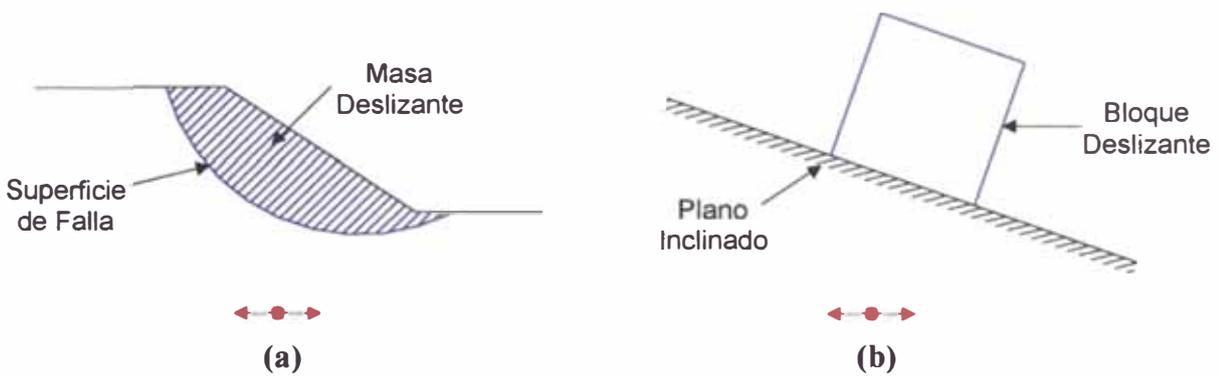


Fig. 5.2 : Analogía entre (a) masa potencial de deslizamiento y (b) bloque sobre un un plano inclinado.

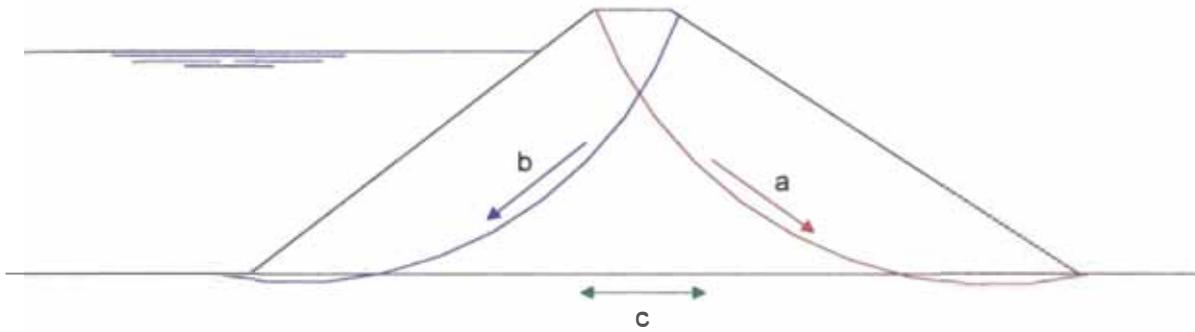


Fig. 5.3 : Posibles movimientos y deformaciones de una presa de tierra durante las cargas sísmicas.

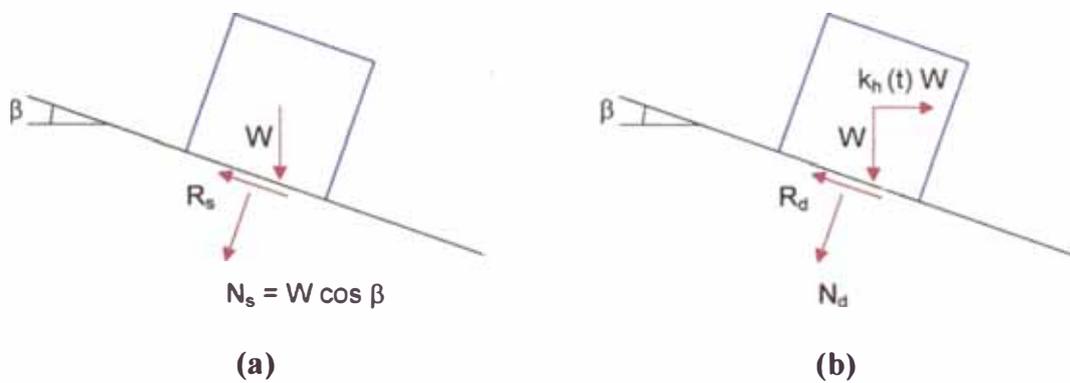


Fig. 5.4 : Fuerzas actuantes en un bloque sobre un plano inclinado: (a) condiciones estáticas y (b) condiciones dinámicas.

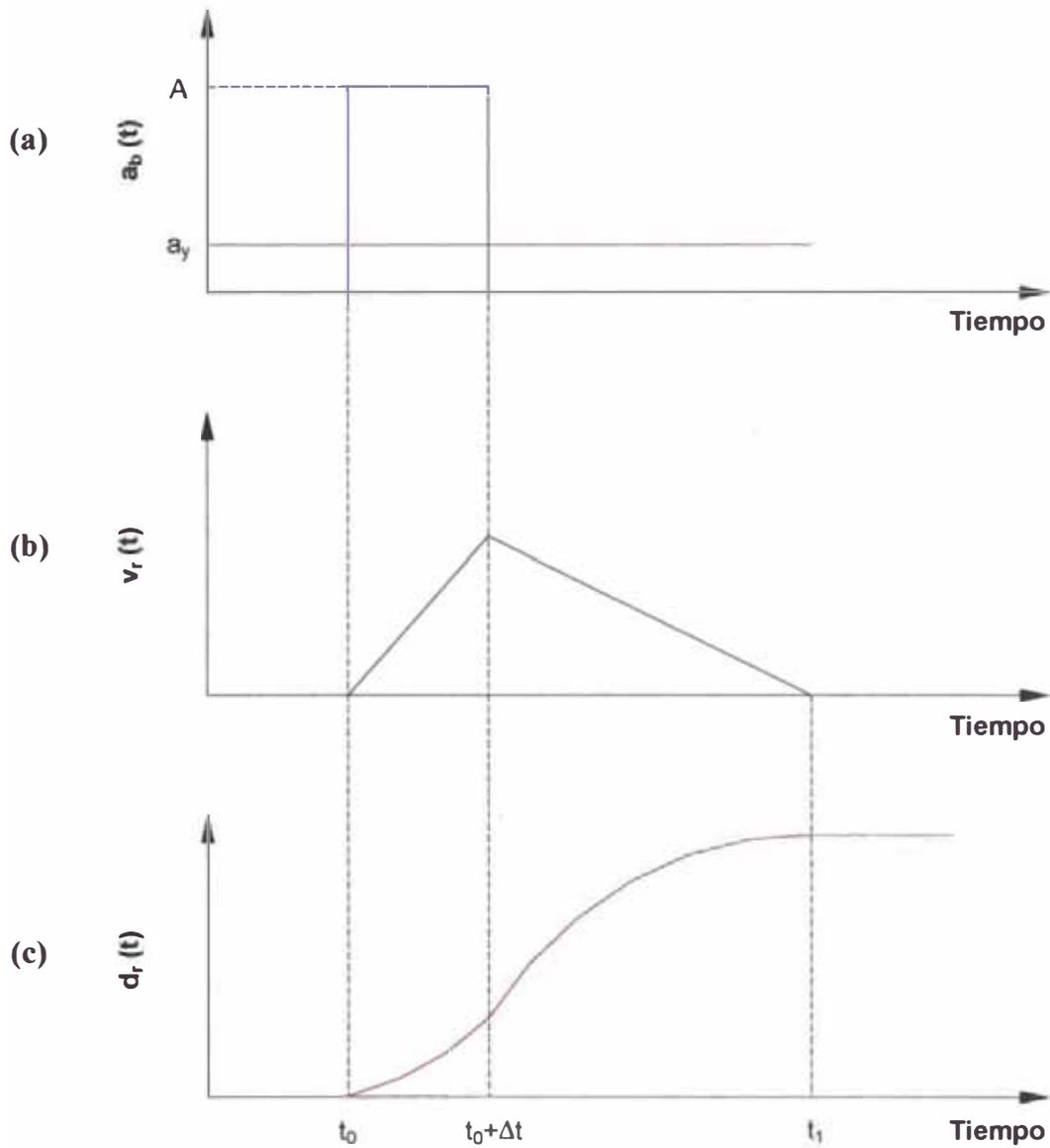


Fig. 5.5 : Variación de la velocidad relativa y del desplazamiento relativo entre el bloque deslizando y el plano debido a un pulso rectangular que excede la aceleración de fluencia entre $t = t_0$ y $t = t_0 + \Delta t$.

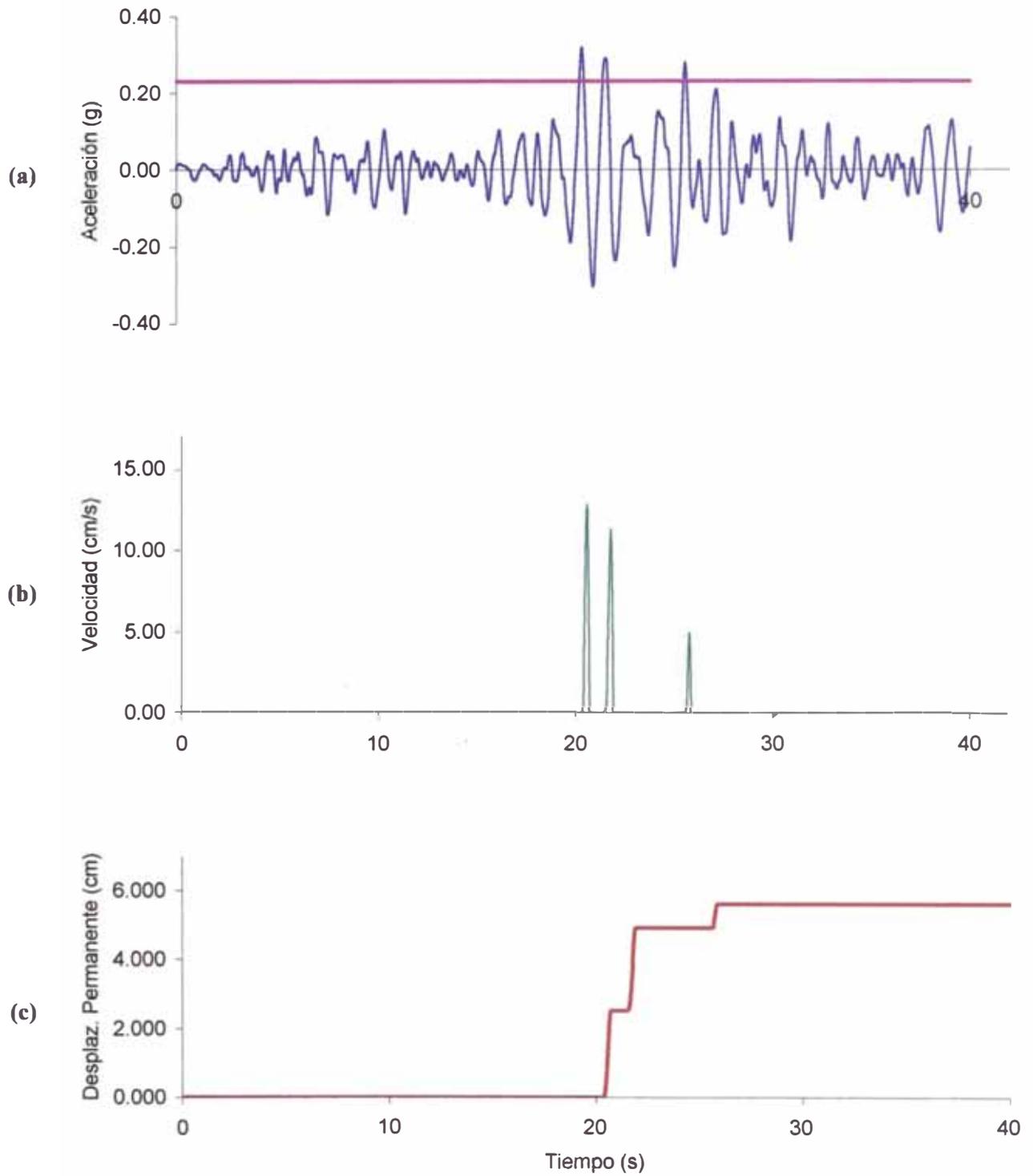


Fig. 5.6 : Desarrollo del desplazamiento permanente de un talud ante la acción de un movimiento sísmico.

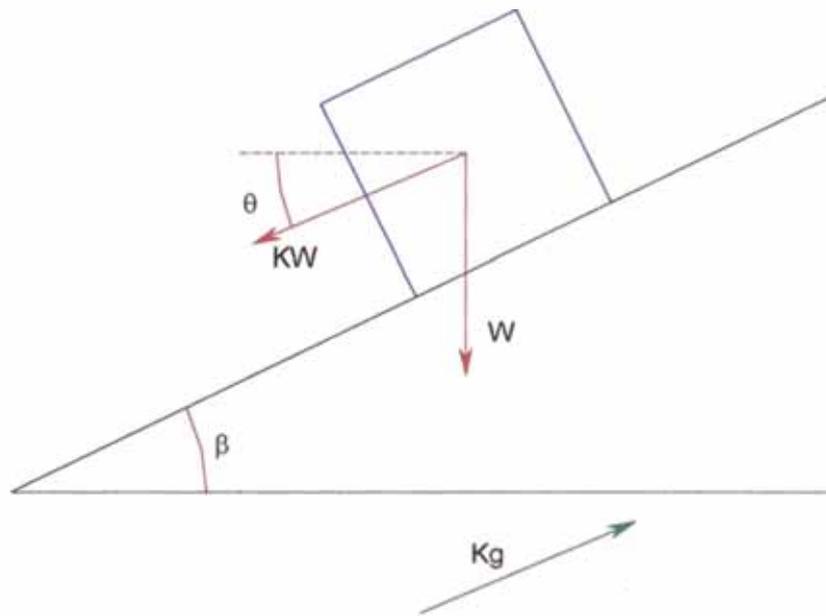


Fig. 5.7 : Modelo de un bloque rígido sobre una superficie inclinada.

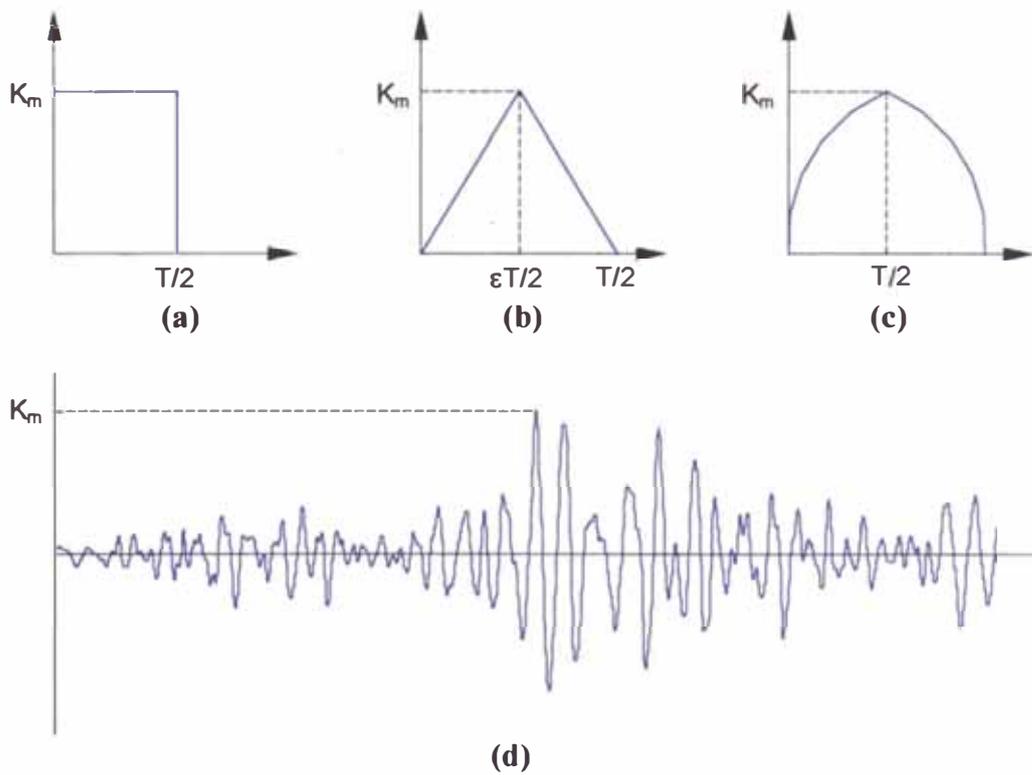


Fig. 5.8 : Diversos tipos de pulsos: (a) rectangular; (b) triangular; (c) medio sinusoidal (d) movimiento sísmico.

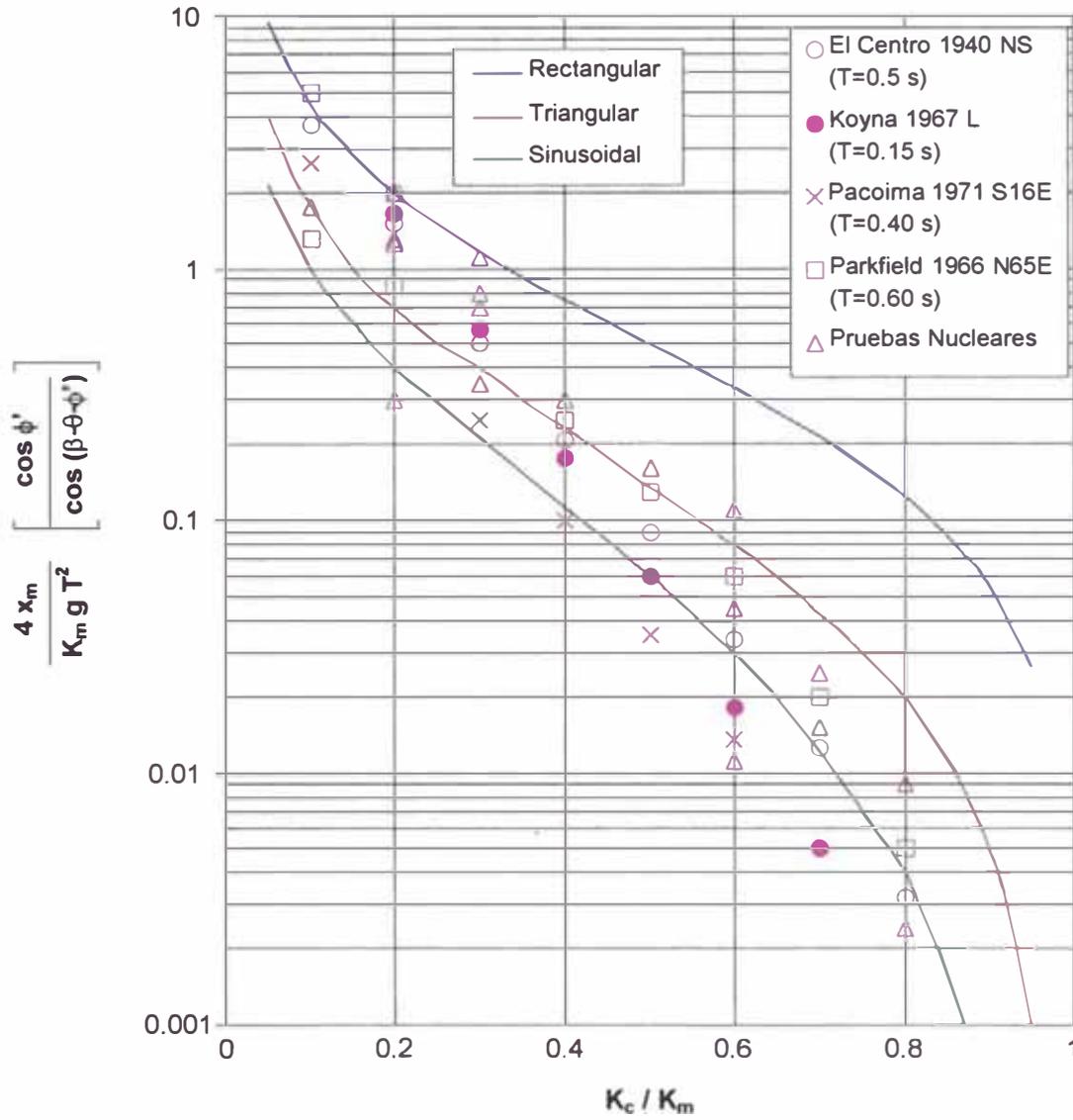


Fig. 5.9 : Variación del desplazamiento adimensional con la relación K_c/K_m (Sarma, 1975)

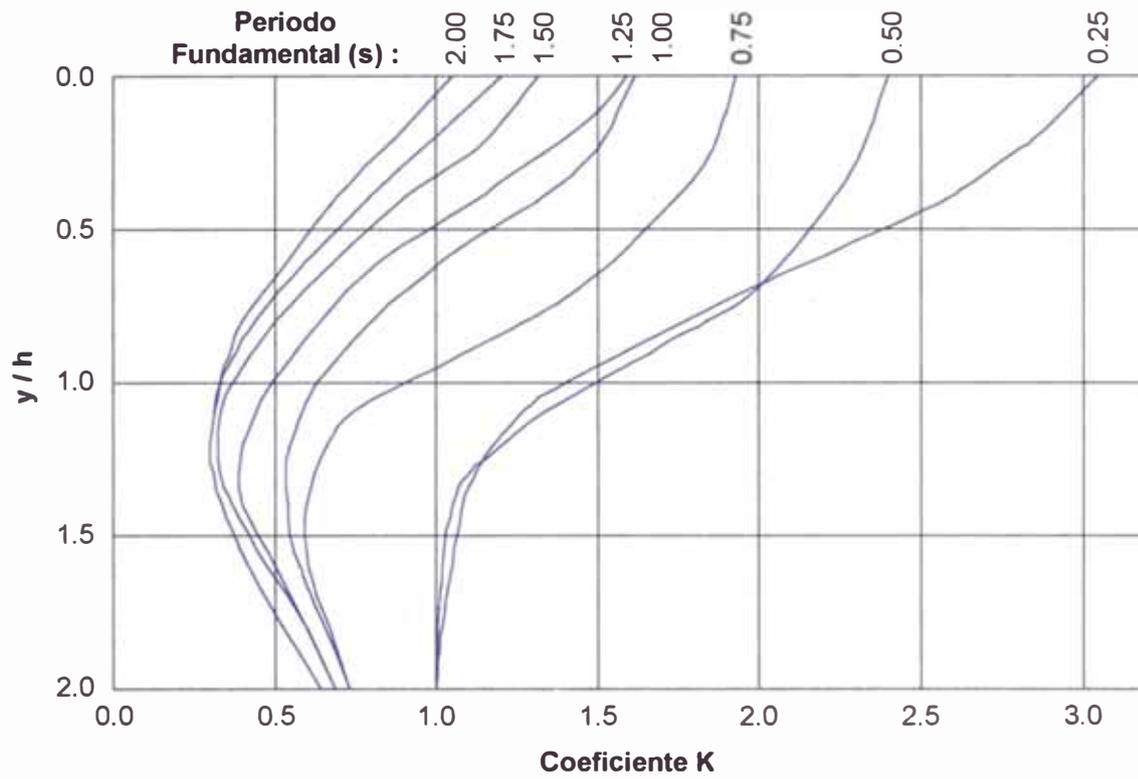
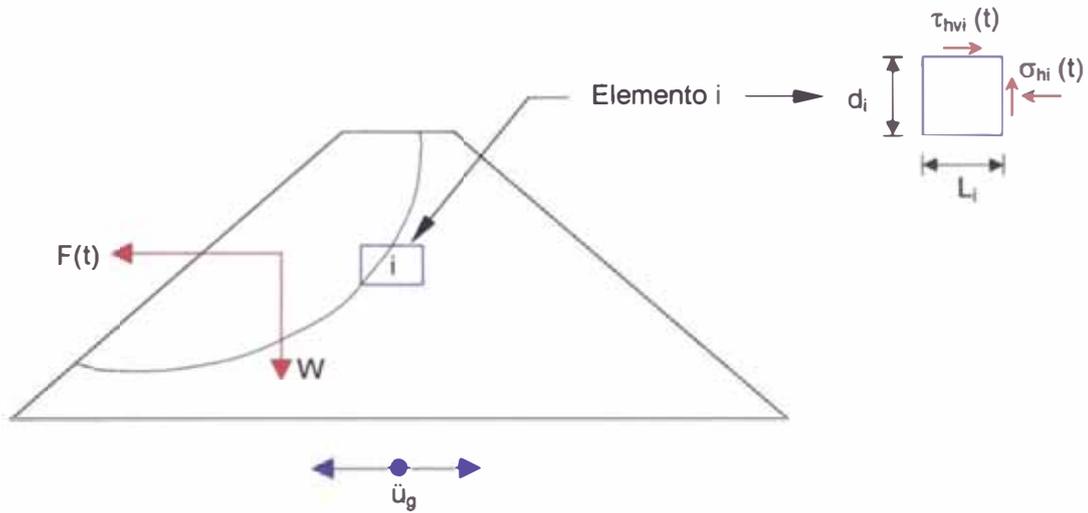


Fig. 5.10 : Variación del coeficiente K con el periodo fundamental y la profundidad (Ambraseys y Sarma, 1967).



$$F(t) = \sum_{i=1}^n \tau_{hvi}(t) L_i + \sigma_{hi}(t) d_i$$

n = número de elementos a lo largo de la superficie de deslizamiento

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

Fig. 5.11 : Cálculo de la aceleración promedio del análisis de respuesta por elementos finitos.

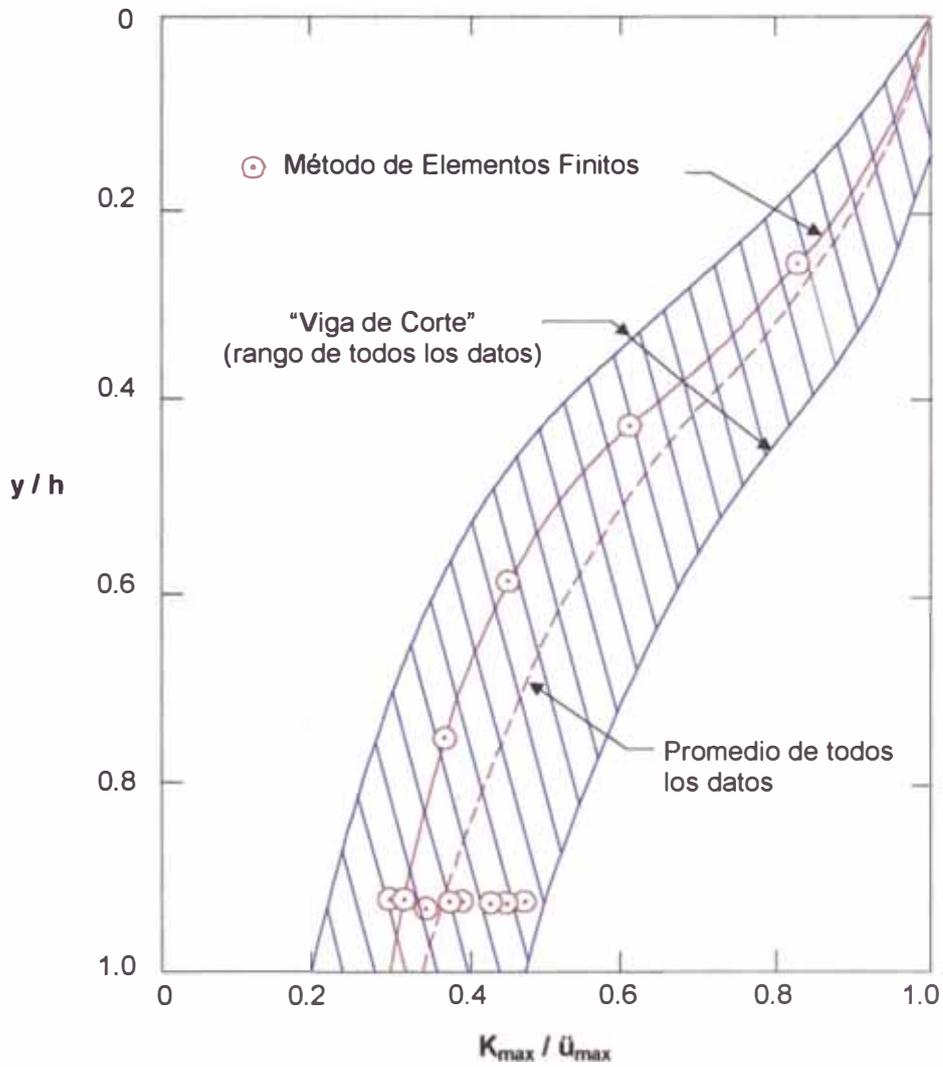


Fig. 5.12 : Variación de la relación de aceleraciones máximas con la profundidad de la masa deslizante. (Makdisi y Seed, 1977)

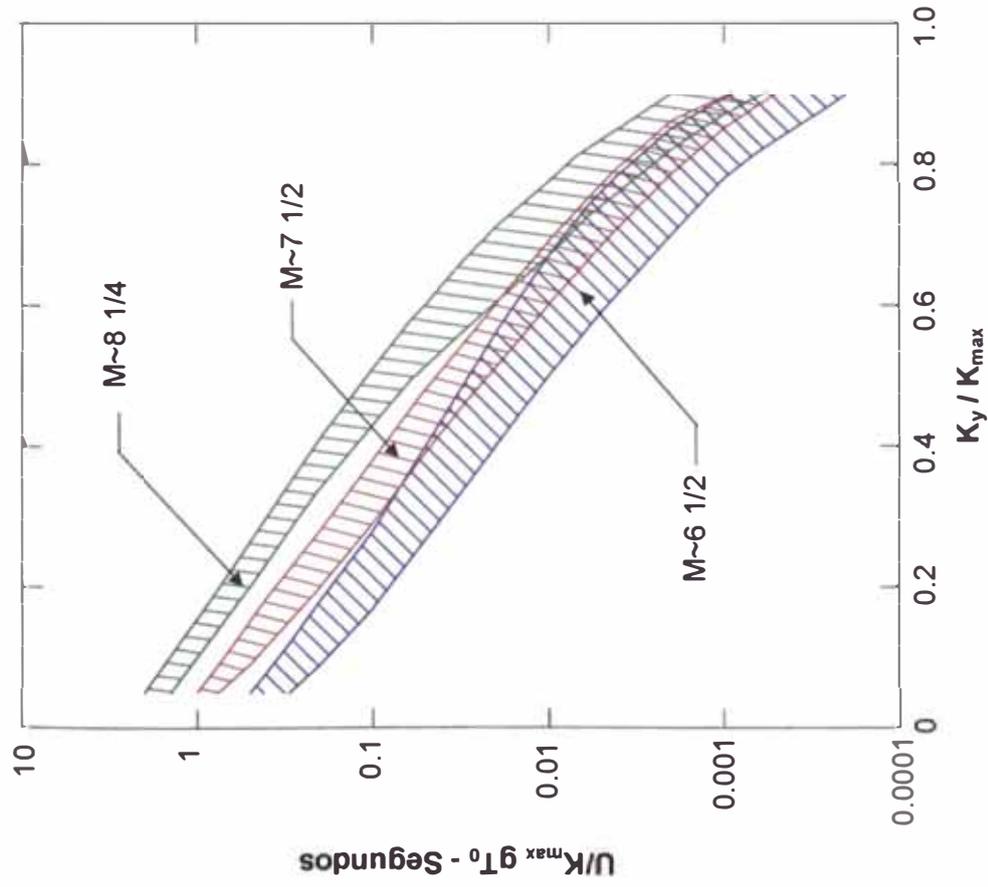


Fig. 5.13 : Variación del desplazamiento permanente normalizado con la aceleración de fluencia. Resumen de datos. (Makdisi y Seed, 1977).

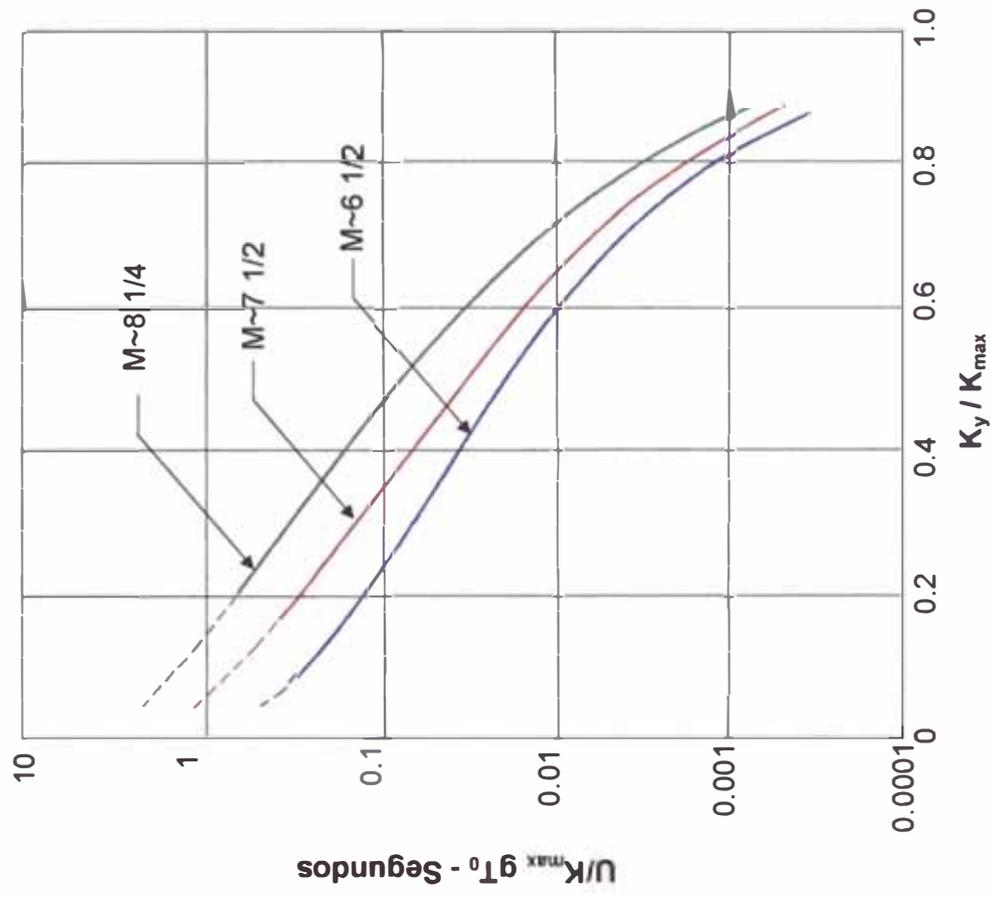


Fig. 5.14 : Variación del desplazamiento permanente promedio normalizado con la aceleración de fluencia. (Makdisi y Seed, 1977).

CAPITULO 6

ANÁLISIS SISMICO DE ALGUNAS ESTRUCTURAS DE TIERRA

6.1 INTRODUCCIÓN

En este capítulo se presenta la aplicación de los procedimientos descritos anteriormente a dos presas de tierra diseñadas en nuestro país, siguiendo la metodología establecida para el diseño de estructuras de tierra.

Como se indicó en el primer capítulo, en el presente trabajo se pretende definir un esquema para evaluar el comportamiento de las estructuras de tierra durante sismos, que comprende tres etapas de análisis. La primera etapa será la evaluación a través del análisis pseudo-estático. La segunda, constituida por los métodos que determinarán las deformaciones permanentes. La tercera etapa está constituida por los análisis más sofisticados de estabilidad dinámica basados en el cálculo de la respuesta sísmica a través de los procedimientos unidimensionales y bidimensionales. Para realizar esto se han empleado una serie de programas de cómputo, hasta dos por cada etapa para poder obtener una mejor comparación de resultados.

Para analizar la estabilidad de estas estructuras de tierra en condiciones estáticas y pseudo-estáticas se han utilizado los programas de computo STABL6H y SLOPE/W.

Los procedimientos simplificados para el cálculo de la respuesta sísmica se desarrollaron en base a programas y hojas de cálculo elaboradas por el autor de la presente tesis.

El análisis unidimensional de respuesta sísmica se desarrolló con los programas SHAKE21, desarrollado por T. Kagawa (1995) de la Universidad Estatal de Wayne, y el SHAKE91, elaborado por I.M. Idriss y J.I. Sun (1992) de la Universidad de California.

El análisis bidimensional de respuesta sísmica se realizó en dos etapas. Para el desarrollo del análisis bidimensional estático de esfuerzo-deformación se utilizó

el programa FEADAM84, desarrollado por J.M. Duncan, R.B. Seed, K.S. Wong y Y. Ozawa (1984) del Instituto Politécnico y Universidad Estatal de Virginia, y GEOSOFTE, elaborado por M. Carrión y D. Parra (1998) en el CISMID de la Universidad Nacional de Ingeniería. Una vez calculados los esfuerzos antes del sismo, se realizará el análisis bidimensional de respuesta sísmica con el programa de cómputo QUAD4M, desarrollado por M. Hudson, I.M. Idriss y M. Beikae (1994) de la Universidad de California, y también se utilizó el GEOSOFTE. QUAD4M emplea los esfuerzos calculados con el programa FEADAM84 para evaluar el módulo de corte dinámico de cada elemento finito, además emplea el método de Newmark para lograr la integración de la ecuación de movimiento en el tiempo, la matriz de masa es del tipo concentrada y el amortiguamiento es variable usando el esquema de dos frecuencias. Por otro lado GEOSOFTE realiza automáticamente el cálculo de los esfuerzos antes del sismo en su primera etapa. Este programa emplea tanto el método de Newmark como el de Wilson θ (en este trabajo se utilizó el método de Wilson θ) para la integración en el tiempo, puede emplear matriz de masa consistente o concentrada y el amortiguamiento es variable usando el esquema de una sola frecuencia. Además utiliza amortiguadores imperfectos en las fronteras infinitas del modelo.

Para la aplicación de los procedimientos simplificados y métodos de evaluación de deformaciones permanentes (Newmark, Sarma y Makdisi y Seed) se desarrollaron pequeños programas y algoritmos en hojas de cálculo, elaborados por el autor de la tesis.

6.2 PRESA POMACOCHA

6.2.1 ANTECEDENTES

El estudio de esta presa corresponde al Proyecto de Trasvase Derivación Pomacocha-Río Blanco (Marca II) localizado en la Provincia de Yauli del Departamento de Junín. (Ver Fig. 6.1).

El proyecto plantea la ejecución de la sobreelevación de la actual Presa Pomacocha, esto permitirá un incremento en el volumen del embalse. El concepto establecido en el proyecto, define como requerimiento un volumen útil de 72 millones de metros cúbicos. La actual Presa Pomacocha cuenta con una longitud aproximada de 380 m, una cota de coronación de 4262.60 m.s.n.m., un nivel máximo de embalse de 4259 m.s.n.m. y un ancho de corona de 8 m. Además el talud aguas arriba es de 1:3.0 (V:H) y el talud aguas debajo de 1:2.5 (V:H).

En el estudio de factibilidad del año 1966 fue prevista una presa de enrocado con un núcleo impermeable; una trinchera hasta la roca existente y una pantalla de inyección de tres líneas en la roca hasta una profundidad de 30 m. La nueva presa cerraría a la antigua y la sobreelevaría.

En base a las nuevas investigaciones ingeniero-geológicas obtenidas y disponibles, era necesario modificar el diseño previsto. Se determinó a partir de perforaciones efectuadas que la morrena encontrada en la superficie de cimentación presenta un considerable espesor, hasta más de 20 m, y su coeficiente de permeabilidad es de 10^{-5} m/s. Esto hace que la excavación de una trinchera profunda hasta llegar al estrato rocoso y posterior ejecución de su relleno compactado esté relacionada con problemas debido al agua subterránea. En vista de la nueva situación ingeniero-geológica se decidió reemplazar la presa prevista de escollera con núcleo impermeable, por una presa de material homogéneo compactado proveniente de las morrenas existentes en la zona.

Con esta nueva solución se asegurará que a través de la conexión directa de la presa homogénea al núcleo impermeable de la presa existente, el agua embalsada no tenga contacto directo con la morrena que permanecería en la cimentación, ni con la roca y así obtener que el posible camino de filtración sea extendido sustancialmente a pesar de la falta de una pantalla impermeable.

De acuerdo al concepto del diseño de la nueva presa (Ver Fig. 6.2) la longitud de la corona será de 513 m, con esto la cota de la coronación llegará a los 4281 m.s.n.m. Además la altura máxima aproximada será de 40 m y la corona tendrá un ancho de 6 m. El talud aguas arriba será de 1:2.5 (V:H), incorporando la cresta de la presa como berma de 8 m de ancho en la cota de 4262.60 m.s.n.m. El

talud aguas abajo será de 1:2.2 (V:H), con una berma de 4 m de ancho en la cota de 4261.50 m.s.n.m. para fines de inspección y control.

El cuerpo casi homogéneo de la presa exige medidas que sirvan del control de la línea freática en el cuerpo de la presa. Para esto los proyectistas han previsto la construcción de un “filtro chimenea” de material grava/arena. Esta zona filtrante de 2 m de ancho, será ubicada en el cuerpo morrénico de la presa como una pantalla filtrante vertical, aproximadamente 30 m, aguas abajo del eje de la presa. El “filtro chimenea” se conecta con el de la capa filtrante de grava/arena que según el diseño será colocada como “filtro de piso”, de 1.5 m de espesor, apoyada directamente sobre la cimentación morrénica aguas abajo del eje.

6.2.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS PRINCIPALES MATERIALES

En este acápite detallaremos las características de los principales materiales que conforman el cuerpo de la presa y su cimentación. Estas características se obtienen a partir de las exploraciones geotécnicas y de los ensayos de laboratorio realizados durante la elaboración del proyecto en su Estudio Definitivo.

El programa de exploraciones de campo dentro del área involucrada por el emplazamiento de la Presa Pomacocha consistió en:

- Dos perforaciones de 32.26 y 30.00 m de profundidad, ubicadas en el eje (corona) de la presa actual, con el objeto de investigar las características geotécnicas del núcleo de la presa.
- Cuatro perforaciones de 45.10, 38.10, 30.00 y 41.36 m de profundidad, ubicadas en la zona de la presa proyectada. El objetivo fue conocer la profundidad, morfología y características geotécnicas del basamento rocoso calcáreo y depósitos morrénicos-fluvioglaciales.
- Tres trincheras emplazadas en el espaldón aguas debajo de la presa actual, para conocer las características geotécnicas del material del cuerpo de la presa actual.
- Dos trincheras en el eje de la presa proyectada con el objeto de conocer las características geotécnicas de los materiales de fundación para la presa.

Tres calicatas en el eje de la presa proyectada para conocer las características geotécnicas de los materiales de fundación.

Se ejecutó el tendido de 1540 m de líneas de refracción sísmica distribuidas en el eje de la presa proyectada y en líneas transversales al eje.

Además se realizaron 14 calicatas en la Cantera Principal y 14 calicatas en la Cantera de Reserva para conocer las características geotécnicas de los materiales morrénicos con los que se construirá el cuerpo de la presa nueva.

También se ejecutaron ensayos de laboratorio Estándar, para evaluar la granulometría y propiedades índices de los materiales, y Especiales, para obtener sus parámetros de resistencia. A continuación se muestra la descripción de los principales materiales:

A. Material Morrénico de Cimentación

Los ensayos estándar realizados en las muestras de este material lo clasifican como una grava areno limosa (GP-GM), aunque también se encontró presencia de materiales arcillosos y orgánicos. Su porcentaje de gravas varía entre 50.00 a 82.00 %, el de arenas entre 14.00 a 39.00 %, mientras que el de finos entre 3.00 a 23.00 %. Se encontró un contenido de humedad de 3.00 a 7.00 %. Sus parámetros de resistencia drenados y no drenados se presentan en la Tabla 6.1.

B. Material del Núcleo de la Presa Existente

Este material ha sido clasificado como una arena arcillosa (SC). Los ensayos estándar realizados en las muestras de este material nos revelan que tiene un porcentaje de gravas que varía entre 14.00 a 33.00 %, el de arenas entre 28.00 a 60.00 %, el de limos entre 38.00 a 43.00 %, mientras que el de arcillas entre 5.00 a 10.00 %. Se encontró un Límite Líquido (LL) de 21.00 a 33.00 % y un Índice de Plasticidad (IP) de 8.42 a 17.00 %. Sus parámetros de resistencia drenados y no drenados se presentan en la Tabla 6.1.

C. Material Morrénico de Espaldones de la Presa Existente

Este material ha sido clasificado como una grava arcillosa (GC), aunque también se encontró presencia fuerte de materiales limosos y arenas. Se encontró un contenido de humedad de 2.00 % en el espaldón aguas debajo de la presa actual y una densidad natural de 18.00 a 20.00 KN/m³. Sus parámetros de resistencia drenados y no drenados se presentan en la Tabla 6.1.

D. Material Morrénico del Cuerpo de la Presa Nueva

A través de las investigaciones geotécnicas realizadas se han podido ubicar dos canteras de material morrénico (Principal y de Reserva) que son recomendadas para la construcción del cuerpo de la presa nueva. Los ensayos de laboratorio realizados permiten clasificar a este material como una grava arcillosa (GC), aunque también se encontró presencia de materiales limosos y arenas. Su porcentaje de gravas varía entre 33.00 a 53.00 %, el de arenas entre 19.00 a 31.00 %, el de limos entre 17.00 a 30.00 %, mientras que el de arcillas entre 2.00 a 5.00 %. Se encontró un contenido de humedad de 3.00 a 9.00 %, un Límite Líquido de 24.00 a 34.00 % y un Índice de Plasticidad de 11.00 a 20.00. Sus parámetros de resistencia drenados y no drenados se presentan en la Tabla 6.1.

6.2.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ESTÁTICO Y PSEUDO -ESTÁTICO

Como primera etapa de análisis se realizará el análisis de estabilidad estático y pseudo-estático de la presa. En base a los ensayos especiales realizados en las muestras de los materiales se establecieron sus parámetros de resistencia cortante, éstos se pueden observar en la Tabla 6.1.

Tabla 6.1
Parámetros de Resistencia de los materiales de la Presa Pomacocha para el
Análisis de Estabilidad.

Material	Dens. (KN/m ³)	Resistencia Cortante					
		UU		CU			
		Cu (KPa)	ϕ_u (°)	C (KPa)	ϕ (°)	\bar{C} (KPa)	$\bar{\phi}$ (°)
Roca de Cimentación	24	--	--	--	--	100	45
Material Morrénico de Cimentación	22	50	21	60	16	15	30
Núcleo de Presa Existente	21	60	19	65	14	30	27
Cuerpo de Presa Nueva	21	65	22	80	17	20	30
Filtro	18	--	--	--	--	0	33
Espaldones de Presa Existente	22	40	20	45	17	10	30

Se realizaron análisis de estabilidad para las distintas condiciones en la vida de la presa. Estas condiciones son:

A. Al Final de la Construcción

Este análisis se realiza en términos de esfuerzos totales, en condiciones sin drenaje, asumiendo disipación nula de la presión de poros. Los parámetros de resistencia cortante se obtienen del ensayo UU (no consolidado – no drenado), con esfuerzos cortantes y con características de la muestra similares a las del suelo compactado in-situ.

B. Infiltración Constante

Este análisis representa una condición a largo plazo. Al elevarse el nivel de agua del embalse los esfuerzos en la presa aumentan y el agua alcanza la condición de flujo establecido. Se utiliza los parámetros efectivos de resistencia cortante, producto de los ensayos CD (consolidado drenado) o CU (consolidado no drenado con medición de la presión de poros).

C. Desembalse Rápido

Esta condición ocurre cuando el embalse estando lleno en infiltración constante, se produce un descenso rápido del nivel del embalse, quedando el talud aguas arriba sometido a fuerzas que inducen a la inestabilidad por la desaparición del empuje de agua y el mantenimiento de la presión de poros. Esta condición se analiza en función de esfuerzos totales con parámetros obtenidos en ensayos triaxiales (CU).

D. Acción Sísmica

Este análisis se realiza en las condiciones al final de la construcción (en ambos taludes) e infiltración constante (sólo en el talud aguas arriba). El coeficiente sísmico correspondiente a esta zona que será utilizado en el análisis pseudo-estático es de 0.16.

Para realizar los análisis de estabilidad para cada una de las condiciones establecidas se utilizaron los programas de computo STABL6H y SLOPE/W. El método de cálculo empleado fue el de Bishop. Los resultados y los gráficos de los análisis se presentan en el Anexo I-A. Los factores de seguridad calculados se detallan en la Tabla 6.2.

Tabla 6.2
Factores de Seguridad calculados en el Análisis de Estabilidad de la Presa
Pomacocha.

A. Programa : STABL6H

Condición	Talud Aguas Abajo		Talud Aguas Arriba	
	Estático	Pseudo-Estático	Estático	Pseudo-Estático
Al Final de la Construcción	1.83	1.27	2.38	1.44
Infiltración Constante	1.72	1.18	--	--
Desembalse Rápido	--	--	1.71	--

B. Programa : SLOPE/W

Condición	Talud Aguas Abajo		Talud Aguas Arriba	
	Estático	Pseudo-Estático	Estático	Pseudo-Estático
Al Final de la Construcción	1.80	1.26	2.31	1.43
Infiltración Constante	1.69	1.17	--	--
Desembalse Rápido	--	--	1.51	--

Si comparamos estos resultados con los factores mínimos establecidos por la US Corps of Engineers para presas de tierra (Tabla 5.1) se podrá observar que los taludes de esta presa son estables.

6.2.4 DATOS PARA LOS ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA

Para la evaluación de la respuesta sísmica se han aplicado procedimientos simplificados para calcular la aceleración máxima en la cresta y el periodo natural, métodos unidimensionales y bidimensionales.

Los parámetros utilizados en este análisis, así como las curvas de reducción del módulo cortante y factor de amortiguamiento se han estimado considerando que el material de la cimentación corresponde a un suelo granular arenoso, el núcleo de la presa existente es un material arenoso arcilloso y que los espaldones y el material del cuerpo de la presa son gravas arcillosas.

Este 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° O, cuyo espectro de respuesta normalizado se muestra en la Fig. 6.3 y el sismo de Llolleo-Chile de Marzo de 1985 con su componente S 80° E, cuyo espectro de respuesta normalizado se presenta en la Fig. 6.4.

Según el Estudio de Peligro Sísmico de la zona, para el sismo de diseño se ha determinado un valor de aceleración máxima de 0.32 g con una magnitud M_s igual a 8.0, los acelerogramas de los sismos anteriormente nombrados serán escalados a este valor. (Fig. 6.5 y 6.6)

En la Tabla 6.3 se detallan los valores de coeficiente de módulo cortante, K_{2max} , que sirven para la determinación del modulo cortante máximo, G_{max} , así como el valor del módulo de Poisson, ν , de los materiales.

La estimación de estos parámetros se hicieron en base a los ensayos geofísicos realizados y a la literatura existente.

Tabla 6.3

Valores de los Parámetros Dinámicos de los Materiales de la Presa Pomacocha.

Parámetros	Material Morrénico Cimentación	Núcleo de Presa Existente	Espaldones Presa Existente	Cuerpo Presa Nueva
K_{2max}	100	65	105	105
ν	0.333	0.347	0.333	0.320

Los valores de los factores de reducción del módulo cortante y la razón de amortiguamiento en función de la deformación cortante efectiva para los materiales

de la Presa Pomacocha fueron estimadas de acuerdo a la bibliografía existente (Seed e Idriss, 1970; Seed et al., 1984; Sun et al., 1988), éstos están representados en la Tabla. 6.4 y expresadas en forma gráfica en las Fig. 6.7 y 6.8.

Tabla 6.4
Factores de Reducción del Módulo Cortante y Razón de Amortiguamiento en función de la Deformación Cortante Efectiva para los materiales de la Presa Pomacocha.

Deformación Cortante Efectiva (%)	Factores de Reducción del Módulo Cortante (G/Gmax)			Razón de Amortiguamiento (%)	
	Cimentación	Núcleo de Presa Existente	Espaldones Cuerpo de Presa	Cimentación Espaldones Cuerpo de Presa	Núcleo de Presa Existente
1.00 E-4	1.000	1.000	1.000	0.50	2.50
3.16 E-4	0.958	1.000	0.971	0.80	2.50
1.00 E-3	0.862	1.000	0.903	1.70	2.50
3.16 E-3	0.731	0.972	0.803	3.20	3.50
1.00 E-2	0.545	0.901	0.652	5.60	4.75
3.16 E-2	0.372	0.775	0.493	10.00	6.50
1.00 E-1	0.207	0.532	0.305	15.50	9.25
3.16 E-1	0.107	0.303	0.166	21.00	13.80
1.00 E+0	0.053	0.134	0.077	24.60	20.00
3.16 E+0	0.053	0.077	0.060	24.60	26.00
1.00 E+1	0.053	0.053	0.053	24.60	29.00

6.2.5 PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CRESTA Y EL PERIODO NATURAL

Este procedimiento simplificado fue planteado por Makdisi y Seed, (1977). Para realizar este análisis se tomó en cuenta que el material del cuerpo de la presa es una grava arcillosa, para lo cual se utilizaron los valores de los factores de reducción del módulo cortante y la razón de amortiguamiento en función de la deformación cortante efectiva correspondientes a este material (Ver Tabla 6.4). Además se realizaron dos análisis, uno de ellos utilizando el Sismo de Octubre de 1974 en Lima y el otro con el Sismo de Marzo de 1985 en Llolleo, los cuales fueron descritos anteriormente.

Las propiedades iniciales utilizadas fueron las siguientes:

- Altura de la Presa, h	:	40.00	m
- Peso Unitario, γ	:	20.00	KN/m ³
- Módulo Cortante Máximo, G_{\max}	:	379,476.50	KPa
- Velocidad de Corte Máxima, V_{\max}	:	431.30	m/s
- Aceleración Máxima, a_{\max}	:	0.32	g

Luego se determina una velocidad de corte inicial (V_s), que en ambos análisis fue de 260 m/s. Con esto se determina una relación G/G_{\max} y una deformación cortante inicial. El procedimiento iterativo realizado con ambos sismos antes mencionados se muestran en el Anexo II-A. Los resultados finales después de 5 iteraciones se presentan en la Tabla 6.5 para cada uno de los sismos.

Tabla 6.5
Resultados Finales obtenidos con el Procedimiento Simplificado de Makdisi y
Seed (1977) al final de 5 iteraciones para la Presa Pomacocha.

Resultados	Sismos	
	Lima 10/74 N 82° O	Llolleo 03/85 S 80° E
Aceleración Máxima en la Cresta (g)	1.18	1.14
Periodo Natural (s)	0.374	0.383
Deformación Cortante Promedio (%)	0.050	0.057
Amortiguamiento (%)	12.23	12.78

Se observa que las aceleraciones máximas en la cresta son altas. Esto se debe a que el material es gravoso. Este tipo de amplificación utilizando este procedimiento se ha observado en este tipo de materiales en otras oportunidades, lo que no sucede si el material fuera una arena o arcilla.

6.2.6 ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA

A. ANÁLISIS UNIDIMENSIONAL

Para la determinación de las aceleraciones máximas y esfuerzos cortantes máximos mediante el análisis unidimensional de respuesta sísmica se utilizaron los programas SHAKE91 y SHAKE21. Además la sección que se utilizó corresponde al eje de la presa. Su estratificación parte desde una cota de 4232.00 m.s.n.m. donde se encuentra el basamento rocoso, hasta llegar a los 4242.00 m.s.n.m, esto corresponde al material morrénico de cimentación. El material morrénico del cuerpo de la presa alcanza hasta una cota de 4281.00 m.s.n.m., ésta corresponde a la cresta o corona de la presa. Además la superficie freática dentro de la presa cruza a través de la cota 4261.50 m.s.n.m. en esta sección. Los valores de los factores de

reducción del módulo cortante y la razón de amortiguamiento en función de la deformación cortante efectiva correspondientes al material morrénico de cimentación y al material morrénico del cuerpo de la presa se encuentran en la Tabla 6.4. También en esta ocasión se realizó el análisis con los dos sismos antes mencionados para ambos programas. Las propiedades iniciales de los estratos, así como los esfuerzos efectivos que se producen antes del sismo se encuentran en el Anexo III.

En las Fig. 6.9 y 6.10 se comparan los acelerogramas del sismo en el basamento rocoso y los obtenidos en la cresta con los diferentes programas de respuesta unidimensional para los sismos de Octubre de 1974 en Lima y el de Marzo de 1985 en Llolleo. En el caso del sismo de Lima se obtuvo una aceleración en la cresta de 0.38 g con SHAKE21 y de 0.34 g con SHAKE91. Por otro lado con el sismo de Llolleo se obtiene 0.42 g y 0.35 g respectivamente. Las aceleraciones máximas a través de la sección se presentan en las Fig. 6.11 y 6.12. En las Fig. 6.13 y 6.14 se muestran los esfuerzos cortantes máximos dinámicos en la sección para cada sismo. Para el sismo de Lima se obtiene un esfuerzo cortante máximo de 190 KPa con SHAKE21 y 185 KPa con SHAKE91 en la zona de contacto del cuerpo de presa con la cimentación. Para el sismo de Llolleo estos esfuerzos resultan ser de 200 KPa con SHAKE21 y de 190 KPa con SHAKE91 en la misma zona.

B. ANÁLISIS BIDIMENSIONAL

En la Fig. 6.15 se ilustra la malla de elementos finitos que será utilizada para los análisis bidimensionales tanto estáticos como dinámicos. Esta malla está compuesta por 618 nudos y 585 elementos. Además para efectos de comparaciones entre los diversos programas se han dispuesto dos secciones una ubicada en el eje de la presa nueva y la otra en un borde de la corona de la presa existente.

Primero se realizará el análisis estático de esfuerzo-deformación para determinar los esfuerzos estáticos y las deformaciones antes del evento sísmico. Para esto se utilizaron los programas GEOSOFTE y FEADAM84. En estos programas el comportamiento esfuerzo-deformación no lineal es reproducido utilizando el modelo hiperbólico (Duncan y Chang, 1970) y la secuencia de

construcción de la presa es modelada a través de un análisis de incremento de capas. La estimación de los parámetros hiperbólicos utilizados en el modelo constitutivo empleado, se ha realizado a partir de ensayos triaxiales consolidados-drenados (CD), ensayos no consolidados – no drenados (UU), llevados a cabo en muestras remoldeadas (Anexo IV) y a partir de la información existente en la literatura para materiales similares analizados (Duncan et al, 1980). En la Tabla 6.6 se muestran los parámetros hiperbólicos de los materiales más importantes que componen la Presa Pomacocha.

Tabla 6.6
Parámetros Hiperbólicos para el Análisis de Esfuerzo-Deformación
de la Presa Pomacocha

Parámetros	Material Morrénico Cimentación	Núcleo de Presa Existente	Espaldones Presa Existente	Cuerpo Presa Nueva
γ (KN/m ³)	21.00	20.00	21.00	20.00
γ_{sat} (KN/m ³)	22.00	21.00	22.00	21.00
K_0	0.50	0.60	0.80	0.80
K	300	160	350	350
K_{ur}	360	320	420	420
N	0.60	0.50	0.70	0.70
R_f	0.70	0.70	0.80	0.80
K_b	125	120	160	160
m	0.30	0.30	0.40	0.40
c (KPa)	15.00	30.00	10.00	20.00
ϕ (°)	30	27	30	30
$\Delta \phi$ (°)	0	0	0	0

De la Fig. 6.16 a la 6.25 se observan los resultados obtenidos en esta etapa. En las Fig. 6.16 y 6.17 se muestran los desplazamientos horizontales obtenidos. Como se puede observar se obtiene un desplazamiento horizontal máximo de 0.25 m en el material morrénico de la presa nueva cerca de la cimentación en el talud aguas abajo y un desplazamiento horizontal de 0.12 m en la zona del núcleo de la presa existente en el talud aguas arriba.

En las Fig. 6.18 y 6.19 se observa los desplazamientos verticales que se obtuvieron. Estos son del orden de 0.47 m en la zona central de la presa.

Los esfuerzos horizontales obtenidos se pueden observar en las Fig. 6.20 y 6.21. Estos esfuerzos alcanzan los 330 KPa en la zona de contacto del material morrénico de la presa nueva con la cimentación y sobrepasan los 410 KPa en la zona de contacto de la cimentación con el basamento rocoso.

Los esfuerzos verticales se pueden observar en las Fig. 6.22 y 6.23. Estos esfuerzos son aproximadamente de 700 a 750 KPa en la zona de contacto del material morrénico de la presa nueva con la cimentación y sobrepasan los 880 KPa en la zona de contacto de la cimentación con el basamento rocoso.

En las Fig. 6.24 y 6.25 se muestran los esfuerzos cortantes estáticos obtenidos, los cuales alcanzan los 70 KPa en la zona de contacto del material morrénico del cuerpo de presa con la cimentación en el talud aguas abajo y llega a alcanzar los 73 KPa en el contacto de la cimentación con el basamento rocoso en el talud aguas arriba.

El siguiente paso es el cálculo bidimensional de la respuesta sísmica propiamente dicha en donde se calcularán los esfuerzos dinámicos máximos producidos durante el evento sísmico.

Para la determinación de las aceleraciones máximas y esfuerzos dinámicos máximos mediante el análisis bidimensional de respuesta sísmica se utilizaron los programas GEOSOFTE y QUAD4M. Como en los análisis dinámicos anteriores se usaron los dos sismos propuestos anteriormente. Recordemos que la aceleración máxima en el basamento rocoso es de 0.32 g. Los valores de las propiedades dinámicas, de los factores de reducción del módulo cortante y la razón de amortiguamiento en función de la deformación cortante efectiva correspondientes a los materiales de la presa están en las Tablas 6.3 y 6.4.

En las Fig. 6.26 a la 6.33 se muestran los resultados cuando el sismo en la base rocosa corresponde al sismo de Lima. En la Fig. 6.34 se comparan los acelerogramas del sismo en el basamento rocoso y los obtenidos en la cresta con los diferentes programas de respuesta bidimensional. Se obtuvo una aceleración en la cresta de 0.73 g con QUAD4M y de 0.71 g con GEOSOFT. Así mismo para una mejor comparación de los valores obtenidos se gráfico la variación de estos con la altura para los cortes 1-1 y 2-2. Las comparaciones para el corte 1-1 se detallan en las Fig. 6.35 a la 6.38 y para el corte 2-2 de la Fig. 6.39 a la 6.42.

En las Fig. 6.43 a la 6.50 se muestran los resultados cuando el sismo en la base rocosa corresponde al sismo de Llolleo. En la Fig. 6.51 se comparan los acelerogramas del sismo en el basamento rocoso y los obtenidos en la cresta. Se calculó una aceleración en la cresta de 0.65 g con ambos programas. Igual que en el caso anterior para una mejor comparación de los valores obtenidos se gráfico la variación de estos con la altura para los cortes 1-1 y 2-2. Las comparaciones para el corte 1-1 se detallan en las Fig. 6.52 a la 6.55 y para el corte 2-2 de la Fig. 6.56 a la 6.59.

En la Tabla 6.7 se presentan los periodos y aceleraciones máximas en la cresta obtenidas con ambos sismos para cada programa de computo.

Tabla 6.7

Periodos y Aceleraciones Máximas en la Cresta de la Presa Pomacocha.

Programa de Computo	Lima 10/74 N 82° O		Llolleo 03/85 S 80° E	
	Acel. Máx. (g)	Periodo (s)	Acel. Máx. (g)	Periodo (s)
GEOSOFT	0.71	0.717	0.65	0.733
QUAD4M	0.73	0.745	0.65	0.762

La variación de los resultados con uno u otro programa depende principalmente del esquema de frecuencias utilizadas.

6.2.7 ANÁLISIS DE DEFORMACIONES PERMANENTES

Este análisis se realizó con los métodos de Newmark, Sarma y Makdisi y Seed, cuyos resultados presentaremos a continuación.

A. MÉTODO DE NEWMARK

Newmark (1965) desarrollo un procedimiento, el cual ya fue descrito en el Capítulo 5, para determinar las deformaciones permanentes en una estructura de tierra.

Para esto se consideró ocho superficies potenciales de falla, cuatro de ellas ubicadas aguas arriba y las demás ubicadas aguas abajo. Son superficies que pasan de la corona o cresta a 1/4, 1/2, 3/4 y una altura total de la presa.

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 STABL6H. Los resultados y gráficos están en el Anexo V-A. En la Tabla 6.8 se detallan las aceleraciones de fluencia para cada superficie.

Tabla 6.8
Aceleración de Fluencia (K_y) de las Superficies Potenciales de Falla – Presa Pomacocha

Profundidad/Altura Total (y/H)	Aceleración de Fluencia (K_y)	
	Talud Aguas Abajo	Talud Aguas Arriba
1/4	0.49	0.45
1/2	0.35	0.34
3/4	0.30	0.28
1	0.25	0.25

Luego se obtuvieron las aceleraciones inducidas para cada una de las superficies potenciales de falla. Para esto se empleó el programa QUAD4M. Este programa tiene implementado una opción que permite calcular dichas aceleraciones inducidas tal como se describió en el Capítulo 5. (Ver Fig. 5.11) En la Tabla 6.9 se presentan las aceleraciones inducidas máximas (K_{max}) para cada uno de los sismos aplicados.

Tabla 6.9
Aceleraciones Inducidas Máximas (K_{max}) en g - Presa Pomacocha

Profundidad/Altura Total (y/H)	Sismos			
	Lima 10/74 N 82° O		Llolleo 03/85 S 80° E	
	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo
1/4	0.4988	0.5433	0.5913	0.5561
1/2	0.4385	0.4909	0.4653	0.5060
3/4	0.3089	0.4838	0.3205	0.4909
1	0.2852	0.3861	0.2919	0.3857

Como siguiente paso se calculan las deformaciones permanentes mediante un proceso simple de doble integración. Los gráficos resultantes de este proceso se pueden observar en el Anexo V-A. En la Tabla 6.10 se resumen las deformaciones permanentes calculadas para cada caso.

Tabla 6.10
Deformaciones Permanentes en cm calculadas por el Método de Newmark
para ambos taludes de la Presa Pomacocha

Profundidad/Altura Total (y/H)	Sismos			
	Lima 10/74 N 82° O		Llolleo 03/85 S 80° E	
	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo
1/4	0.1992	0.1980	0.5913	0.3075
1/2	0.6152	2.5054	1.5062	2.9409
3/4	0.0459	4.7760	0.0000	7.4844
1	0.0619	2.9398	0.000	4.3004

Teóricamente las mayores deformaciones deben presentarse cuando la relación y/H es menor. Esto no sucede en este caso y se debe a la configuración geométrica de la presa, pues se obtuvieron aceleraciones de fluencia altas para las relaciones y/H de $1/4$ y $1/2$. En todo caso las deformaciones obtenidas son muy pequeñas, esto indica que la presa tiene una capacidad muy grande de resistir sismos extremadamente fuertes.

La limitación de este procedimiento es que sólo se puede desarrollar, si se cuenta con los programas de cómputo adecuados para calcular las aceleraciones inducidas y luego realizar el proceso de integración doble. Hay otros procedimientos más simples como veremos a continuación.

B. MÉTODO DE SARMA

Según lo descrito en el Capítulo 5 se presentan los resultados de este método en el Anexo VI-A. Para esto se consideró un ángulo de fricción del material del cuerpo de la presa de 30° y un periodo predominante de vibración de 0.75 s. En las

Tablas 6.11 se presentan el resumen de resultados para cada uno de los taludes de la presa.

Tabla 6.11
Desplazamientos Permanentes calculados por el Método de Sarma en la Presa Pomacocha

A. Talud Aguas Arriba.

y/H	K_c	K	K_m	K_c / K_m	Desplazam. Permanente (cm)
¼	0.453	1.83	0.5856	0.7736	2.2364
½	0.328	1.65	0.5280	0.6212	5.3749
¾	0.269	1.34	0.4288	0.6273	4.2696
1	0.248	0.91	0.2912	0.8516	0.4302

B. Talud Aguas Abajo.

y/H	K_c	K	K_m	K_c / K_m	Desplazam. Permanente (cm)
1/4	0.491	1.83	0.5856	0.8385	1.1404
1/2	0.354	1.65	0.5280	0.6705	4.1622
¾	0.300	1.34	0.4288	0.6996	2.8920
1	0.256	0.91	0.2912	0.8791	0.2661

Al igual que en el caso anterior las aceleración crítica para una superficie potencial de falla con relación 1/4 es tan alta que el desplazamiento permanente calculado es menor a lo esperado.

C. MÉTODO DE MAKDISI Y SEED

Para aplicar este método se tomó en cuenta los resultados obtenidos con el método simplificado de Makdisi y Seed para el cálculo de la aceleración máxima en la cresta y el periodo natural por ser esta la más conservadora en términos de la aceleración máxima calculada. Las aceleraciones de fluencia (K_y) se pueden obtener con algún procedimiento o programa de equilibrio límite. Para este caso se utilizaran las mismas calculadas para el Método de Newmark. (Ver Tabla 6.8) .

En las Tablas 6.12 y 6.13 se presentan las deformaciones permanentes para cada una de las profundidades de la superficie potencial de deslizamiento para una magnitud M_s igual a 8.0. Las deformaciones permanentes obtenidas para el sismo de Lima se presentan en la Tabla 6.12. Las calculadas para el sismo de Llolleo se presentan en la Tabla 6.13.

Tabla 6.12

Desplazamientos Permanentes calculados por el Método de Makdisi y Seed en

la Presa Pomacocha – Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W

$$M_s = 8.00$$

$$\ddot{U}_{\max} = 1.1807 \text{ g}$$

$$T_0 = 0.3741 \text{ s}$$

A. Talud Aguas Arriba.

y/H	K_y	$\frac{K_{\max}}{\ddot{U}_{\max}}$	K_{\max}	$\frac{K_y}{K_{\max}}$	$\frac{U}{K_{\max} \cdot g \cdot T_0}$	Desplazam. Permanente (cm)
1/4	0.45	0.85	1.004	0.448	0.120	44.1974
1/2	0.34	0.60	0.708	0.480	0.095	24.6985
3/4	0.28	0.44	0.520	0.539	0.060	11.4393
1	0.25	0.35	0.413	0.605	0.036	5.4597

B. Talud Aguas Abajo.

y/H	K_y	$\frac{K_{max}}{\ddot{U}_{max}}$	K_{max}	$\frac{K_y}{K_{max}}$	$\frac{U}{K_{max} \cdot g \cdot T_0}$	Desplazam. Permanente (cm)
1/4	0.49	0.85	1.004	0.488	0.090	33.1480
1/2	0.35	0.60	0.708	0.494	0.085	22.0987
3/4	0.30	0.44	0.520	0.577	0.045	8.5795
1	0.25	0.35	0.413	0.605	0.036	5.4597

Tabla 6.13

Desplazamientos Permanentes calculados por el Método de Makdisi y Seed en la Presa Pomacocha – Sismo Lolleo-Chile 03/85 S 80° E

$$M_s = 8.00$$

$$\ddot{U}_{max} = 1.1441 \text{ g}$$

$$T_0 = 0.3830 \text{ s}$$

A. Talud Aguas Arriba.

y/H	K_y	$\frac{K_{max}}{\ddot{U}_{max}}$	K_{max}	$\frac{K_y}{K_{max}}$	$\frac{U}{K_{max} \cdot g \cdot T_0}$	Desplazam. Permanente (cm)
1/4	0.45	0.85	0.972	0.463	0.110	40.1923
1/2	0.34	0.60	0.686	0.495	0.085	21.9231
3/4	0.28	0.44	0.503	0.556	0.055	10.4027
1	0.25	0.35	0.400	0.624	0.030	4.5136

B. Talud Aguas Abajo.

y/H	K_y	$\frac{K_{max}}{\ddot{U}_{max}}$	K_{max}	$\frac{K_y}{K_{max}}$	$\frac{U}{K_{max} \cdot g \cdot T_0}$	Desplazam. Permanente (cm)
1/4	0.49	0.85	0.972	0.504	0.080	29.2308
1/2	0.35	0.60	0.686	0.510	0.075	19.3439
3/4	0.30	0.44	0.503	0.596	0.039	7.3765
1	0.25	0.35	0.400	0.624	0.030	4.5136

6.3 PRESA PALO REDONDO**6.3.1 ANTECEDENTES**

El Proyecto Chavimochic requiere de un embalse para regular los caudales deivados del Río Santa. Este embalse se ubica en la Quebrada Palo Redondo, tributaria del Río Santa, en la Provincia de Trujillo del Departamento de La Libertad (Fig 6.60). El embalse tendría un volumen total de 370 millones de metros cúbicos, de los cuales 70 corresponden a volumen muerto de sedimentos.

La Presa Palo Redondo tendría una longitud de coronación de 770 m, y cerca de 480 m de la base, con una altura máxima de 115 m sobre la cimentación de roca. Asociada al embalse existe la posibilidad de generación hidroeléctrica.

En el estudio de factibilidad de la Presa Palo Redondo se han considerado tres alternativas de presa para el embalse:

- Presa de materiales gruesos con núcleo impermeable de arcilla
- Presa de materiales gruesos con pantalla impermeabilizante de concreto en el talud aguas arriba.
- Presa de gravedad, construida de concreto compactado con rodillo.

El sitio de emplazamiento de la presa es una quebrada seca de 480 m de ancho en promedio, cuyas laderas son de roca con taludes 1:1.5 (V:H) en la margen derecha y 1:1.3 (V:H) en la margen izquierda.

La investigación de campo ha determinado que en el estribo izquierdo aflora roca volcánica del Cretáceo (Formación Casma : Andesita) y en el estribo derecho roca volcánica-sedimentaria del Jurásico (Formación Chicama: lutitas y areniscas). En la cimentación existen depósitos aluviales con espesor de 5 a 20 m, suprayaciendo a la roca. Existen fallas inactivas, la más importante es casi normal y cruza la parte central del eje de la presa.

En este trabajo se presenta el análisis sísmico de la alternativa de presa de materiales gruesos con pantalla de concreto, cuya sección máxima y materiales constituyentes se presenta en la Fig. 6.61.

El cuerpo principal de la presa estará formado por material de la Quebrada Palo Redondo, del cual deberá descartarse las partículas mayores de 12". En el talud aguas abajo, a modo de relleno estabilizador, se colocará el mismo material, pero con bloques de hasta 24" de diámetro. El material del cuerpo de presa se apoyará directamente sobre el material de quebrada previa limpieza de 0.5 m, y se colocará en capas de 1 m compactado con rodillo vibratorio.

El material aluvial de la quebrada tiene un espesor variable de 5 a 20 m. La pantalla de concreto deberá cimentarse en roca, la que requiere una cortina de inyecciones de impermeabilización y consolidación. Existen además materiales de transición, filtros y materiales de protección.

El talud aguas arriba de diseño es 1:1.75 (V:H) y el talud aguas debajo de 1:1.5 (V:H).

6.3.2 CARACTERÍSTICAS DE LOS PRINCIPALES MATERIALES

El cuerpo principal de la Presa Palo Redondo, alternativa materiales gruesos con pantalla de concreto, estará constituido por material de acarreo de la Quebrada Palo Redondo. Se investigaron dos canteras para este material, una aguas arriba del eje de la presa y la otra aguas abajo.

Los ensayos de clasificación de las muestras de cantera indican que el material es una grava de canto rodado, de bien a mal graduada, sin finos, con clasificación GP a GW. Se realizaron ensayos de densidades máximas y mínimas, arrojando valores de 22.50 a 16.70 KN/m³ respectivamente. La absorción fue de 0.50 a 1.50%. Los ensayos de abrasión en la Máquina de los Angeles indicaron porcentajes de pérdidas de 14.00 a 24.00 %. La resistencia al intemperismo fue menor del 7.00 %.

Se realizaron dos ensayos triaxiales consolidados no-drenados con medición de la presión de poros ($\bar{C}U$) para densidades relativas de 60 y 80%, del material permeable de la Cantera Quebrada Palo Redondo. El material ensayado fue el que pasa por la malla No 4, arrojando resultados de $c = 0$, $\phi = 38.60^\circ$ para DR = 60% y $c = 0$, $\phi = 40.50^\circ$ para DR = 80%. Los esfuerzos de confinamiento utilizados fueron de 1,2 y 4 kg/cm² (98.0, 196.0 y 392.0 KPa), con un diámetro del espécimen de 5 cm y una altura de 12.40 cm.

Con el propósito de comparar los parámetros de resistencia de laboratorio obtenidos para el material grueso y determinar valores apropiados para el diseño, se llevo a cabo una revisión de la literatura relevante a ensayos de resistencia cortante en material grueso. (Leps, 1970; Marsal, 1975; Marachi et al., 1972; Barton y Kjaernsli, 1981)

A continuación se muestra una breve descripción de los principales materiales:

A. Material de Cuerpo de Presa

El material del cuerpo principal esta formado por material grueso de la Quebrada Palo Redondo no mayor a 12". Los ensayos estándar realizados en las muestras de las canteras lo clasifican como una grava de mal a bien graduada (GP a GW), su contenido de finos es menor al 5%. Se le estima una densidad de 21.0 KN/m³, un ángulo de fricción de 38° y una cohesión nula.

B. Material del Cuerpo o Bloque Estabilizador

Está conformado por el mismo material del cuerpo principal de la presa., pero predominando bloques de hasta 24" de diámetro. Se estimó una densidad de 22.0 KN/m³, un ángulo de fricción de 42° y una cohesión nula.

C. Material de Cimentación de la Presa

Este material es de origen aluvial y tiene una potencia variable entre 5 a 20m. Tiene las mismas características del material del cuerpo de presa. Se le estima una densidad de 21 KN/m³, un ángulo de fricción de 36° y una cohesión nula.

D. Material de Transición para apoyo de Pantalla de Concreto

Es un material conformado por gravas y arenas que estará dispuesto entre el material del cuerpo de presa aguas arriba y la pantalla de concreto. Tendrá un espesor de 3m, un diámetro máximo de 2" y un contenido de finos menor al 2%. Se le estima una densidad de 20 KN/m³, un ángulo de fricción de 36° y una cohesión nula.

6.3.3 ANÁLISIS DE ESTABILIDAD ESTÁTICO Y PSEUDO -ESTÁTICO

En base a los ensayos realizados en las muestras de los materiales de cantera y a la literatura existente se establecieron los parámetros de resistencia cortante de los materiales, éstos se presentan en la Tabla 6.14.

Tabla 6.14
Parámetros de Resistencia de los materiales de la Presa Palo Redondo para el
Análisis de Estabilidad.

Material	Densidad (KN/m ³)	Resistencia Cortante	
		C (KPa)	ϕ (°)
Roca de Cimentación	24	100	45
Material de Cimentación	21	0	36
Cuerpo Principal de Presa	21	0	38
Bloque Estabilizador	22	0	42
Material de Transición	20	0	36

Se realizó el análisis de estabilidad para la condición al final de la construcción, por ser ésta la condición más desfavorable. En el estudio se recomendó el uso de un coeficiente sísmico de 0.20.

Para realizar los análisis de estabilidad para cada una de las condiciones establecidas se utilizó los programas de computo STABL6H y SLOPE/W. Los resultados y los gráficos de los análisis se presentan en el Anexo I-B. Los factores de seguridad calculados se detallan en la Tabla 6.15.

Tabla 6.15
Factores de Seguridad calculados en el Análisis de Estabilidad de la Presa Palo Redondo.

A. Programa : STABL6H

Condición	Talud Aguas Abajo		Talud Aguas Arriba	
	Estático	Pseudo-Estático	Estático	Pseudo-Estático
Al Final de la Construcción	1.50	1.05	1.57	1.06

B. Programa : SLOPE/W

Condición	Talud Aguas Abajo		Talud Aguas Arriba	
	Estático	Pseudo-Estático	Estático	Pseudo-Estático
Al Final de la Construcción	1.44	1.06	1.53	1.03

Si comparamos estos resultados con los factores mínimos establecidos por la US Corps of Engineers para presas de tierra (Tabla 5.1) se podrá observar que los taludes de esta presa son estables.

6.3.4 DATOS PARA LOS ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA

Los parámetros utilizados en este análisis, así como las curvas de reducción del módulo cortante y factor de amortiguamiento se han estimado considerando que el material de la cimentación corresponde a un suelo una gravoso de mal a bien graduado. Este 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° O y el sismo de Llolleo-Chile de Marzo de 1985 con su componente S 80° E. Según el Estudio de Peligro Sísmico de la zona, para el sismo de diseño se ha determinado un valor de aceleración máxima de 0.38 g con una

magnitud M_s igual a 7.5, los acelerogramas de los sismos anteriormente nombrados serán escalados a este valor. (Fig. 6.62 y 6.63)

En la Tabla 6.16 se detallan los valores de coeficiente de módulo cortante, $K_{2\max}$, que sirven para la determinación del modulo cortante máximo, G_{\max} , así como el valor del módulo de Poisson, ν , de los materiales.

La estimación de estos parámetros se hizo en base a los ensayos geofísicos realizados y a la literatura existente.

Tabla 6.16
Valores de los Parámetros Dinámicos de los Materiales de la Presa Palo Redondo.

Parámetros	Material de Cimentación	Cuerpo Principal de Presa	Bloque Estabilizad.	Material de Transición
$K_{2\max}$	110	120	130	110
ν	0.35	0.35	0.35	0.35

Los valores de los factores de reducción del módulo cortante y la razón de amortiguamiento en función de la deformación cortante efectiva para los materiales de la Presa Palo Redondo fueron estimadas de acuerdo a la bibliografía existente; éstos están representados en la Tabla. 6.17 y expresados en forma gráfica en las Fig. 6.64 y 6.65.

Tabla 6.17
Factores de Reducción del Módulo Cortante y Razón de Amortiguamiento en
función de la Deformación Cortante Efectiva para los materiales de la Presa
Palo Redondo.

Deformación Cortante Efectiva (%)	Factores de Reducción del Módulo Cortante (G/Gmax)	Razón de Amortiguamiento (%)
	Todos lo Materiales	Todos los Materiales
1.00 E-4	1.000	0.50
3.16 E-4	0.958	0.80
1.00 E-3	0.862	1.70
3.16 E-3	0.731	3.20
1.00 E-2	0.545	5.60
3.16 E-2	0.372	10.00
1.00 E-1	0.207	15.50
3.16 E-1	0.107	21.00
1.00 E+0	0.053	24.60
3.16 E+0	0.053	24.60
1.00 E+1	0.053	24.60

6.3.5 PROCEDIMIENTO SIMPLIFICADO PARA CALCULAR LA ACELERACIÓN MÁXIMA EN LA CRESTA Y EL PERIODO NATURAL

Para realizar este análisis se tomó en cuenta que el material del cuerpo de la presa es de un material gravoso, para lo cual se utilizaron los valores de los factores de reducción del módulo cortante y la razón de amortiguamiento en función de la deformación cortante efectiva correspondientes a este material (Ver Tabla 6.17). Al

igual que en el ejemplo anterior, se realizaron dos análisis, uno de ellos utilizando el Sismo de Octubre de 1974 en Lima y el otro con el Sismo de Marzo de 1985 en Lollole.

Las propiedades iniciales utilizadas fueron las siguientes:

- Altura de la Presa, h	:	95.00	m
- Peso Unitario, γ	:	21.00	KN/m ³
- Módulo Cortante Máximo, G_{\max}	:	892,184.06	KPa
- Velocidad de Corte Máxima, V_{\max}	:	650.00	m/s
- Aceleración Máxima, a_{\max}	:	0.38	g

Luego se determina una velocidad de corte inicial (V_s), que en ambos análisis fue de 330 m/s. Con esto se determina una relación G/G_{\max} y una deformación cortante inicial. El procedimiento iterativo realizado con ambos sismos antes mencionados se muestran en el Anexo II-B. Los resultados finales después de 5 iteraciones se presentan en la Tabla 6.5 para cada uno de los sismos.

Tabla 6.18

Resultados finales obtenidos con el Procedimiento Simplificado de Makdisi y Seed (1977) al final de 5 iteraciones para la Presa Palo Redondo.

Resultados	Sismos	
	Lima 10/74 N 82° O	Lollole 03/85 S 80° E
Aceleración Máxima en la Cresta (g)	1.13	1.15
Periodo Natural (s)	0.737	0.784
Deformación Cortante Promedio (%)	0.064	0.080
Amortiguamiento (%)	13.40	14.44

Se observa que las aceleraciones máximas en la cresta son altas. Esto se debe a que el material es gravoso. Este tipo de amplificación utilizando este procedimiento se ha observado en este tipo de materiales en otras oportunidades.

6.3.6 ANÁLISIS DE RESPUESTA SÍSMICA

A. ANÁLISIS UNIDIMENSIONAL

La sección que se utilizó corresponde al eje de la presa. Su estratificación parte desde una cota de 230.00 m.s.n.m. donde se encuentra el basamento rocoso, hasta llegar a los 250.00 m.s.n.m, esto corresponde al material gravoso de cimentación. El material del cuerpo de la presa alcanza hasta una cota de 345.00 m.s.n.m., ésta corresponde a la cresta o corona de la presa. Los valores de los factores de reducción del módulo cortante y la razón de amortiguamiento en función de la deformación cortante efectiva correspondientes al material de cimentación y al material del cuerpo de la presa se encuentran en la Tabla 6.17. Las propiedades iniciales de los estratos, así como los esfuerzos efectivos que se producen antes del sismo se encuentran en el Anexo III.

En las Fig. 6.66 y 6.67 se comparan los acelerogramas del sismo en el basamento rocoso y los obtenidos en la cresta con los diferentes programas de respuesta unidimensional para los sismos de Octubre de 1974 en Lima y el de Marzo de 1985 en Llolleo. En el caso del sismo de Lima se obtuvo una aceleración en la cresta de 0.47 g con SHAKE21 y de 0.41 g con SHAKE91. Por otro lado con el sismo de Llolleo se obtiene 0.44 g y 0.39 g respectivamente. Las aceleraciones máximas a través de la sección se presentan en las Fig. 6.68 y 6.69. En las Fig. 6.70 y 6.71 se muestran los esfuerzos cortantes máximos dinámicos en la sección para cada sismo. Para el sismo de Lima se obtiene un esfuerzo cortante máximo de 245 KPa con SHAKE21 y 265 KPa con SHAKE91 en la zona de contacto del cuerpo de presa con la cimentación. Para el sismo de Llolleo estos esfuerzos resultan ser de 290 KPa con SHAKE21 y de 280 KPa con SHAKE91 en la misma zona.

C. ANÁLISIS BIDIMENSIONAL

En la Fig. 6.72 se ilustra la malla de elementos finitos que será utilizada para los análisis bidimensionales tanto estáticos como dinámicos. Esta malla está

compuesta por 769 nudos y 727 elementos. Además para efectos de comparaciones entre los diversos programas se han dispuesto dos secciones una ubicada en el eje de la presa nueva y la otra en un borde de la corona de la presa existente. El procedimiento de análisis es el mismo que para la Presa Pomacocha. La estimación de los parámetros hiperbólicos utilizados en el modelo constitutivo empleado se ha realizado a partir de la información existente en la literatura para materiales similares analizados (Duncan et al, 1980). En la Tabla 6.19 se muestran los parámetros hiperbólicos de los materiales más importantes.

Tabla 6.19
Parámetros Hiperbólicos para el Análisis de Esfuerzo-Deformación
de la Presa Palo Redondo.

Parámetros	Material de Cimentación	Cuerpo Principal de Presa	Bloque Estabilizad.	Material de Transición
γ (KN/m ³)	21.00	21.00	22.00	20.00
γ_{sat} (KN/m ³)	22.00	22.00	23.00	21.00
K_0	0.50	0.80	0.80	0.80
K	500	550	600	500
K_{ur}	600	660	720	600
N	0.70	0.80	0.80	0.70
R_f	0.70	0.70	0.70	0.70
K_b	800	1000	1200	800
m	0.30	0.30	0.30	0.30
c (KPa)	0.00	0.00	0.00	0.00
ϕ (°)	36	38	42	36
$\Delta \phi$ (°)	0	0	0	0

En las Fig. 6.73 y 6.74 se muestran los desplazamientos horizontales obtenidos. Como se puede observar se obtiene un desplazamiento horizontal máximo de 0.40 m en el material del cuerpo de la presa en el talud aguas abajo y un desplazamiento horizontal de 0.35 m en el talud aguas arriba.

En las Fig. 6.75 y 6.76 se observa los desplazamientos verticales que se obtuvieron. Estos son del orden de 0.50 m en la zona central del cuerpo de la presa.

Los esfuerzos horizontales obtenidos se pueden observar en las Fig. 6.77 y 6.78. Estos esfuerzos alcanzan los 700 KPa en la zona de contacto del material de cuerpo de la presa con la cimentación y sobrepasan los 1000 KPa en la zona de contacto de la cimentación con el basamento rocoso.

Los esfuerzos verticales se pueden observar en las Fig. 6.79 y 6.80. Estos esfuerzos son aproximadamente de 1800 KPa en la zona de contacto del material del cuerpo de la presa con la cimentación y sobrepasan los 1900 KPa en la zona de contacto de la cimentación con el basamento rocoso.

En las Fig. 6.81 y 6.82 se muestran los esfuerzos cortantes estáticos obtenidos, los cuales alcanzan los 300 KPa en la zona de contacto del material del cuerpo de presa con la cimentación en el talud aguas abajo y llega a alcanzar los 300 KPa en el contacto de la cimentación con el basamento rocoso en el talud aguas arriba.

El siguiente paso es el cálculo bidimensional de la respuesta sísmica propiamente dicha en donde se calcularán los esfuerzos dinámicos máximos producidos durante el evento sísmico.

Para la determinación de las aceleraciones máximas y esfuerzos dinámicos máximos mediante el análisis bidimensional de respuesta sísmica se utilizaron los programas GEOSOFTE y QUAD4M. Como en los análisis dinámicos anteriores se usaron los dos sismos propuestos anteriormente. Recordemos que la aceleración máxima en el basamento rocoso es de 0.38 g. Los valores de las propiedades dinámicas, de los factores de reducción del módulo cortante y la razón de amortiguamiento en función de la deformación cortante efectiva correspondientes a los materiales de la presa están en las Tablas 6.16 y 6.17.

En las Fig. 6.83 a la 6.90 se muestran los resultados cuando el sismo en la base rocosa corresponde al sismo de Lima. En la Fig. 6.91 se comparan los

acelerogramas del sismo en el basamento rocoso y los obtenidos en la cresta con los diferentes programas de respuesta bidimensional. Se obtuvo una aceleración en la cresta de 0.66 g con QUAD4M y de 0.60 g con GEOSOFTE. Así mismo para una mejor comparación de los valores obtenidos se gráfico la variación de estos con la altura para los cortes 1-1 y 2-2. Las comparaciones para el corte 1-1 se detallan en las Fig. 6.92 a la 6.95 y para el corte 2-2 de la Fig. 6.96 a la 6.99.

En las Fig. 6.100 a la 6.107 se muestran los resultados cuando el sismo en la base rocosa corresponde al sismo de Llolleo. En la Fig. 6.108 se comparan los acelerogramas del sismo en el basamento rocoso y los obtenidos en la cresta. Se calculó una aceleración en la cresta de 0.57 g con QUAD4M y 0.53 g con GEOSOFTE. Igual que en el caso anterior para una mejor comparación de los valores obtenidos se gráfico la variación de éstos con la altura para los cortes 1-1 y 2-2. Las comparaciones para el corte 1-1 se detallan en las Fig. 6.109 a la 6.112 y para el corte 2-2 de la Fig. 6.113 a la 6.116.

En la Tabla 6.20 se presentan los periodos y aceleraciones máximas en la cresta obtenidas con ambos sismos para cada programa de cómputo.

Tabla 6.20

Periodos y Aceleraciones Máximas en la Cresta de la Presa Palo Redondo.

Programa de Computo	Lima 10/74 N 82° O		Llolleo 03/85 S 80° E	
	Acel. Máx. (g)	Periodo (s)	Acel. Máx. (g)	Periodo (s)
GEOSOFTE	0.60	1.174	0.53	1.226
QUAD4M	0.66	1.219	0.57	1.274

La variación de los resultados con uno u otro programa depende principalmente por el esquema de frecuencias utilizadas.

6.3.7 ANÁLISIS DE DEFORMACIONES PERMANENTES

Este análisis se realizó con los métodos de Newmark, Sarma y Makdisi y Seed, cuyos resultados presentaremos a continuación.

A. MÉTODO DE NEWMARK

Se consideró ocho superficies potenciales de falla, cuatro de ellas ubicadas aguas arriba y las demás ubicadas aguas abajo. Son superficies que pasan de la corona o cresta a 1/4, 1/2, 3/4 y una altura total de la presa. 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 STABL6H. Los resultados y gráficos están en el Anexo V-B. En la Tabla 6.21 se detallan las aceleraciones de fluencia para cada superficie.

Tabla 6.21
Aceleración de Fluencia (K_y) de las Superficies Potenciales de Falla – Presa
Palo Redondo

Profundidad/Altura Total (y/H)	Aceleración de Fluencia (K_y)	
	Talud Aguas Abajo	Talud Aguas Arriba
1/4	0.29	0.32
1/2	0.27	0.29
3/4	0.25	0.26
1	0.23	0.23

En la Tabla 6.22 se presentan las aceleraciones inducidas máximas (K_{max}) para cada uno de los sismos aplicados.

Tabla 6.22
Aceleraciones Inducidas Máximas (K_{max}) en g - Presa Palo Redondo

Profundidad/Altura Total (y/H)	Sismos			
	Lima 10/74 N 82° O		Llolleo 03/85 S 80° E	
	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo
1/4	0.7391	0.4653	0.6840	0.4408
1/2	0.4820	0.2370	0.5199	0.2712
3/4	0.3268	0.1707	0.3509	0.2128
1	0.2576	0.1652	0.3187	0.1797

Como siguiente paso se calculan las deformaciones permanentes mediante un proceso simple de doble integración. Los gráficos resultantes de este proceso se pueden observar en el Anexo V-B. En la Tabla 6.23 se resumen las deformaciones permanentes calculadas para cada caso.

Tabla 6.23
Deformaciones Permanentes en cm calculadas por el Método de Newmark
para ambos taludes de la Presa Palo Redondo.

Profundidad/Altura Total (y/H)	Sismos			
	Lima 10/74 N 82° O		Llolleo 03/85 S 80° E	
	Aguas Arriba	Aguas Abajo	Aguas Arriba	Aguas Abajo
1/4	41.1960	1.5323	65.9684	0.2810
1/2	13.2533	0.0000	22.9048	0.0000
3/4	1.4984	0.0000	8.1304	0.0000
1	0.0936	0.0000	5.6146	0.0000

Las deformaciones obtenidas son muy pequeñas, esto indica que la presa tiene una capacidad muy grande de resistir sismos extremadamente fuertes.

B. MÉTODO DE SARMA

Según lo descrito en el Capítulo 5 se presentan los resultados de este método en el Anexo VI-B. Para esto se consideró un ángulo de fricción del material del cuerpo de la presa de 38° y un periodo predominante de vibración de 1.20 s. En las Tablas 6.24 se presentan el resumen de resultados para cada uno de los taludes de la presa.

Tabla 6.24
Desplazamientos Permanentes calculados por el Método de Sarma en la Presa
Palo Redondo.

A. Talud Aguas Arriba.

y/H	K_c	K	K_m	K_c / K_m	Desplazam. Permanente (cm)
1/4	0.294	1.35	0.5130	0.5731	80.0017
1/2	0.266	1.00	0.3800	0.7000	36.3760
3/4	0.249	0.70	0.2660	0.9361	4.0565
1	0.215	0.50	0.1900	1.1316	0.0835

B. Talud Aguas Abajo.

y/H	K_c	K	K_m	K_c / K_m	Desplazam. Permanente (cm)
1/4	0.314	1.35	0.5130	0.6121	75.5149
1/2	0.285	1.00	0.3800	0.7500	28.9202
3/4	0.255	0.70	0.2660	0.9586	2.3261
1	0.232	0.50	0.1900	1.2211	0.0833

C. MÉTODO DE MAKDISI Y SEED

Para aplicar este método se tomo en cuenta los resultados obtenidos con el método simplificado de Makdisi y Seed para el cálculo de la aceleración máxima en la cresta y el periodo natural por ser ésta la más conservadora en términos de la aceleración máxima calculada. Las aceleraciones de fluencia (K_y) se pueden

obtener con algún procedimiento o programa de equilibrio límite. Para este caso se utilizarán las mismas calculadas para el Método de Newmark. (Ver Tabla 6.21).

En las Tablas 6.25 y 6.26 se presentan las deformaciones permanentes para cada una de las profundidades de la superficie potencial de deslizamiento para una magnitud M_s igual a 7.5. Las deformaciones permanentes obtenidas para el sismo de Lima se presentan en la Tabla 6.25. Las calculadas para el sismo de Llolleo se presentan en la Tabla 6.26.

Tabla 6.25

Desplazamientos Permanentes calculados por el Método de Makdisi y Seed en la Presa Palo Redondo – Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° W

$$M_s = 7.50$$

$$\ddot{U}_{\max} = 1.1280 \text{ g}$$

$$T_0 = 0.7373 \text{ s}$$

A. Talud Aguas Arriba.

y/H	K_y	$\frac{K_{\max}}{\ddot{U}_{\max}}$	K_{\max}	$\frac{K_y}{K_{\max}}$	$\frac{U}{K_{\max} \cdot g \cdot T_0}$	Desplazam. Permanente (cm)
1/4	0.29	0.85	0.959	0.302	0.140	97.0888
1/2	0.27	0.60	0.677	0.399	0.070	34.2666
3/4	0.25	0.44	0.496	0.504	0.038	13.6414
1	0.23	0.35	0.395	0.583	0.022	6.2822

B. Talud Aguas Abajo.

y/H	K_y	$\frac{K_{\max}}{\ddot{U}_{\max}}$	K_{\max}	$\frac{K_y}{K_{\max}}$	$\frac{U}{K_{\max} \cdot g \cdot T_0}$	Desplazam. Permanente (cm)
1/4	0.32	0.85	0.959	0.334	0.118	81.8320
1/2	0.29	0.60	0.677	0.428	0.058	28.3924
3/4	0.26	0.44	0.496	0.524	0.032	11.4875
1	0.23	0.35	0.395	0.583	0.021	5.9967

Tabla 6.13

Desplazamientos Permanentes calculados por el Método de Makdisi y Seed en
la Presa Palo Redondo – Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E

$$M_s = 7.50$$

$$\ddot{U}_{\max} = 1.1519 \text{ g}$$

$$T_0 = 0.7841 \text{ s}$$

A. Talud Aguas Arriba.

y/H	K_y	$\frac{K_{\max}}{\ddot{U}_{\max}}$	K_{\max}	$\frac{K_y}{K_{\max}}$	$\frac{U}{K_{\max} \cdot g \cdot T_0}$	Desplazam. Permanente (cm)
1/4	0.29	0.85	0.979	0.296	0.145	109.2049
1/2	0.27	0.60	0.691	0.391	0.075	39.8720
3/4	0.25	0.44	0.507	0.493	0.038	14.8147
1	0.23	0.35	0.403	0.570	0.023	7.1327

B. Talud Aguas Abajo.

y/H	K_y	$\frac{K_{\max}}{\ddot{U}_{\max}}$	K_{\max}	$\frac{K_y}{K_{\max}}$	$\frac{U}{K_{\max} \cdot g \cdot T_0}$	Desplazam. Permanente (cm)
1/4	0.32	0.85	0.979	0.327	0.120	90.3765
1/2	0.29	0.60	0.691	0.420	0.061	32.4292
3/4	0.26	0.44	0.507	0.513	0.034	13.2552
1	0.23	0.35	0.403	0.570	0.024	7.4428

Según Seed (1969), la deformación permanente inducida por un sismo en una presa no debe exceder de 3 pies, que es aproximadamente 1 m. Se observa que la presa cumple con este requisito. La deformación de 1.09 m calculada en el talud aguas arriba con el sismo de Llolleo parece excesiva pero cabe recalcar que los parámetros de resistencia para el material del cuerpo de la presa son muy conservadores.

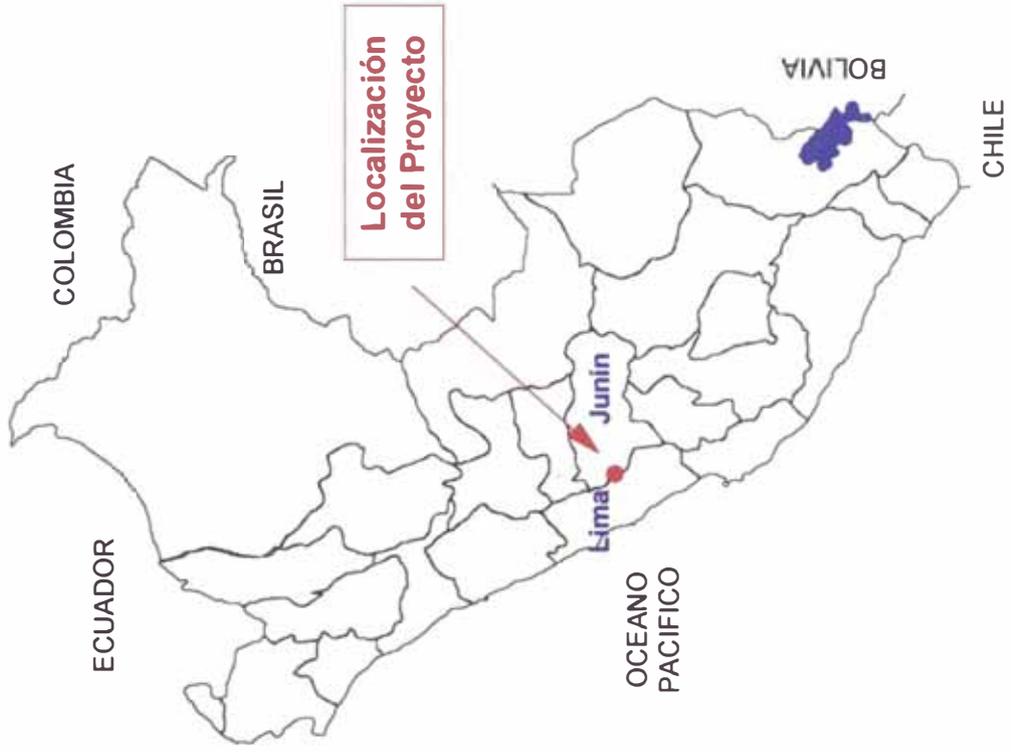


Fig. 6.1 : Ubicación Geográfica - Presa Pomacocha

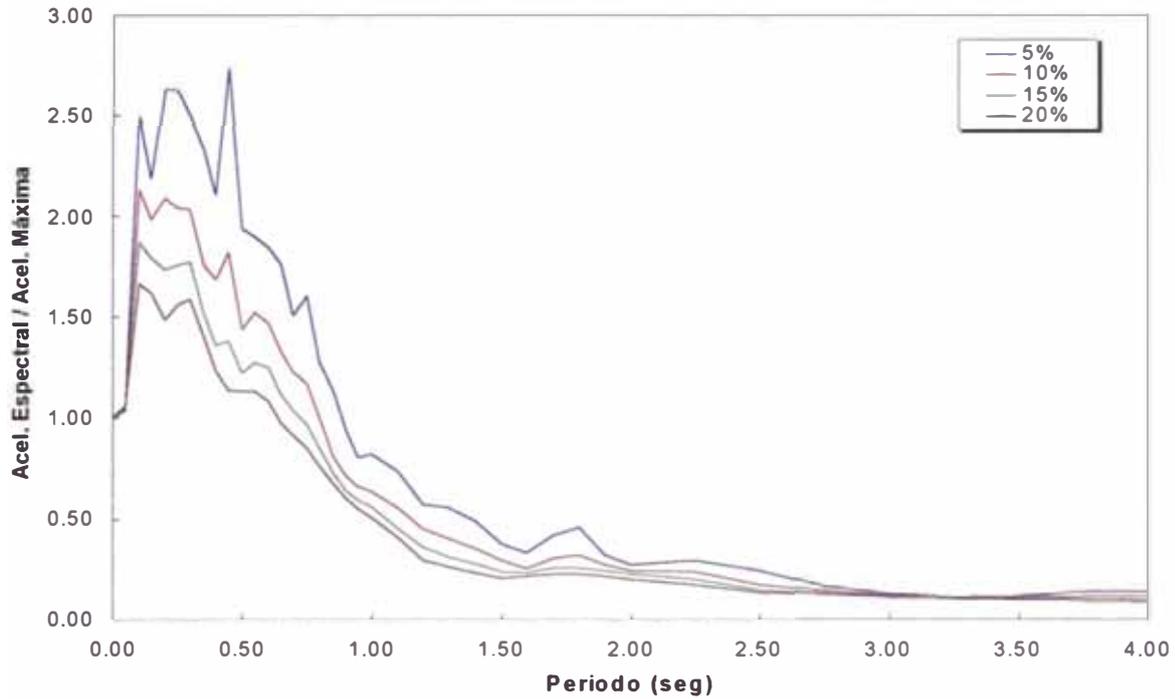


Fig. 6.3 : Espectro de Respuesta Normalizado de Aceleraciones Horizontales – Registro Lima-Perú 10/74 Componente N 82° O

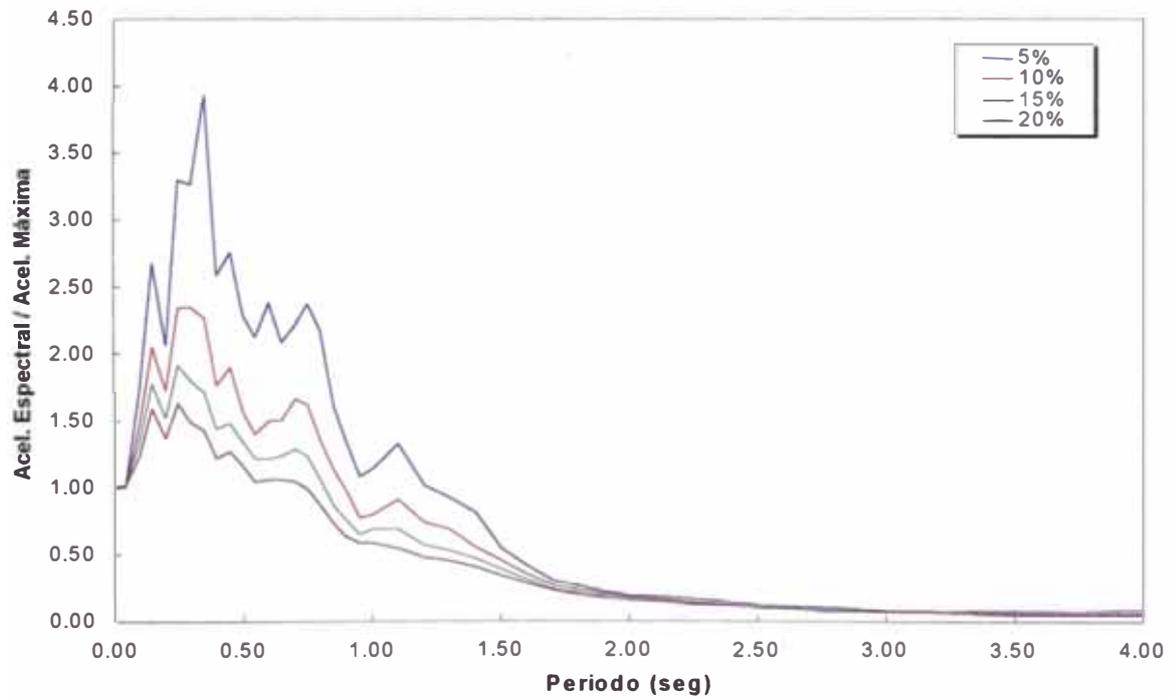


Fig. 6.4 : Espectro de Respuesta Normalizado de Aceleraciones Horizontales – Registro Lolleo-Chile 03/85 Componente S 80° E

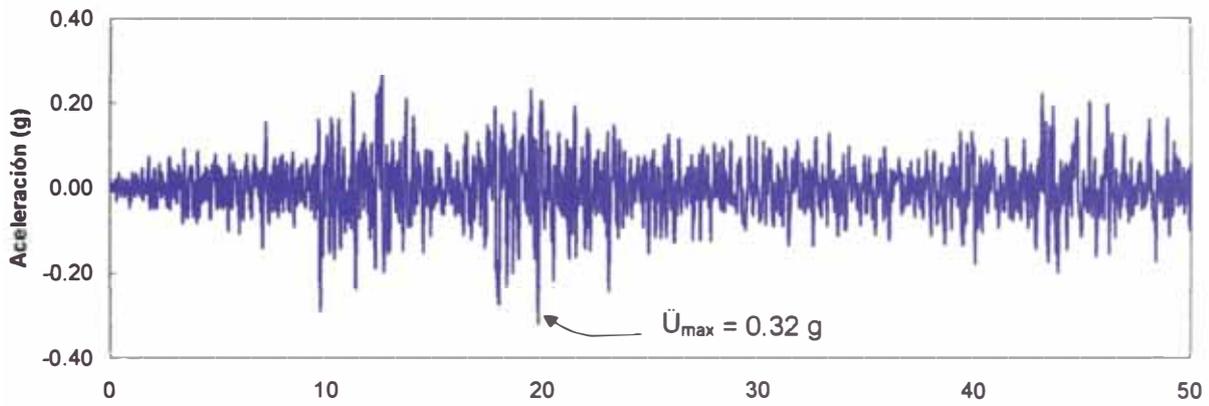


Fig. 6.5 : Registro del Sismo Lima-Perú 10/74 Componente N 82° W ($\ddot{U}_{\max} = 0.32\text{g}$)

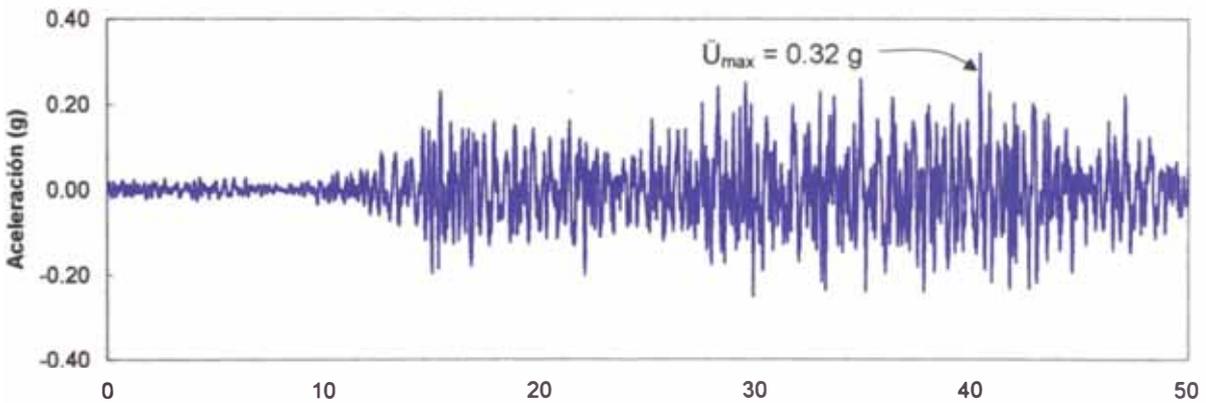


Fig. 6.6 : Registro del Sismo de Lolleo-Chile 03/85 Componente S 80° E ($\ddot{U}_{\max} = 0.32\text{g}$)

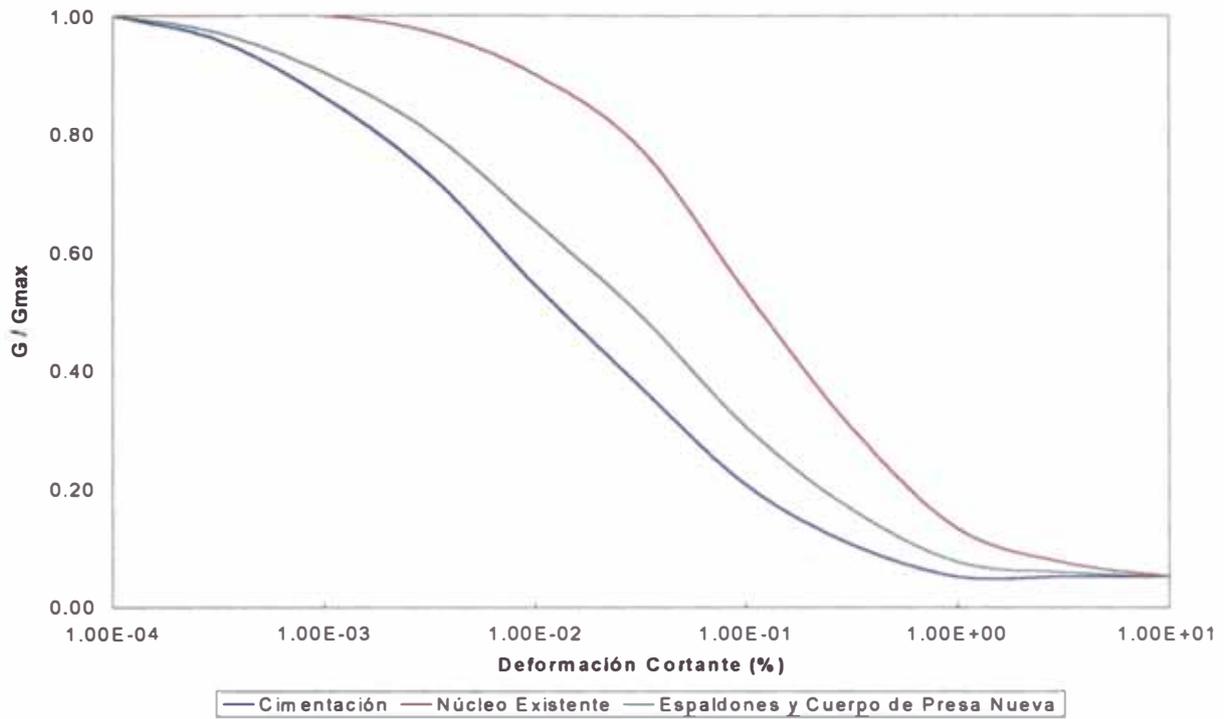


Fig. 6.7 : Reducción del Módulo Cortante de los Materiales de la Presa Pomacocha

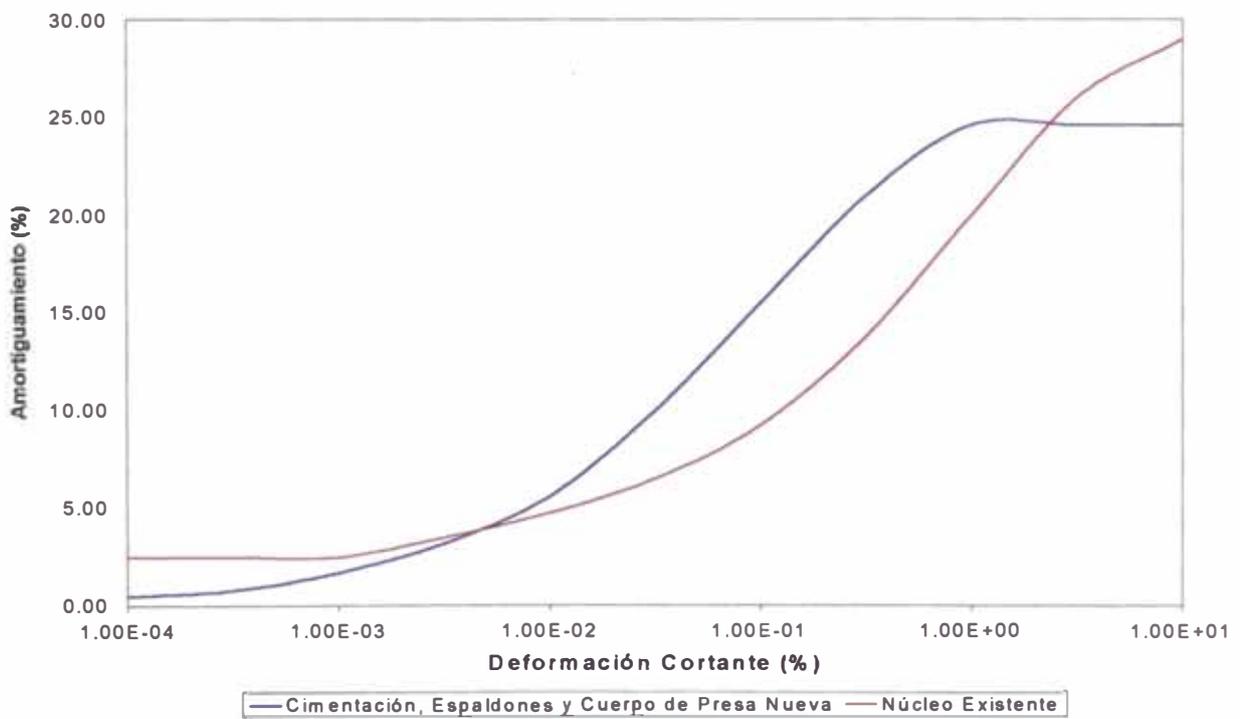
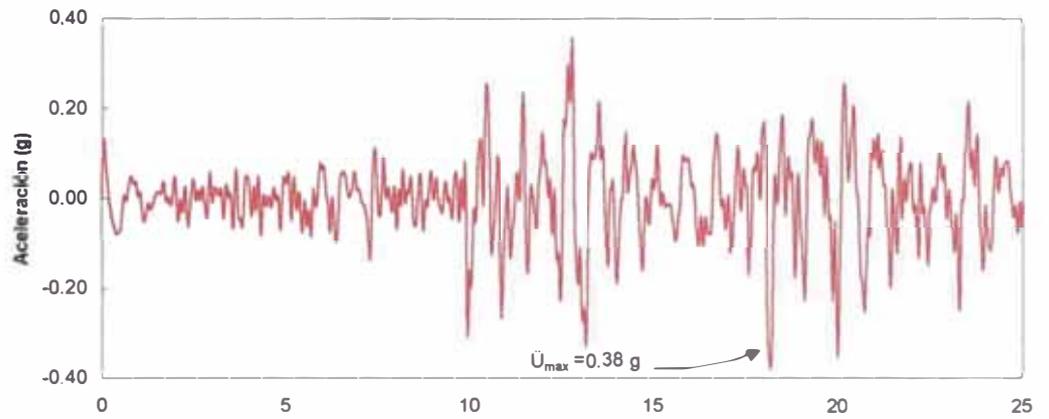
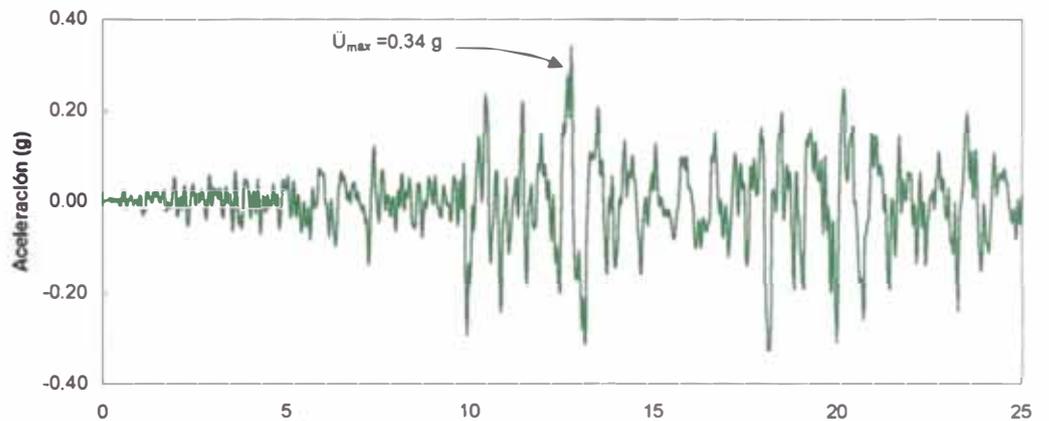


Fig. 6.8 : Razón de Amortiguamiento de los Materiales de la Presa Pomacocha

Acelerograma en la cresta calculado con el programa SHAKE21



Acelerograma en la cresta calculado con el programa SHAKE91



Acelerograma en la base rocosa

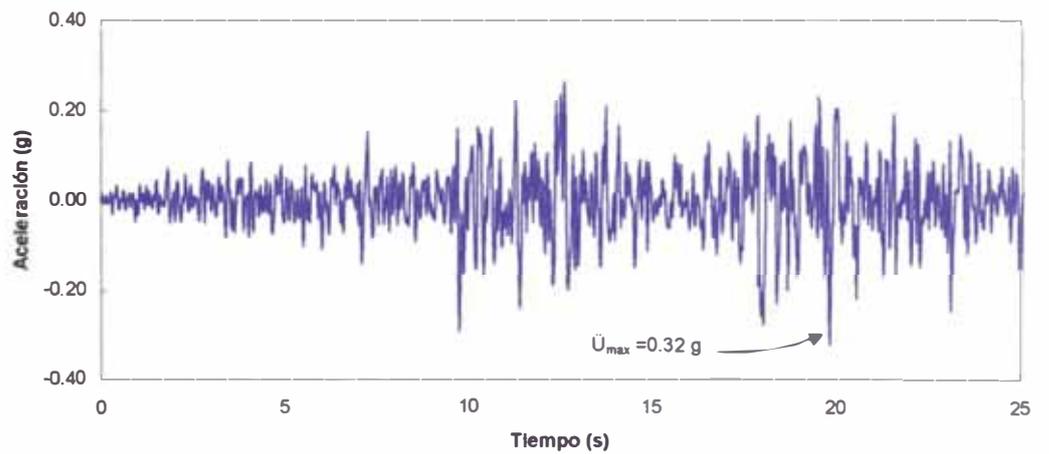
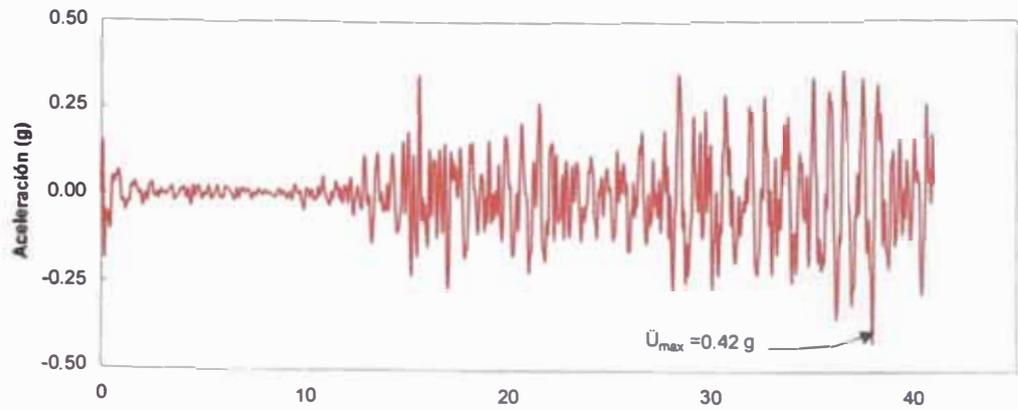
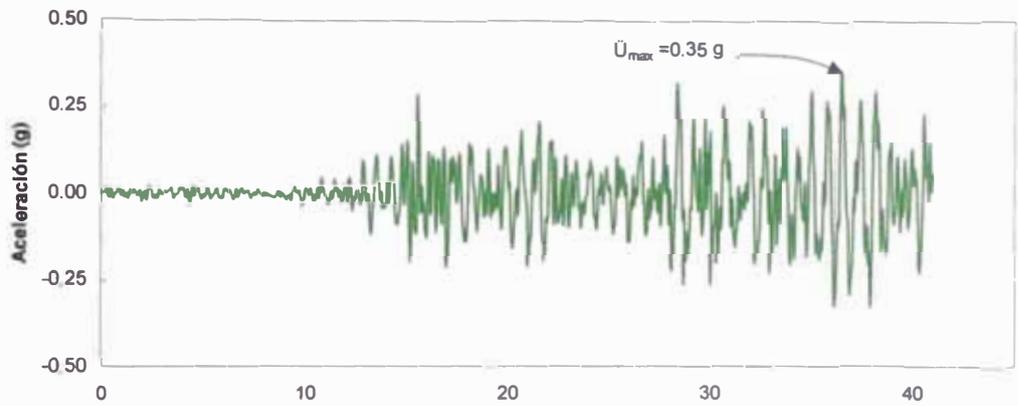


Fig. 6.9 : Comparación entre los acelerogramas en la base rocosa y los calculados en la cresta con los diferentes programas unidimensionales para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Pomacocha.

Acelerograma en la cresta calculado con el programa SHAKE21



Acelerograma en la cresta calculado con el programa SHAKE91



Acelerograma en la base rocosa

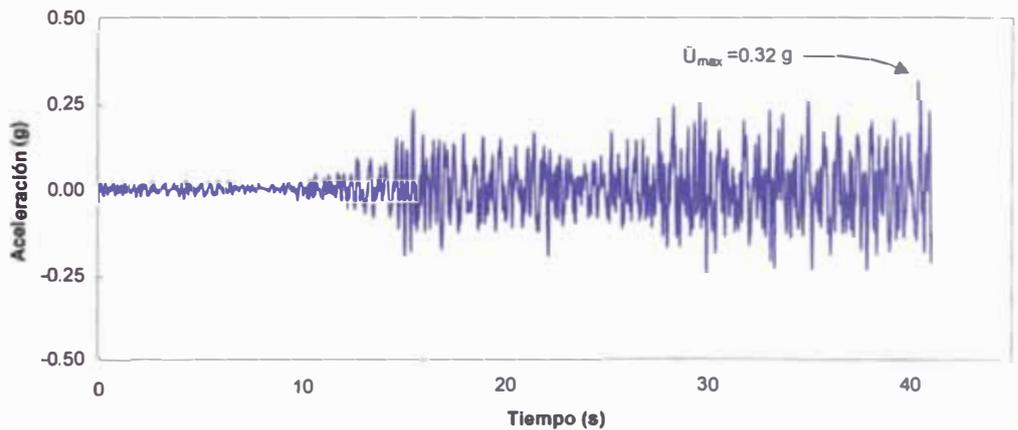


Fig. 6.10 : Comparación entre los acelerogramas en la base rocosa y los calculados en la cresta con los diferentes programas unidimensionales para el Sismo de Lolleo Chile 03/85 S 80° E. – Presa Pomacocha

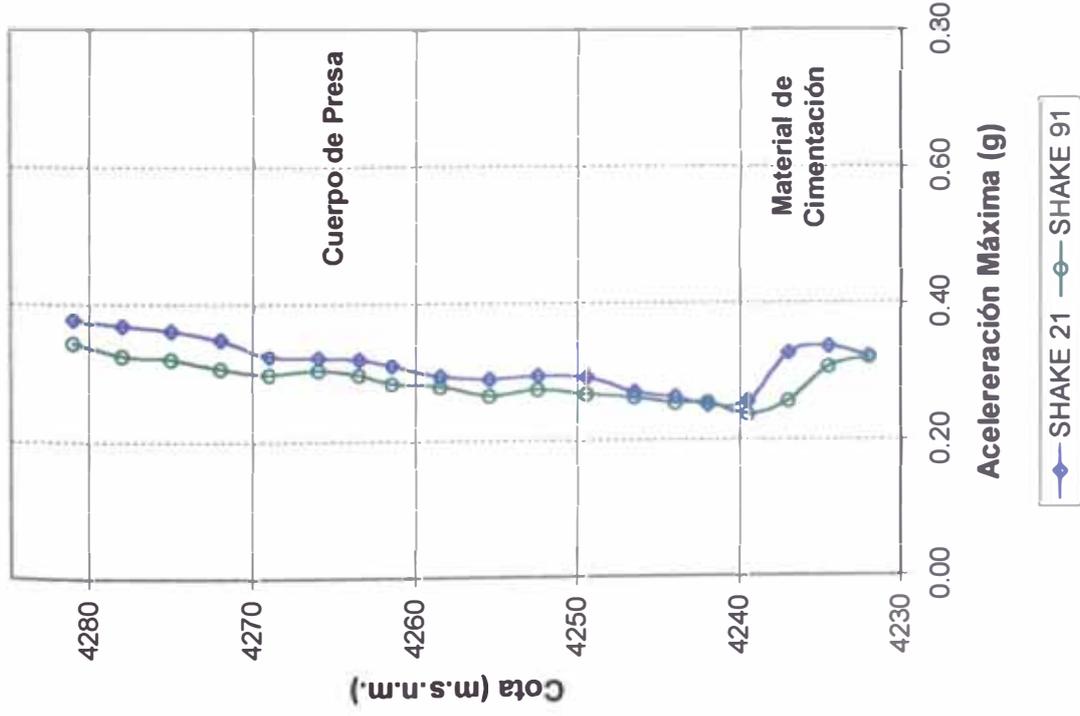


Fig. 6.11 : Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° O – Presa Pomacocha

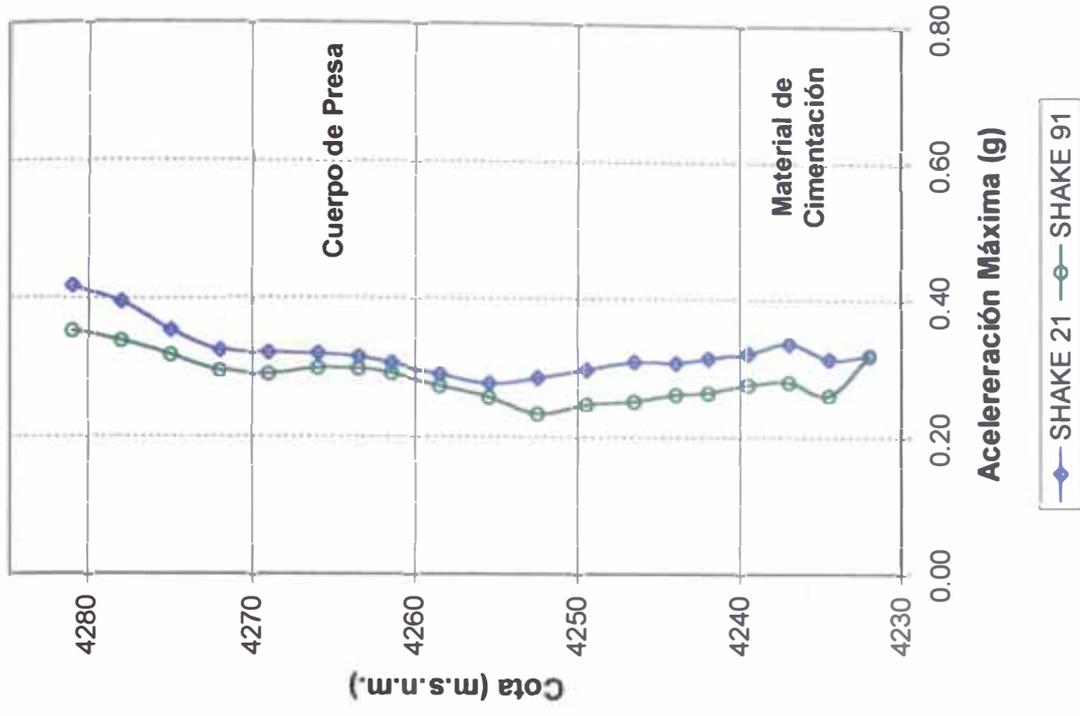


Fig. 6.12 : Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Llole-Chile 03/85 S 80° E – Presa Pomacocha

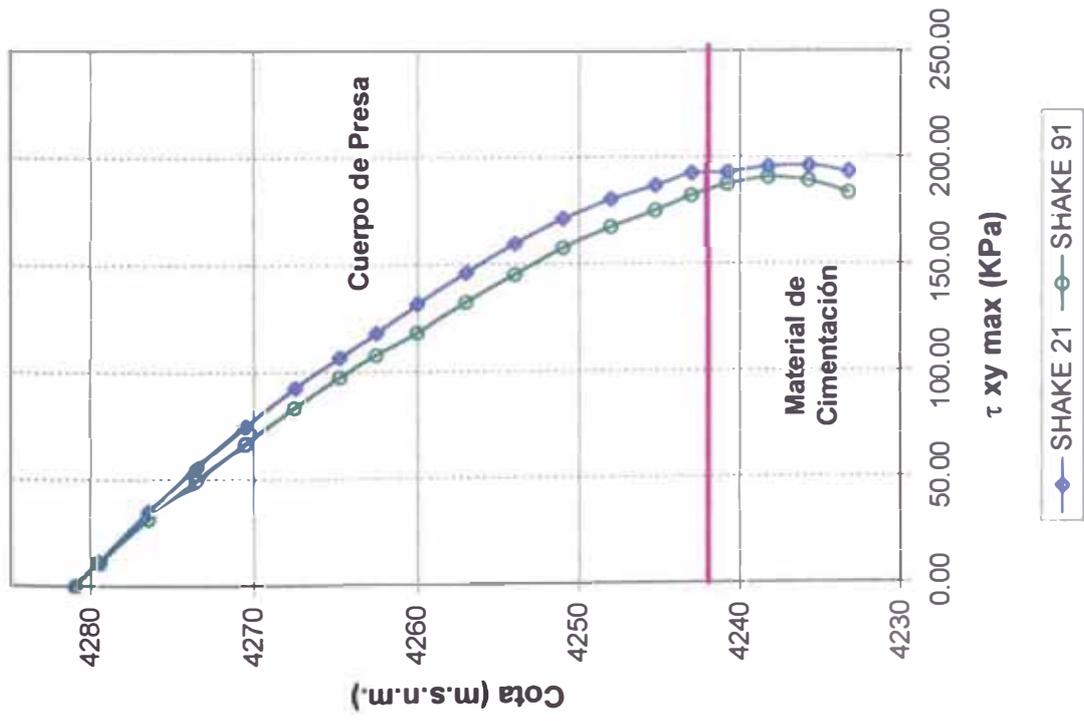


Fig. 6.13 : Variación de los Esf. Cortantes Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° O – Presa Pomacocha

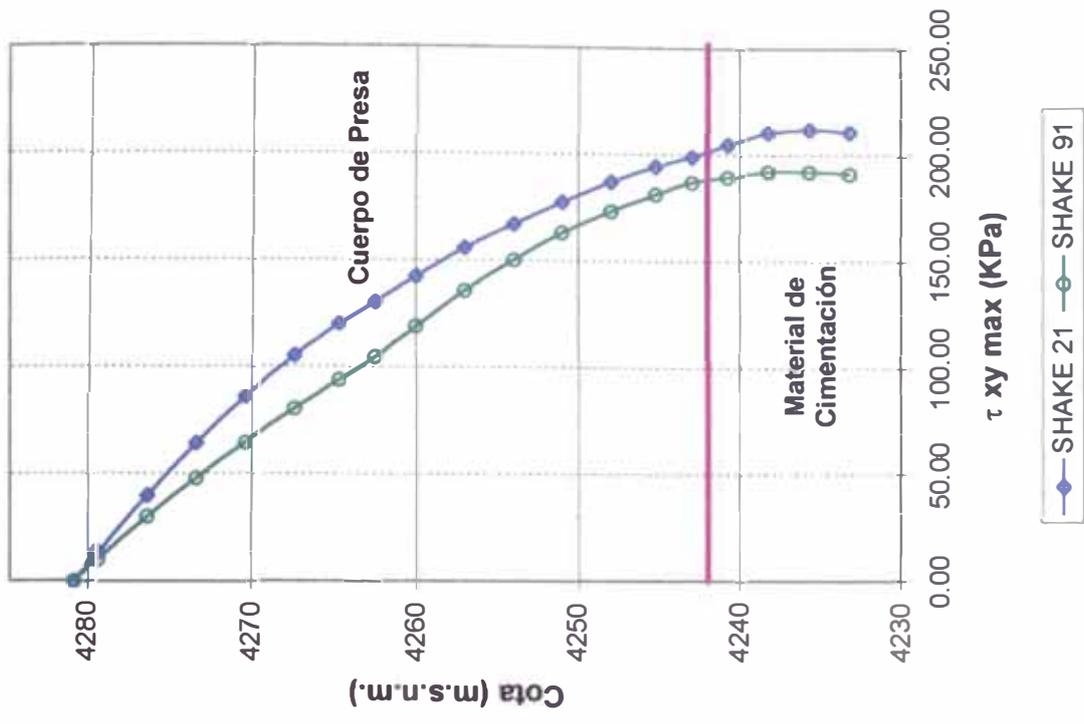


Fig. 6.14 : Variación de los Esf. Cortantes Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lloleco-Chile 03/85 S 80° E – Presa Pomacocha

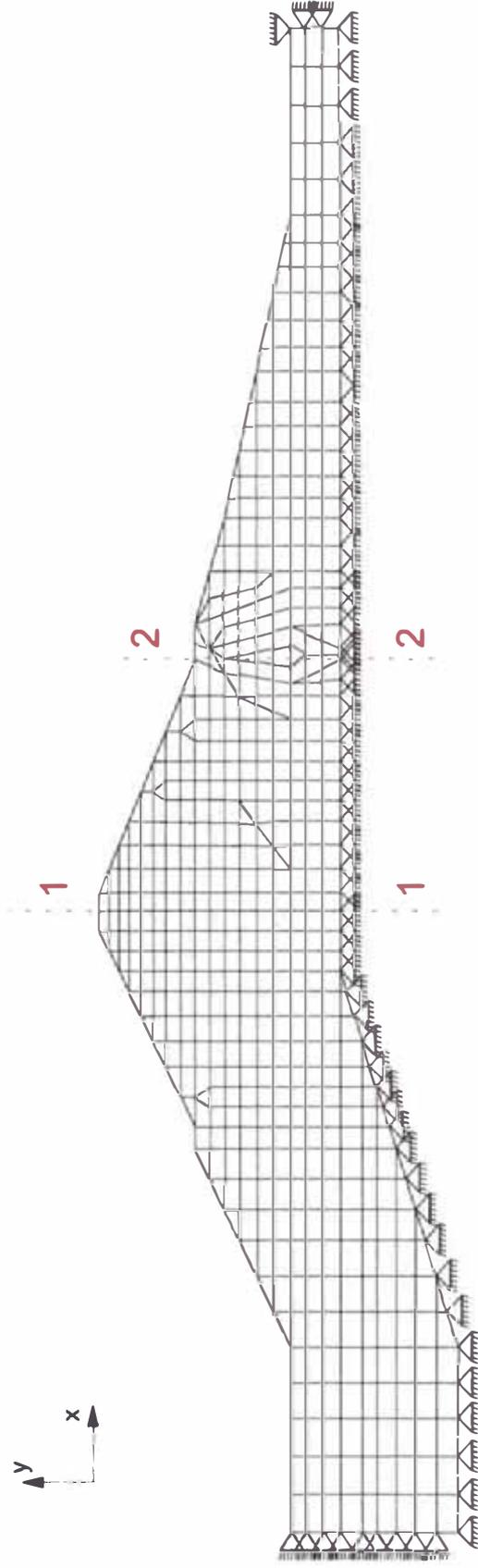


Fig. 6.15 : Malla de Elementos Finitos - Presa Pomacocha

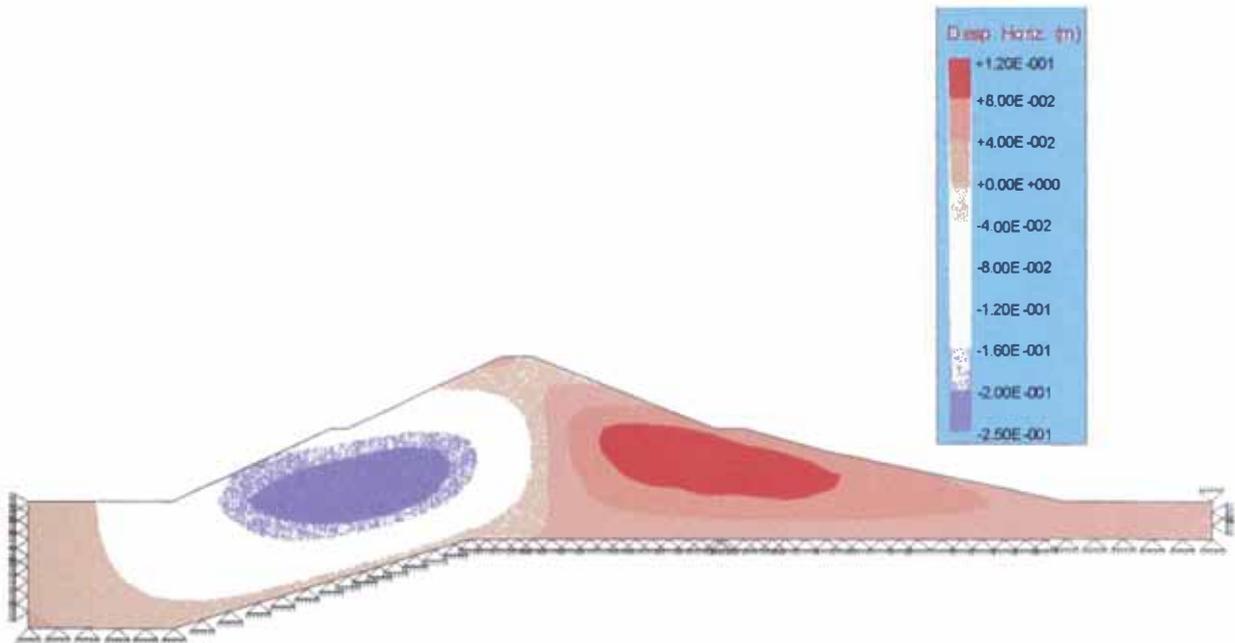


Fig. 6.16 : Distribución de los Desplazamientos Horizontales al Final de la Construcción calculados con el Programa GEOSOF – Presa Pomacocha

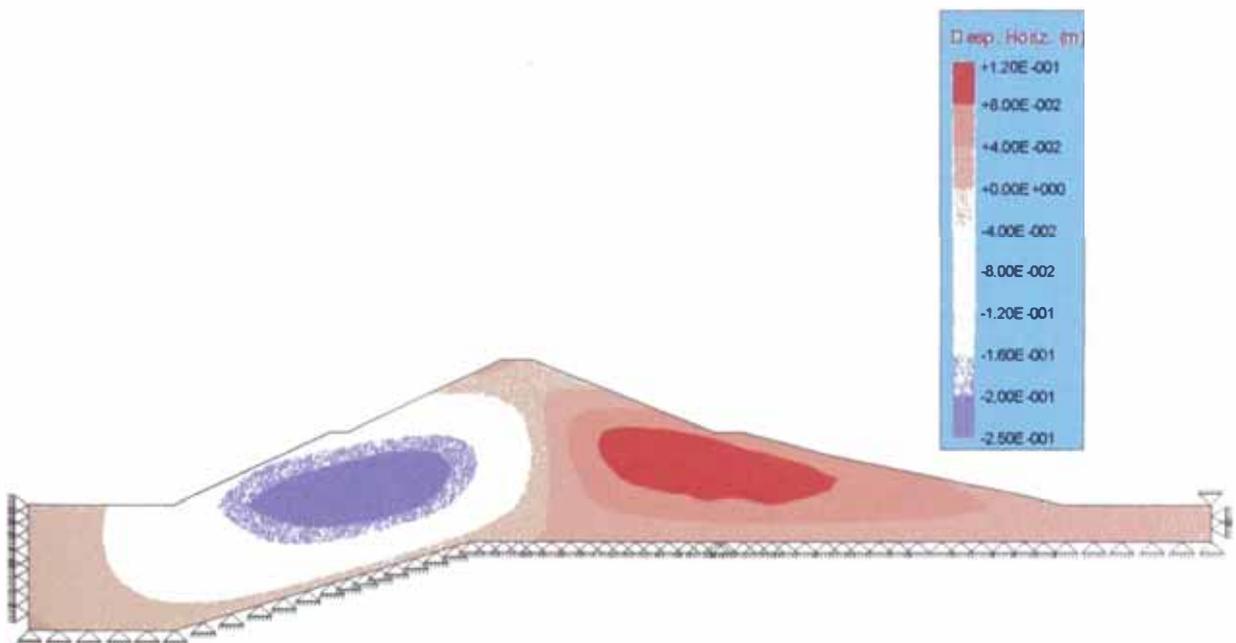


Fig. 6.17 : Distribución de los Desplazamientos Horizontales al Final de la Construcción calculados con el Programa FEADAM84 – Presa Pomacocha

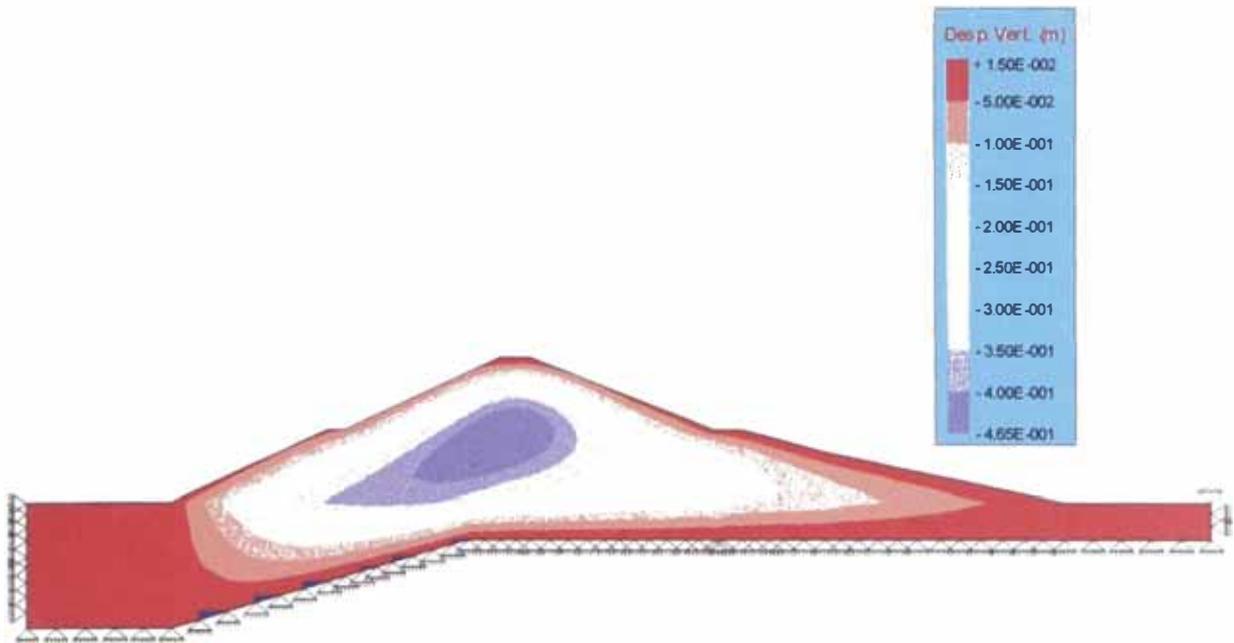


Fig. 6.18 : Distribución de los Desplazamientos Verticales al Final de la Construcción calculados con el Programa GEOSOF2 – Presa Pomacocha

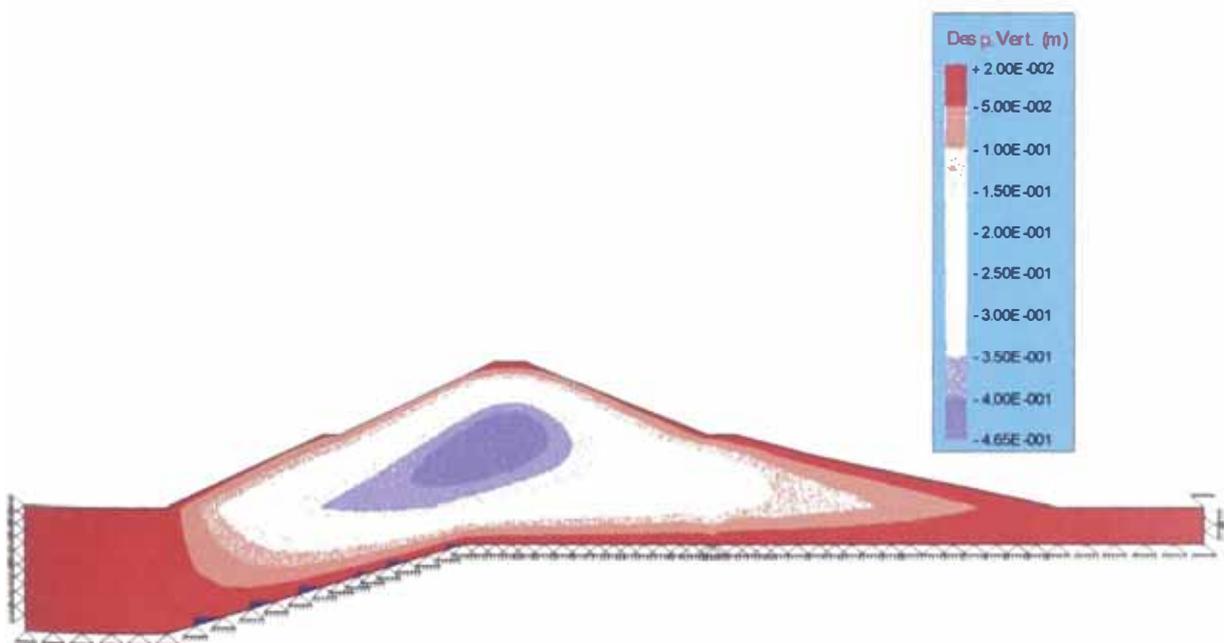


Fig. 6.19 : Distribución de los Desplazamientos Verticales al Final de la Construcción calculados con el Programa FEADAM84 – Presa Pomacocha

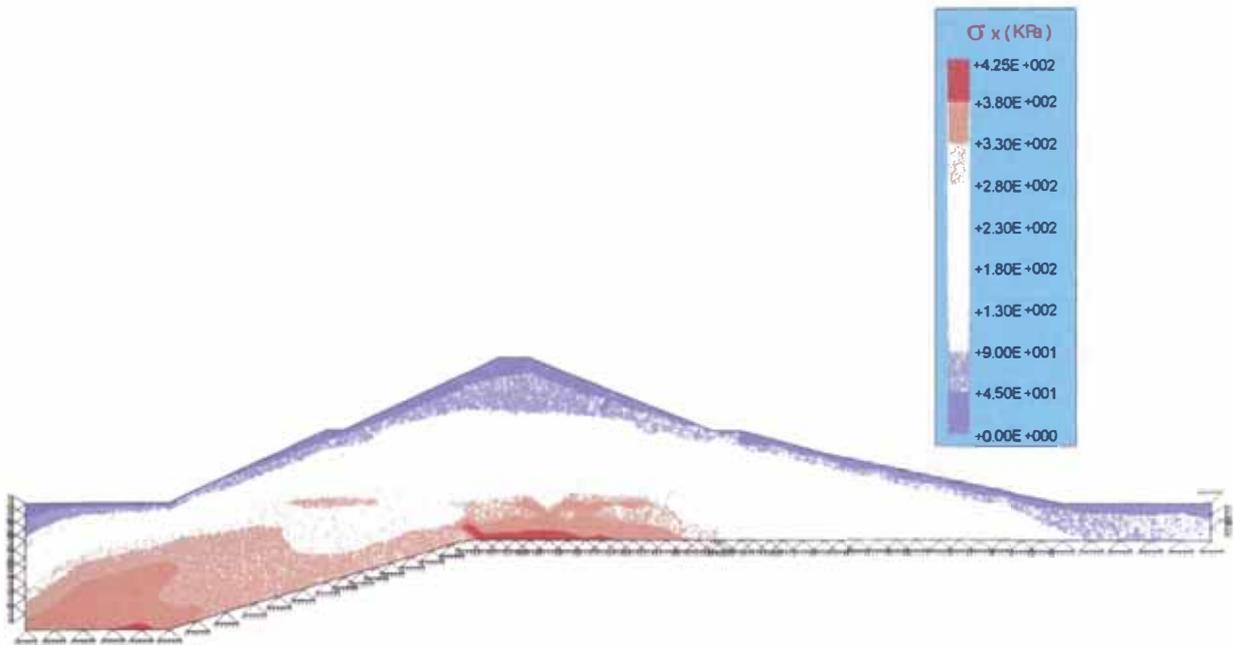


Fig. 6.20 : Distribución de los Esfuerzos Horizontales al Final de la Construcción calculados con el Programa GEOSOFTE – Presa Pomacocha

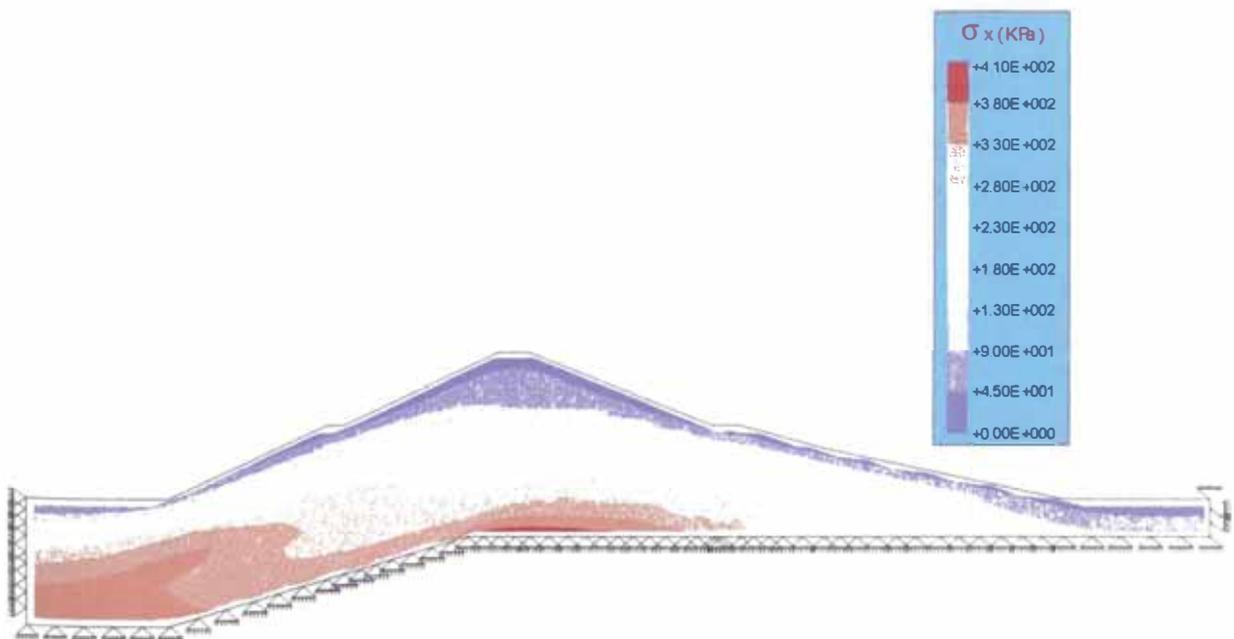


Fig. 6.21 : Distribución de los Esfuerzos Horizontales al Final de la Construcción calculados con el Programa FEADAM84 – Presa Pomacocha

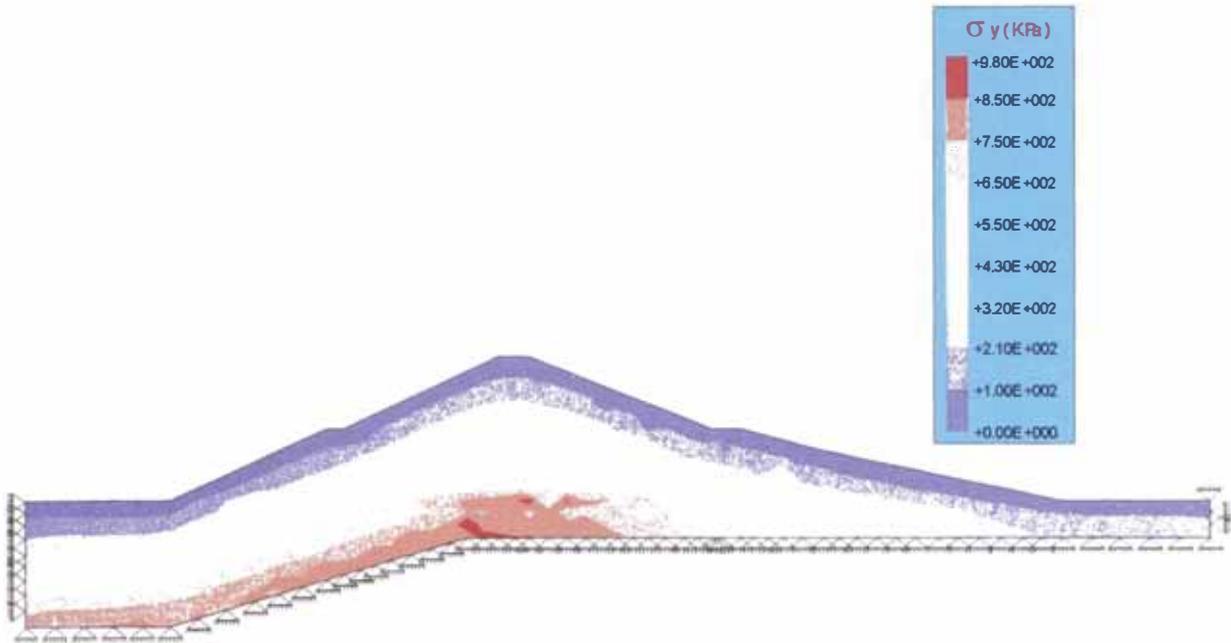


Fig. 6.22 : Distribución de los Esfuerzos Verticales al Final de la Construcción calculados con el Programa GEOSOFTE – Presa Pomacocha

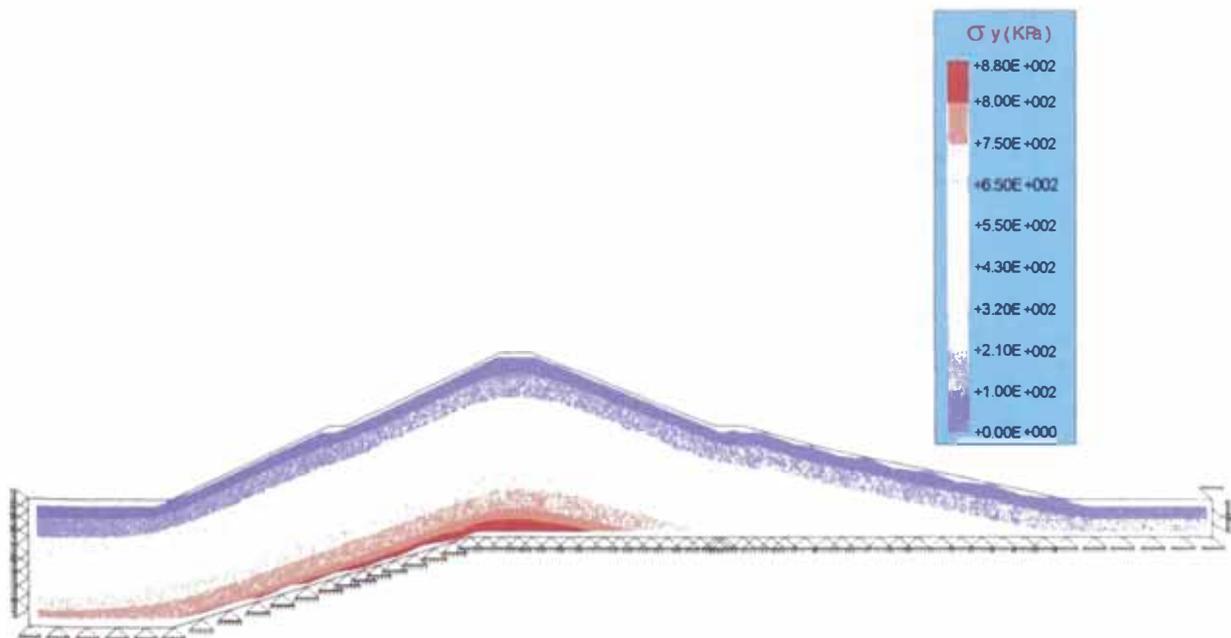


Fig. 6.23 : Distribución de los Esfuerzos Verticales al Final de la Construcción calculados con el Programa FEADAM84 – Presa Pomacocha

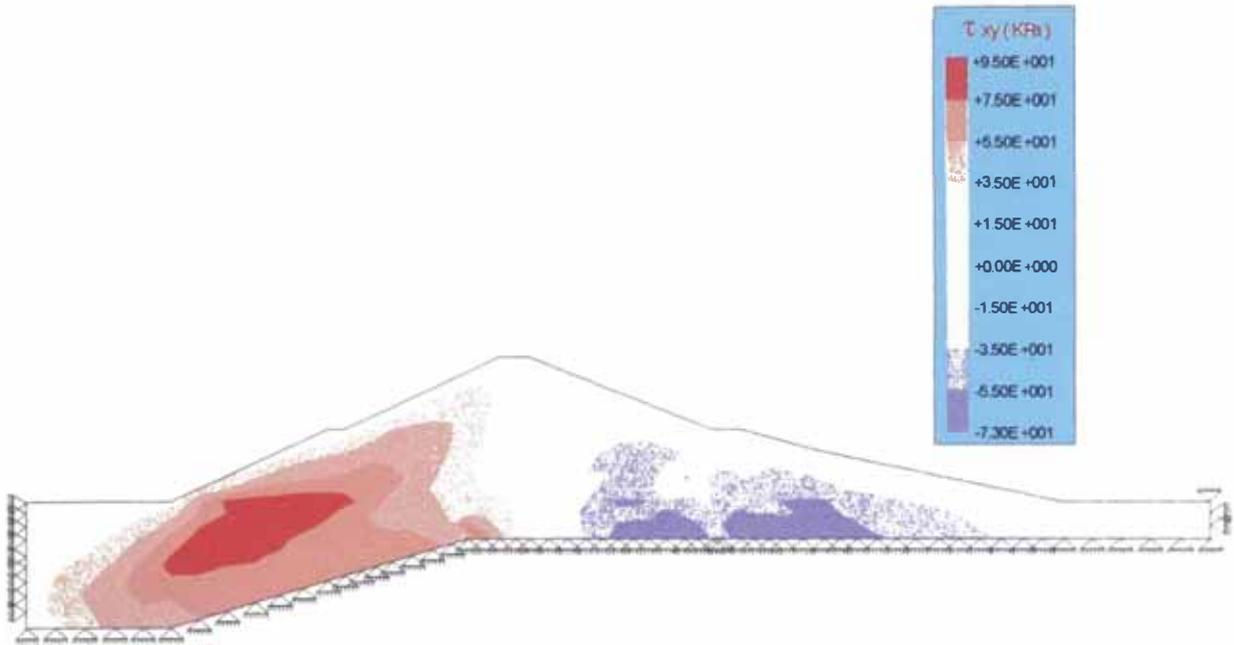


Fig. 6.24 : Distribución de los Esfuerzos Cortantes al Final de la Construcción calculados con el Programa GEOSOFTE – Presa Pomacocha

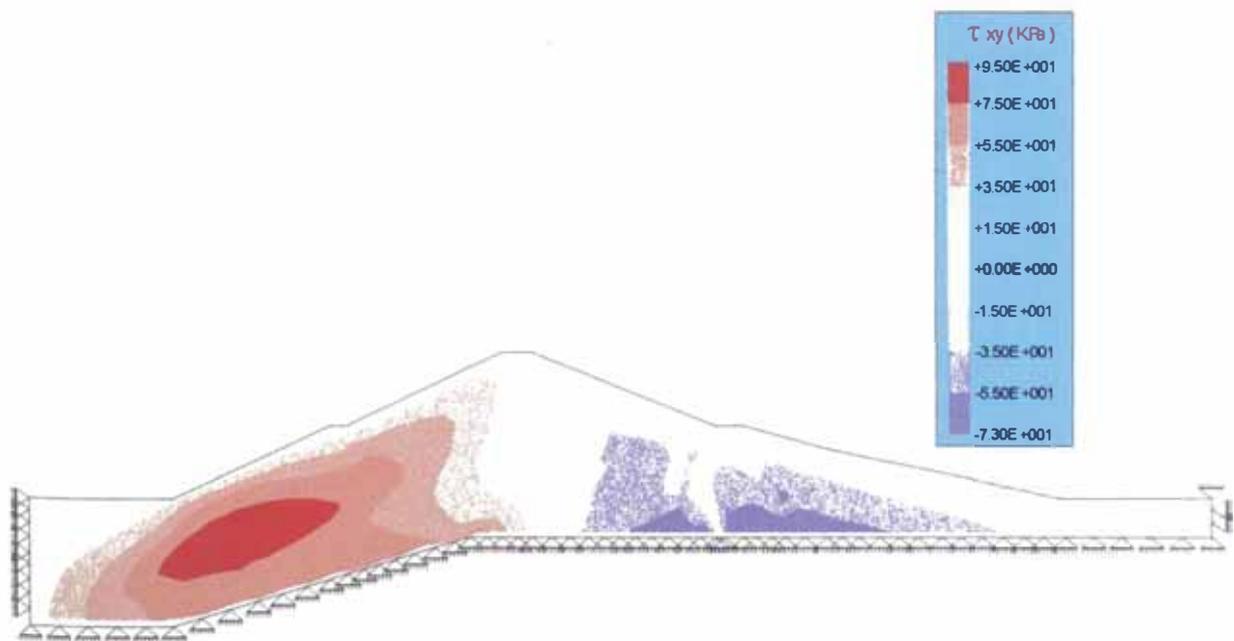


Fig. 6.25 : Distribución de los Esfuerzos Cortantes al Final de la Construcción calculados con el Programa FEADAM84 – Presa Pomacocha

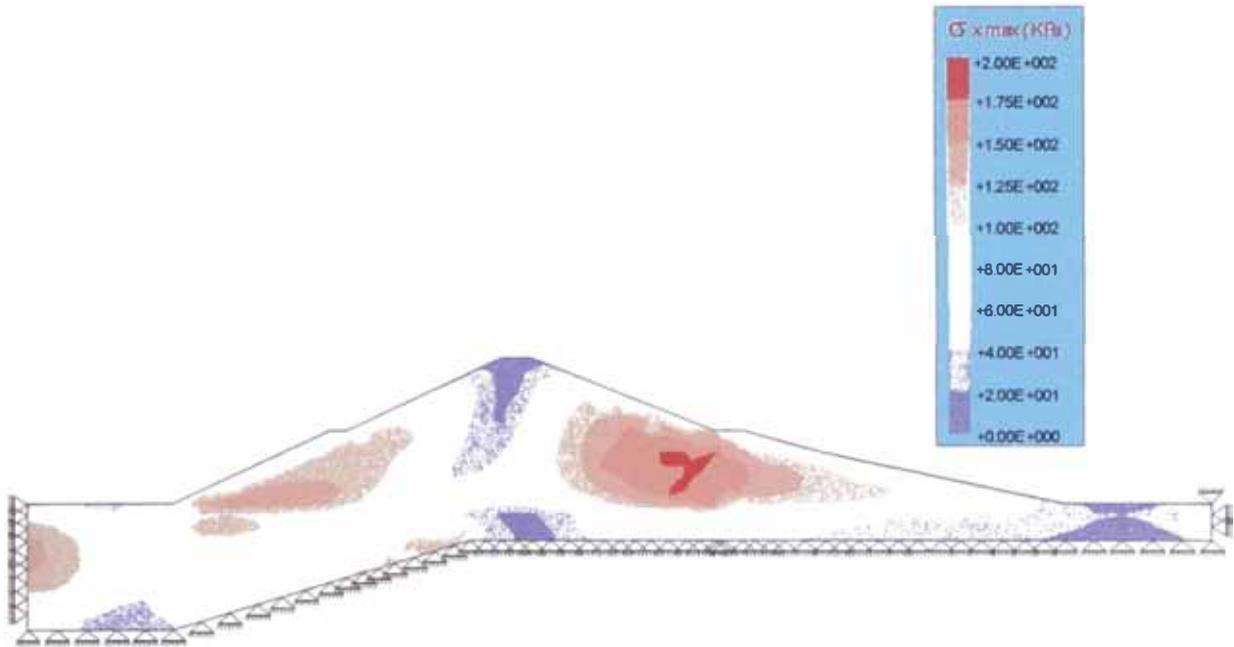


Fig. 6.26 : Distribución de Esfuerzos Horizontales Máximos calculados con el Programa GEOSFT para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Pomacocha

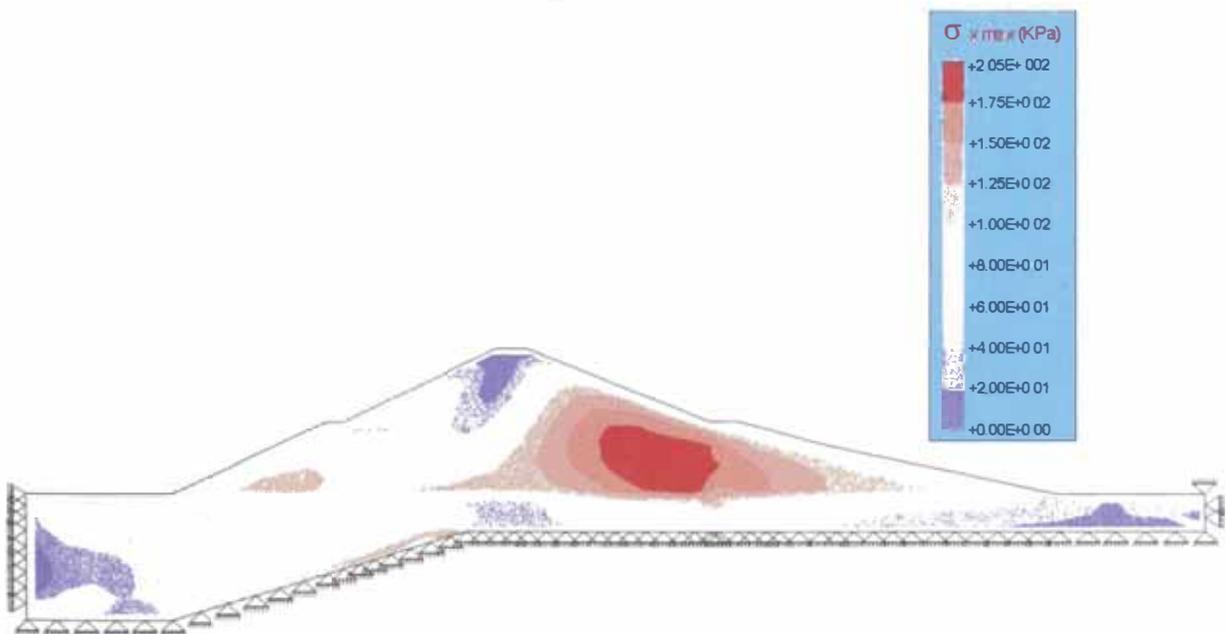


Fig. 6.27 : Distribución de Esfuerzos Horizontales Máximos calculados con el Programa QUAD4M para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Pomacocha

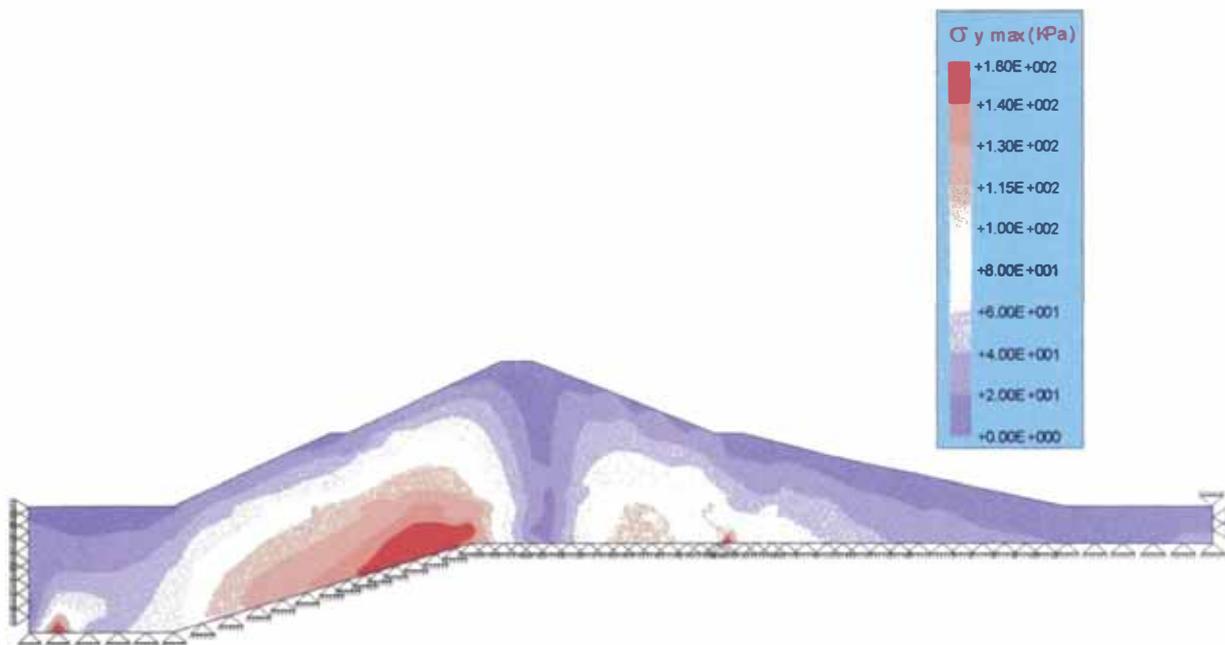


Fig. 6.28 : Distribución de Esfuerzos Verticales Máximos calculados con el Programa GEOSOFTE para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Pomacocha

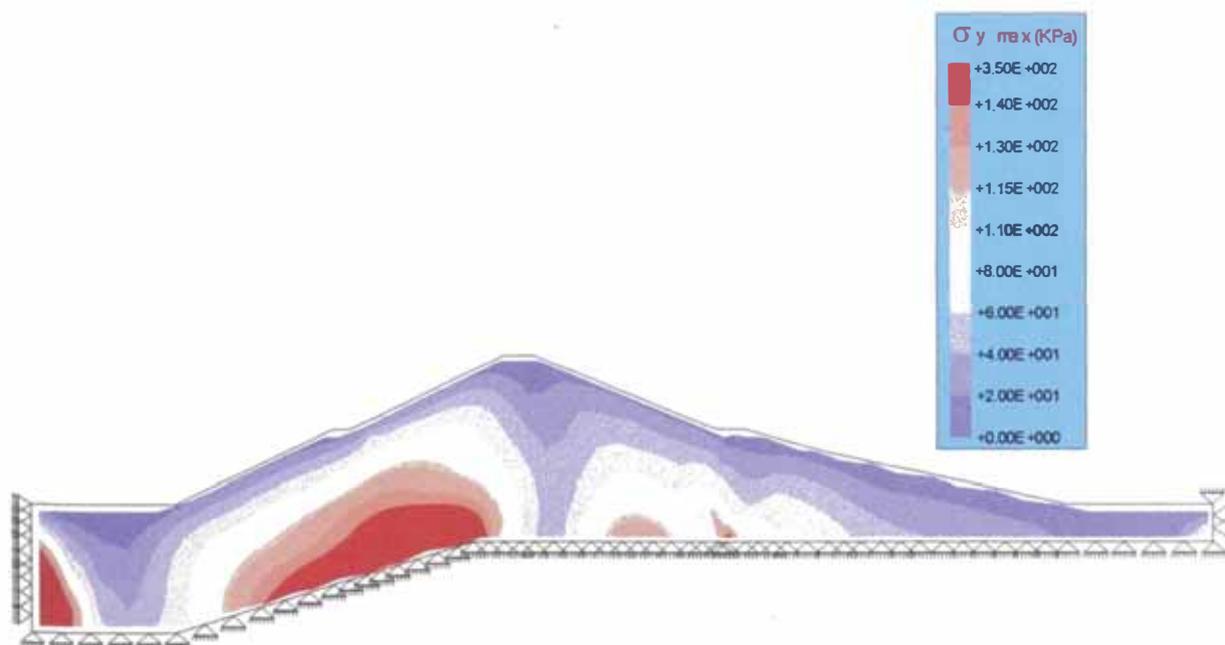


Fig. 6.29 : Distribución de Esfuerzos Verticales Máximos calculados con el Programa QUAD4M para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Pomacocha

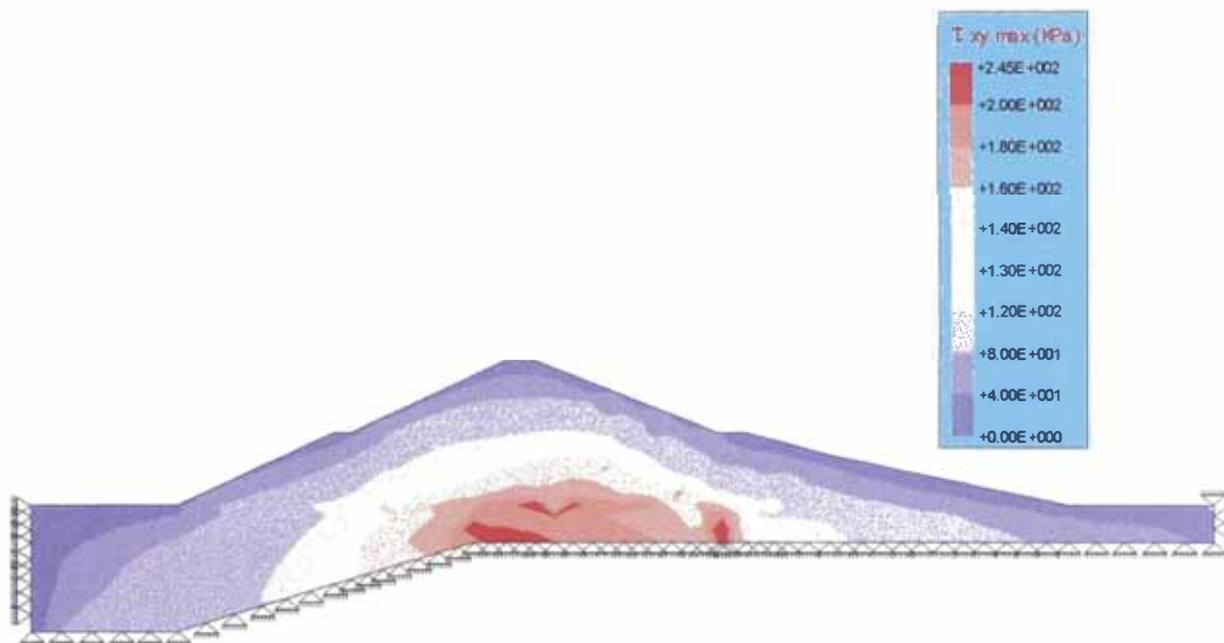


Fig. 6.30 : Distribución de Esfuerzos Cortantes Máximos calculados con el Programa GEOSOF7 para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Pomacocha

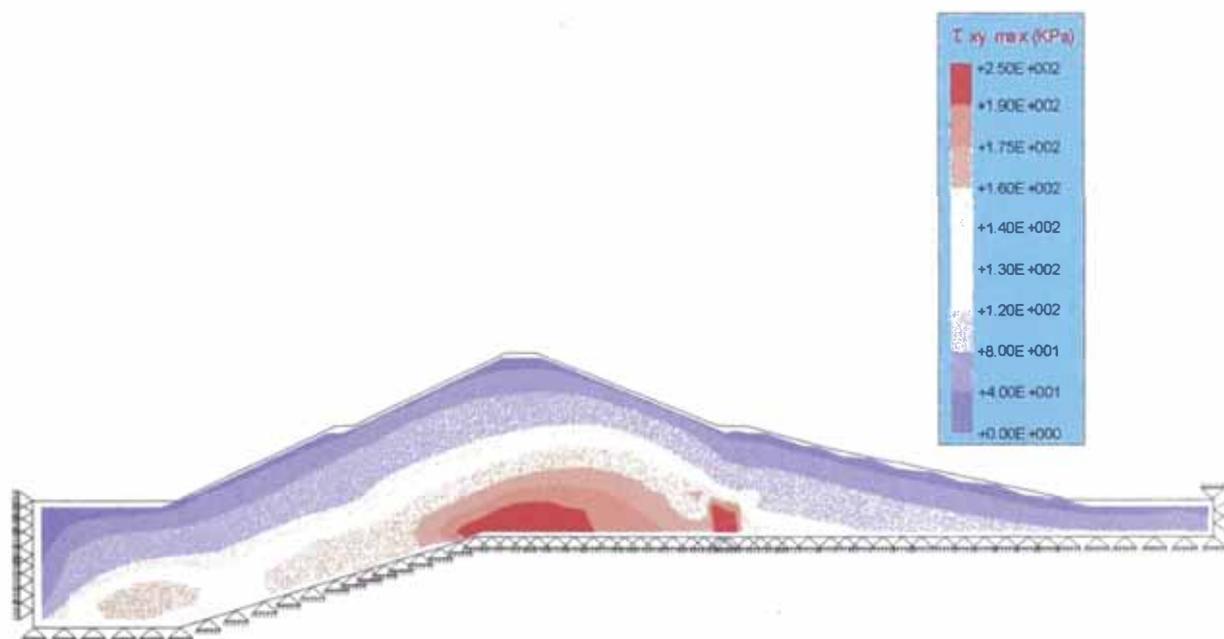


Fig. 6.31 : Distribución de Esfuerzos Cortantes Máximos calculados con el Programa QUAD4M para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Pomacocha

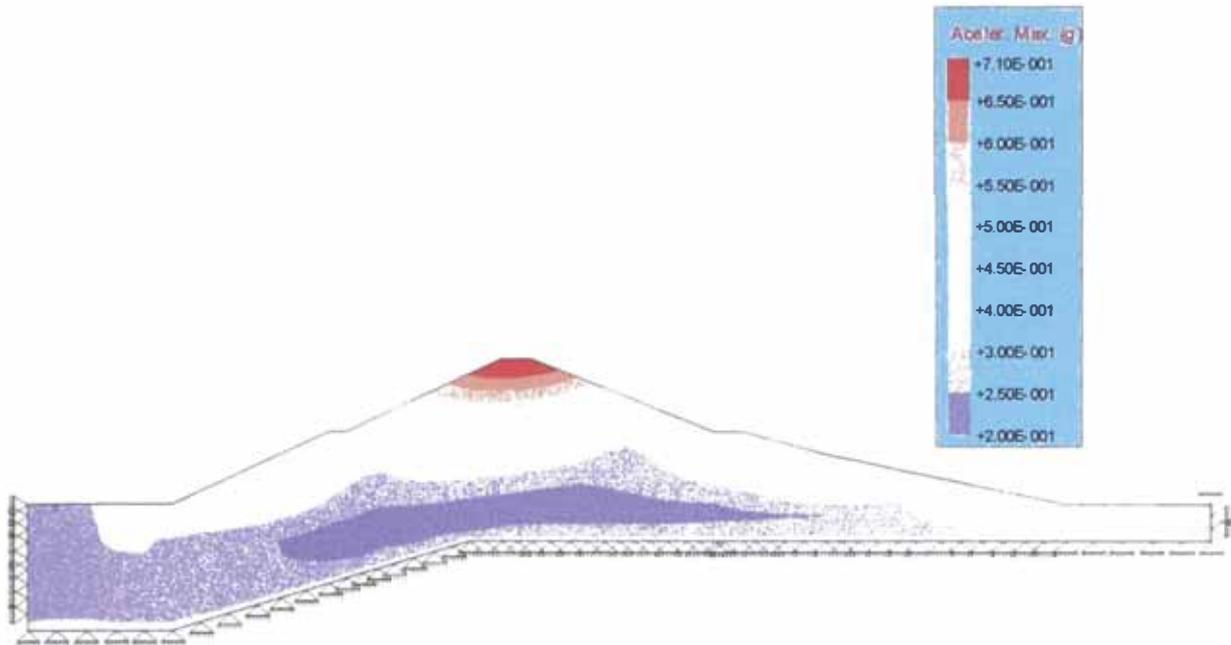


Fig. 6.32 : Distribución de Aceleraciones Máximas calculados con el Programa GEOSOF7 para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O – Presa Pomacocha

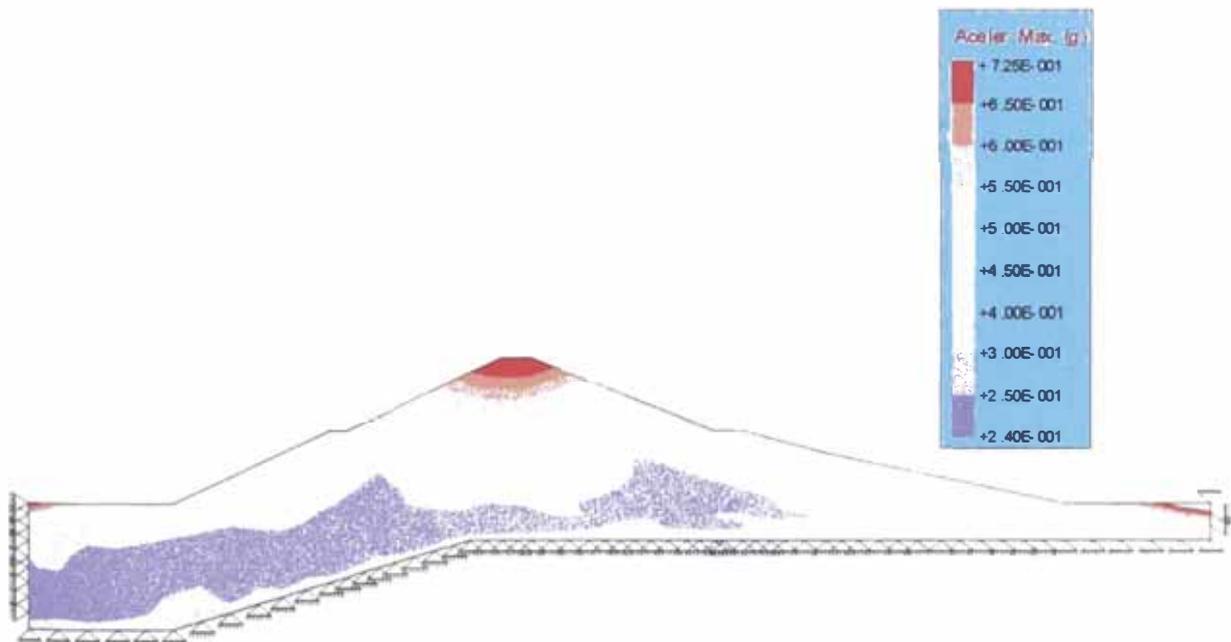
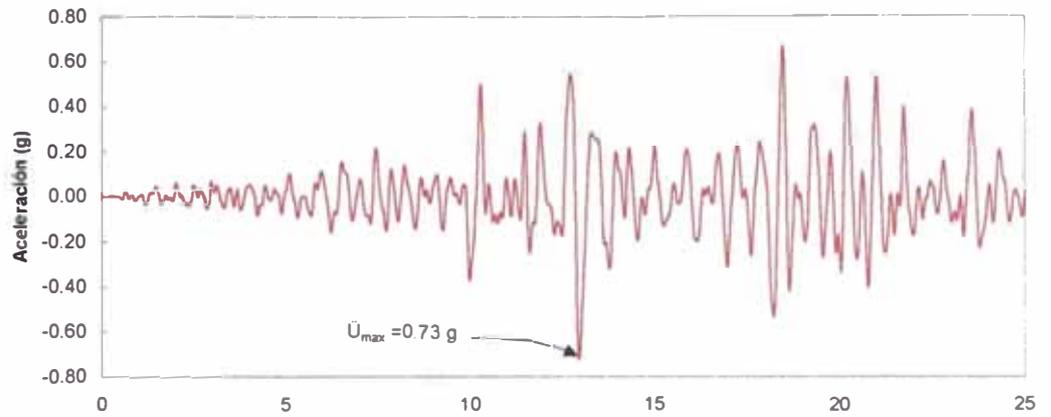
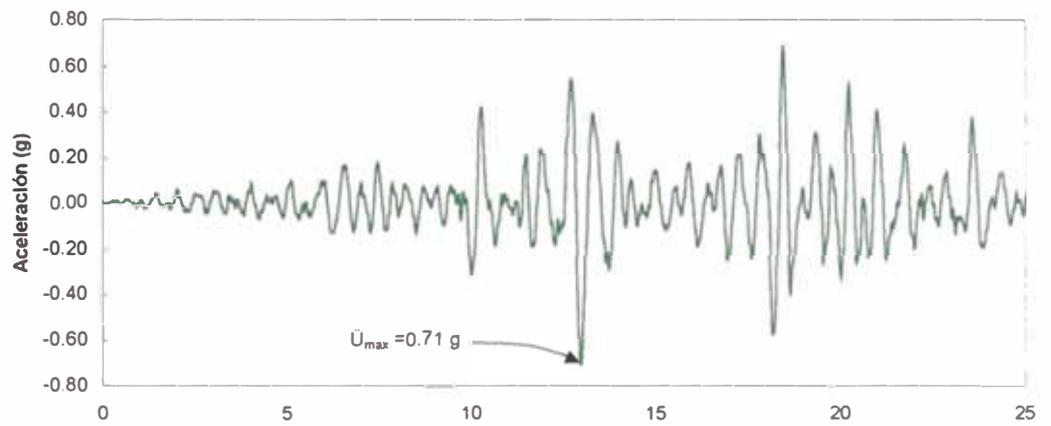


Fig. 6.33 : Distribución de Aceleraciones Máximas calculados con el Programa QUAD4M para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Pomacocha

Acelerograma en la cresta calculado con el programa QUAD4M



Acelerograma en la cresta calculado con el programa GEOSOFTE



Acelerograma en la base rocosa

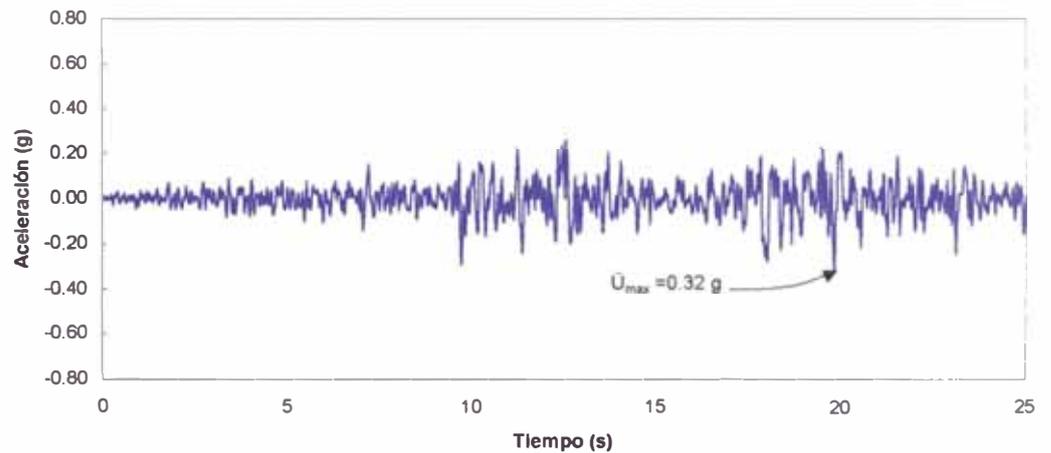


Fig. 6.34 : Comparación entre los acelerogramas en la base rocosa y los calculados en la cresta con los diferentes programas bidimensionales para el Sismo de Lima - Perú 10/74 N 82° W – Presa Pomacocha.

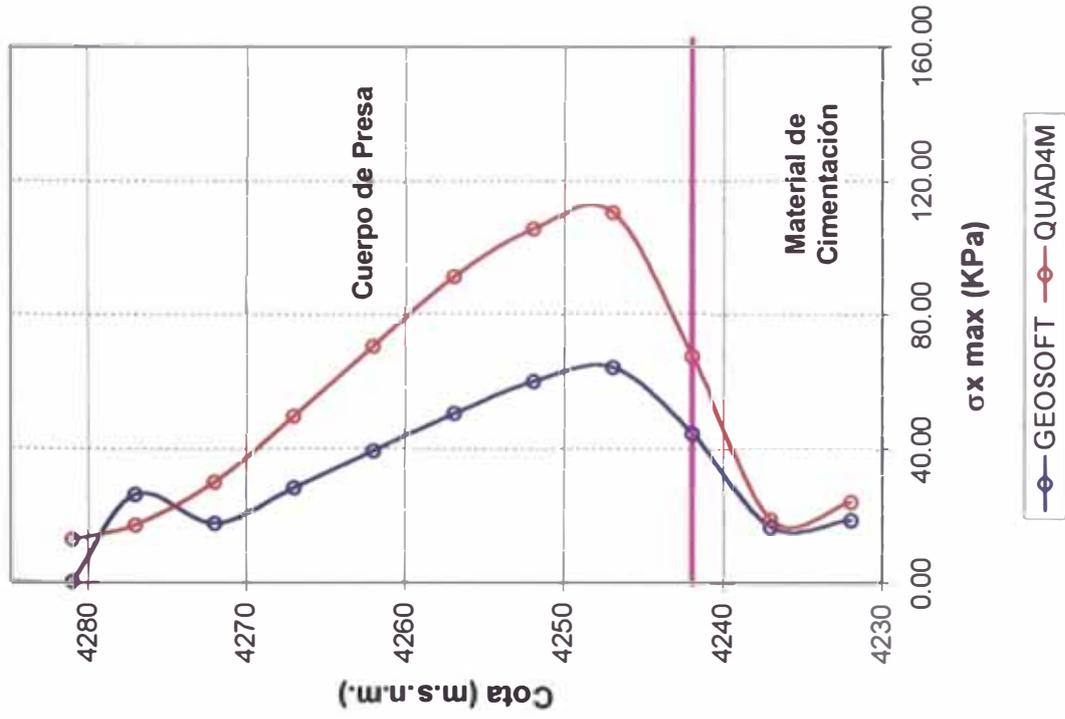


Fig. 6.35 : Variación de los Esf. Horizontales Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° O – Presa Pomacocha

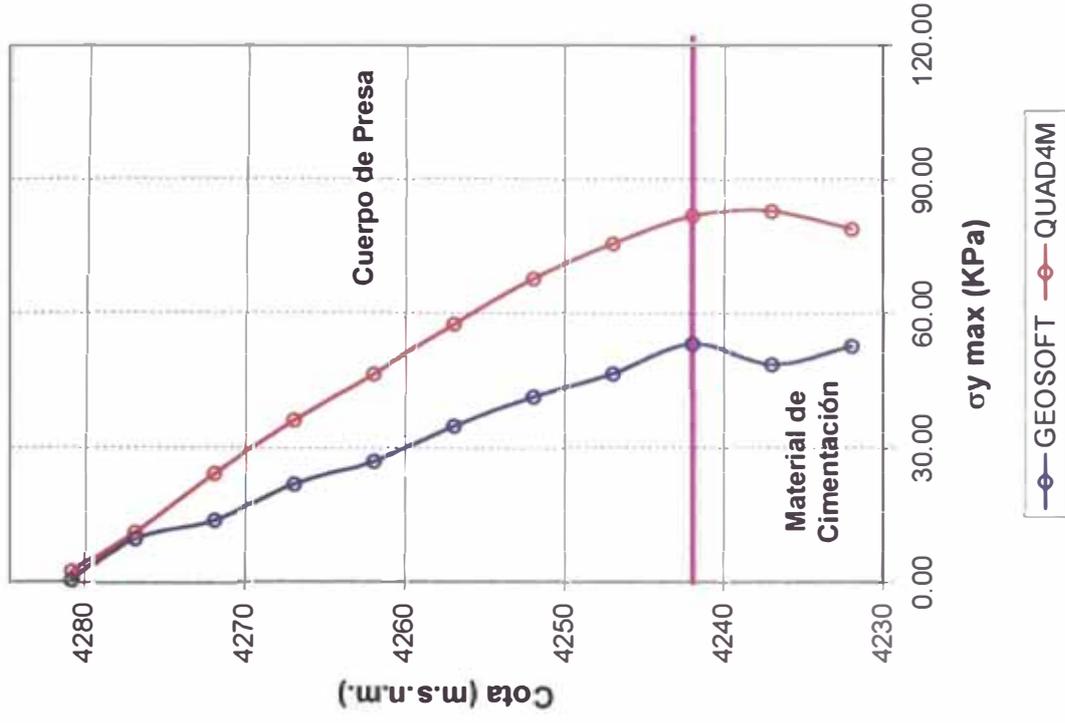


Fig. 6.36 : Variación de los Esf. Verticales Máximas en el Corte 1-1 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° O – Presa Pomacocha

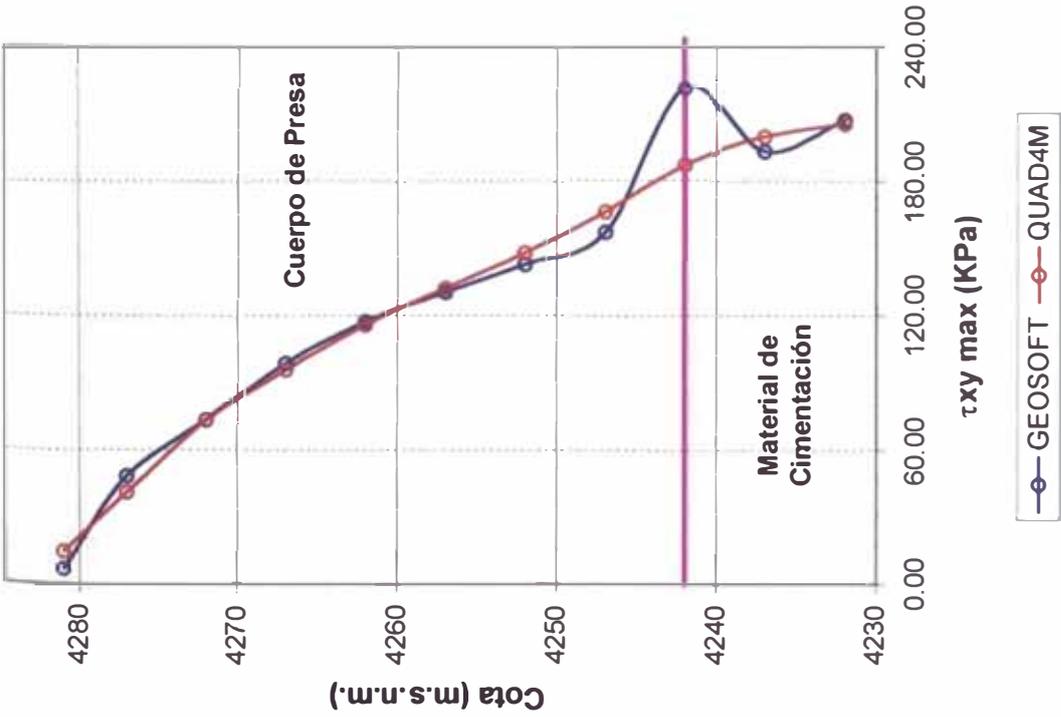


Fig. 6.37 : Variación de los Esf. Cortantes Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° O – Presa Pomacocha

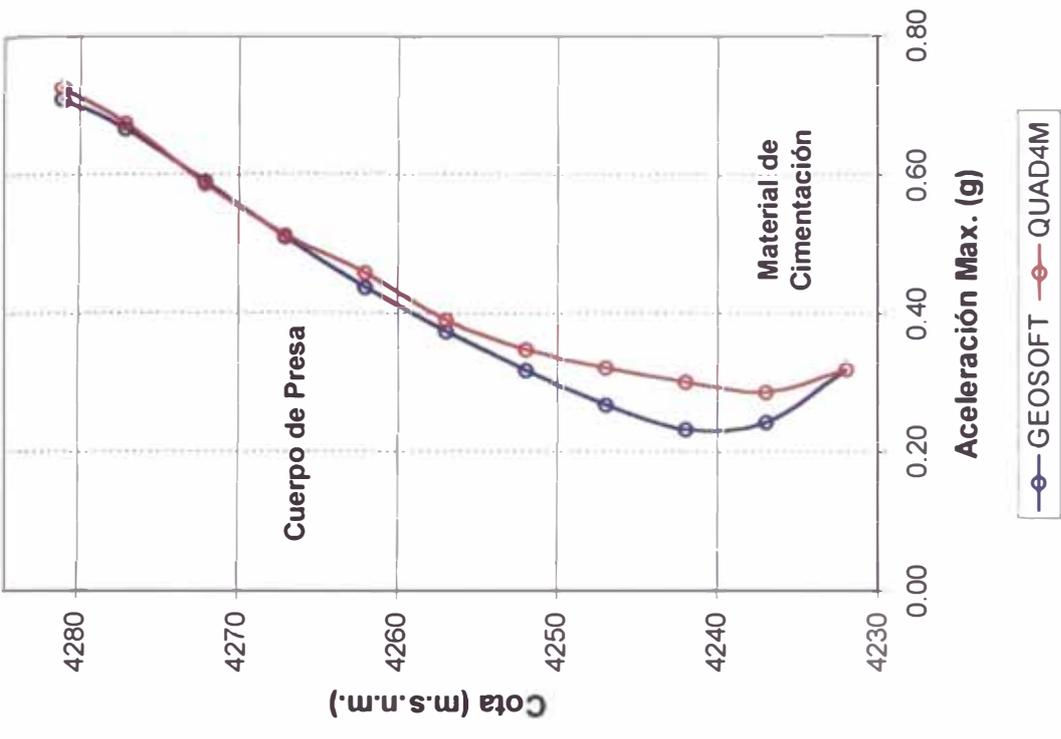


Fig. 6.38 : Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 1-1 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° O – Presa Pomacocha

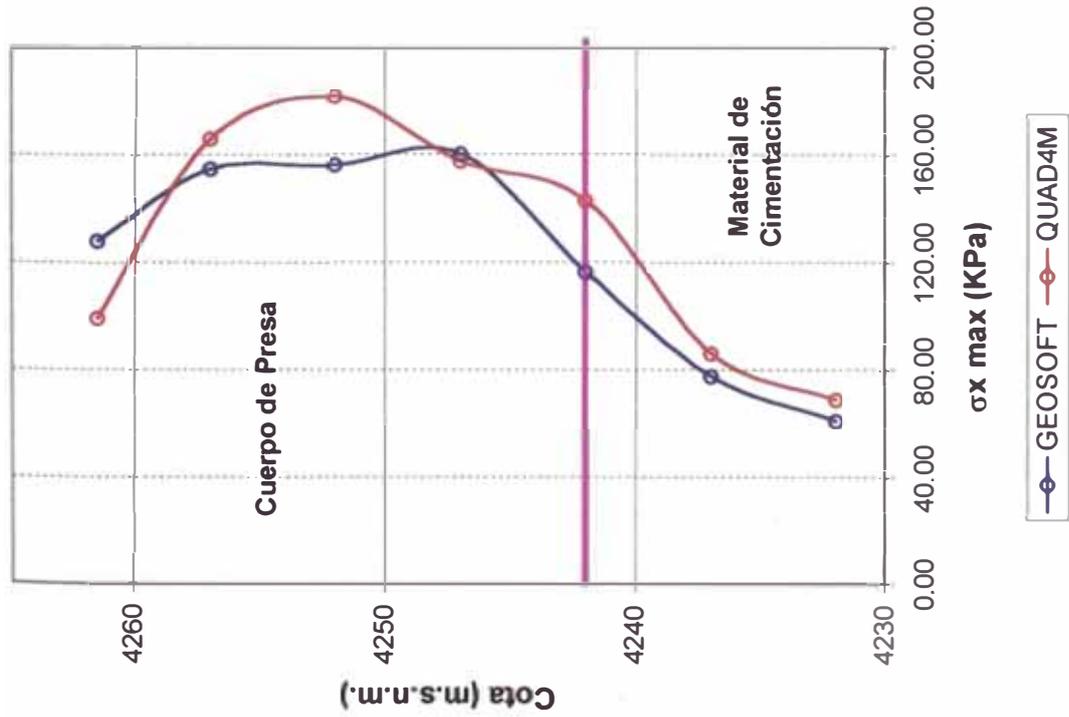


Fig. 6.39 : Variación de los Esf. Horizontales Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° O – Presa Pomacocha

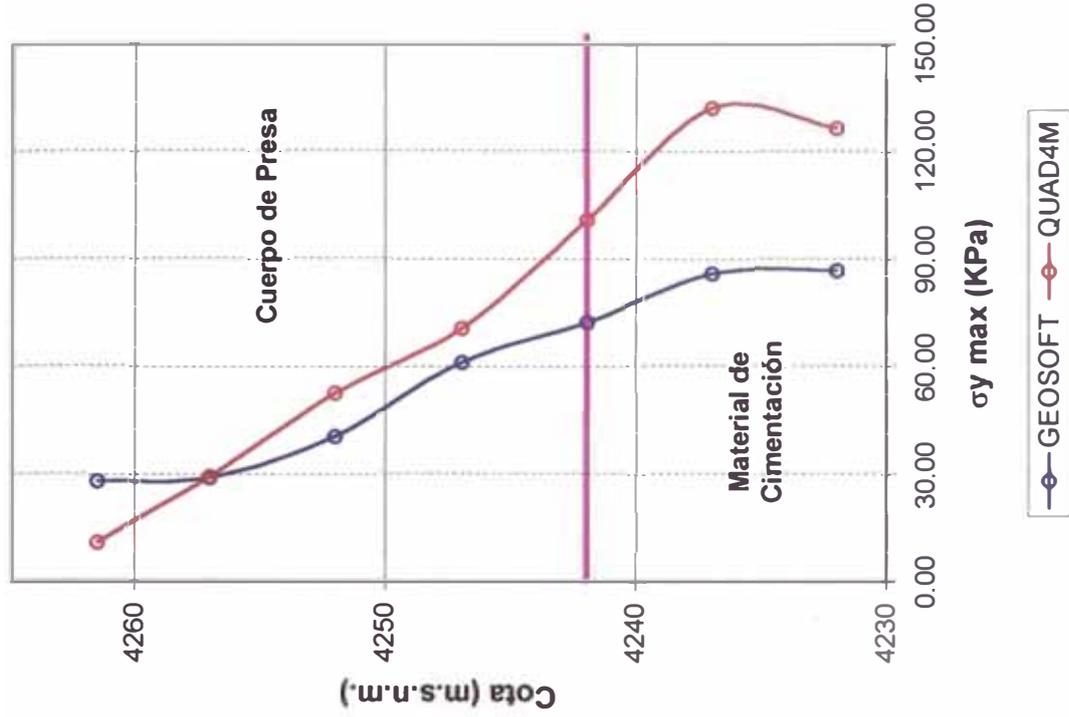


Fig. 6.40 : Variación de los Esf. Verticales Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° O – Presa Pomacocha

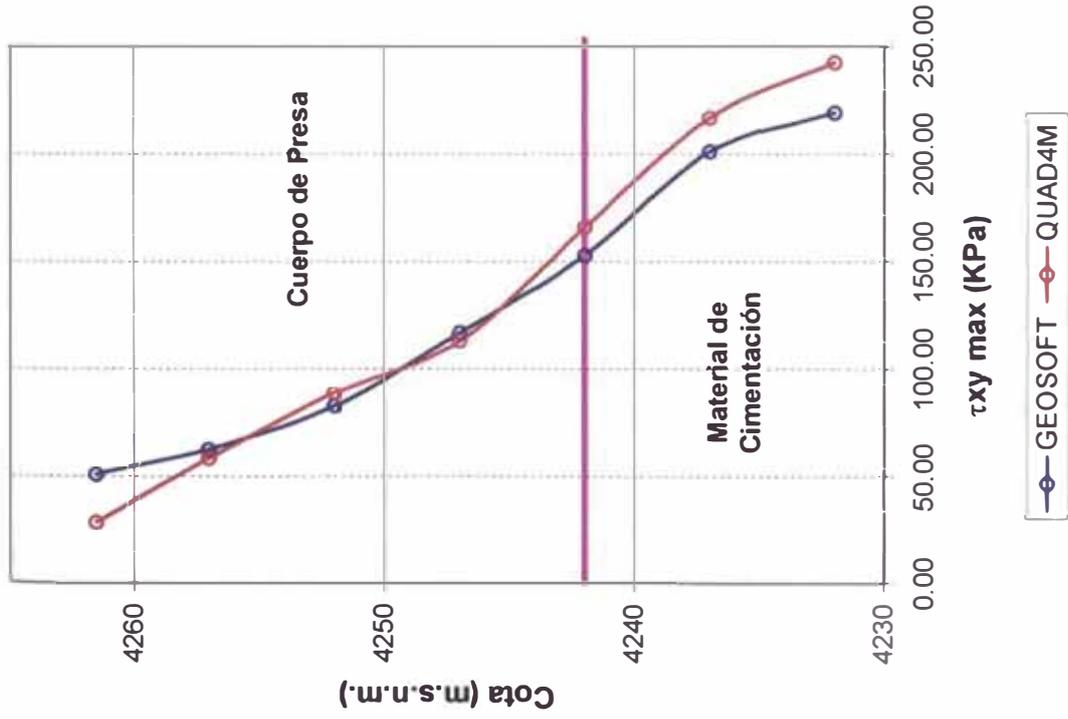


Fig. 6.41 : Variación de los Esf. Cortantes Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° O – Presa Pomacocha

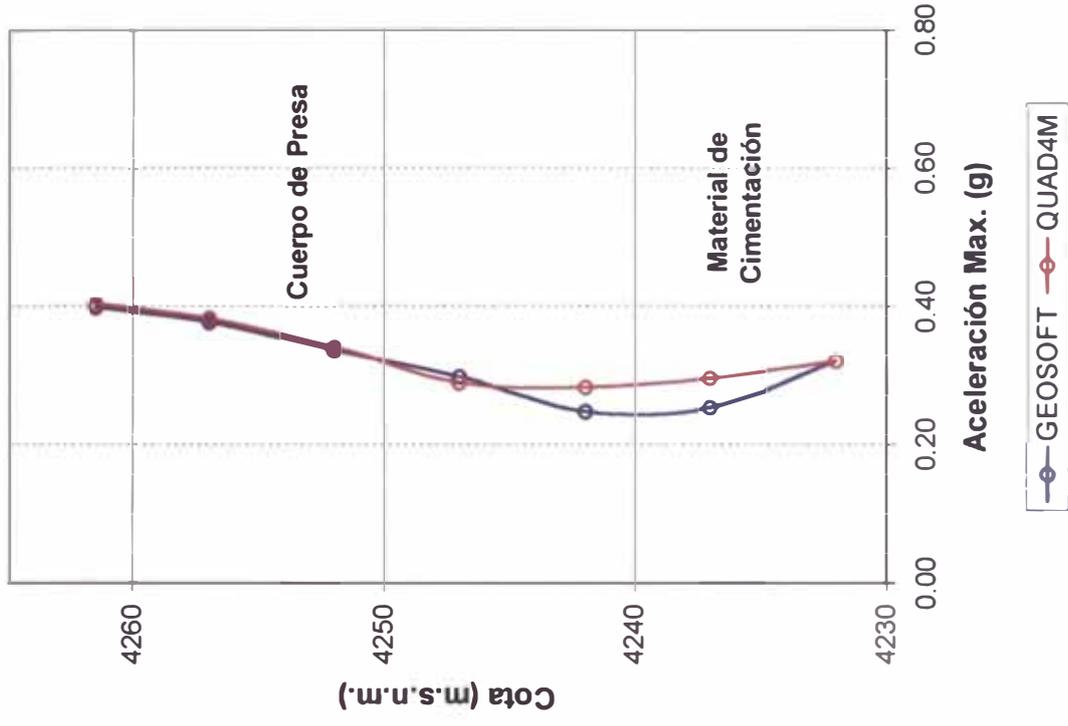


Fig. 6.42 : Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 2-2 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° O – Presa Pomacocha

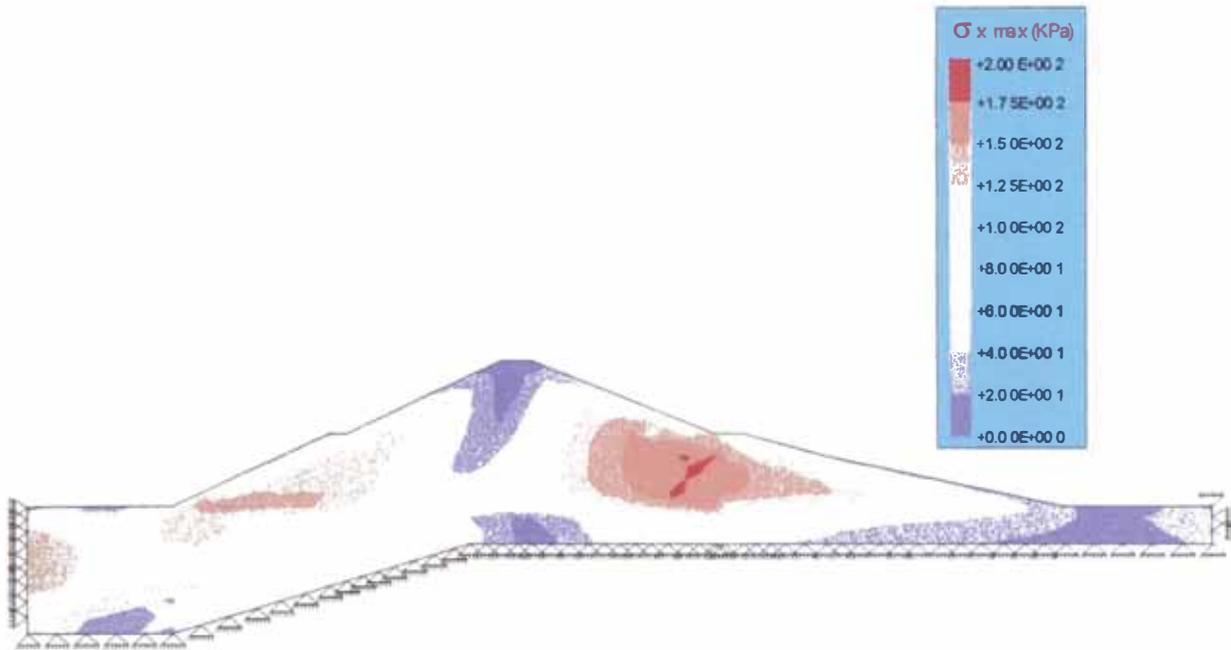


Fig. 6.43 : Distribución de Esfuerzos Horizontales Máximos calculados con el Programa GEOSOFTE para el Sismo de Lollo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Pomacocha

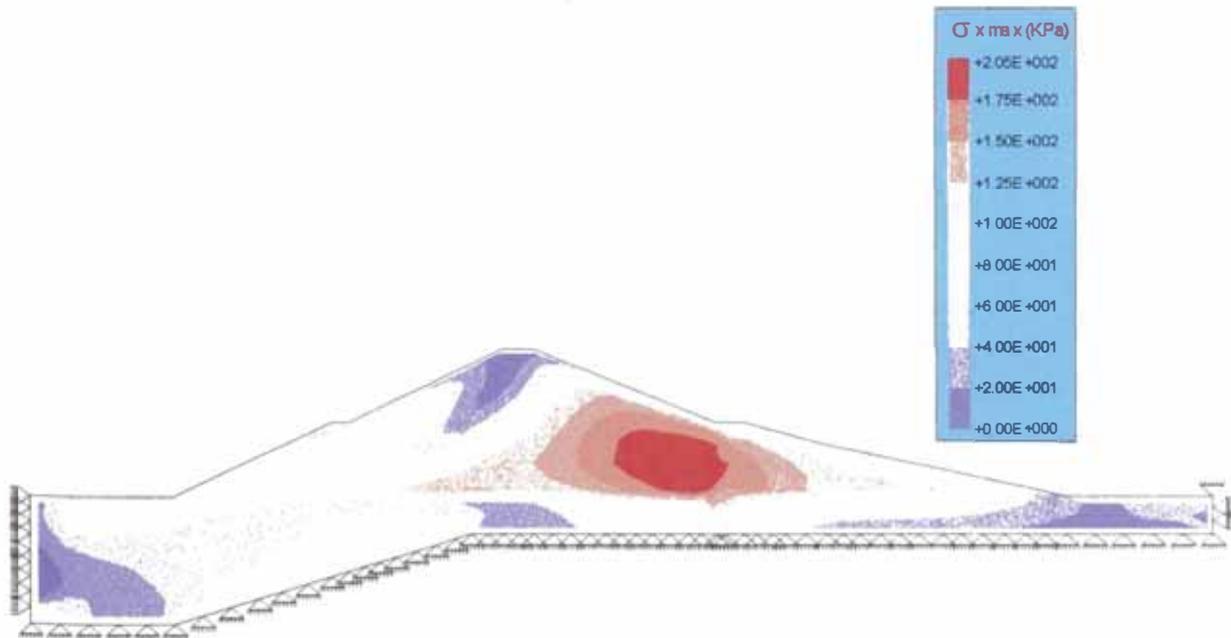


Fig. 6.44 : Distribución de Esfuerzos Horizontales Máximos calculados con el Programa QUAD4M para el Sismo de Lollo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Pomacocha

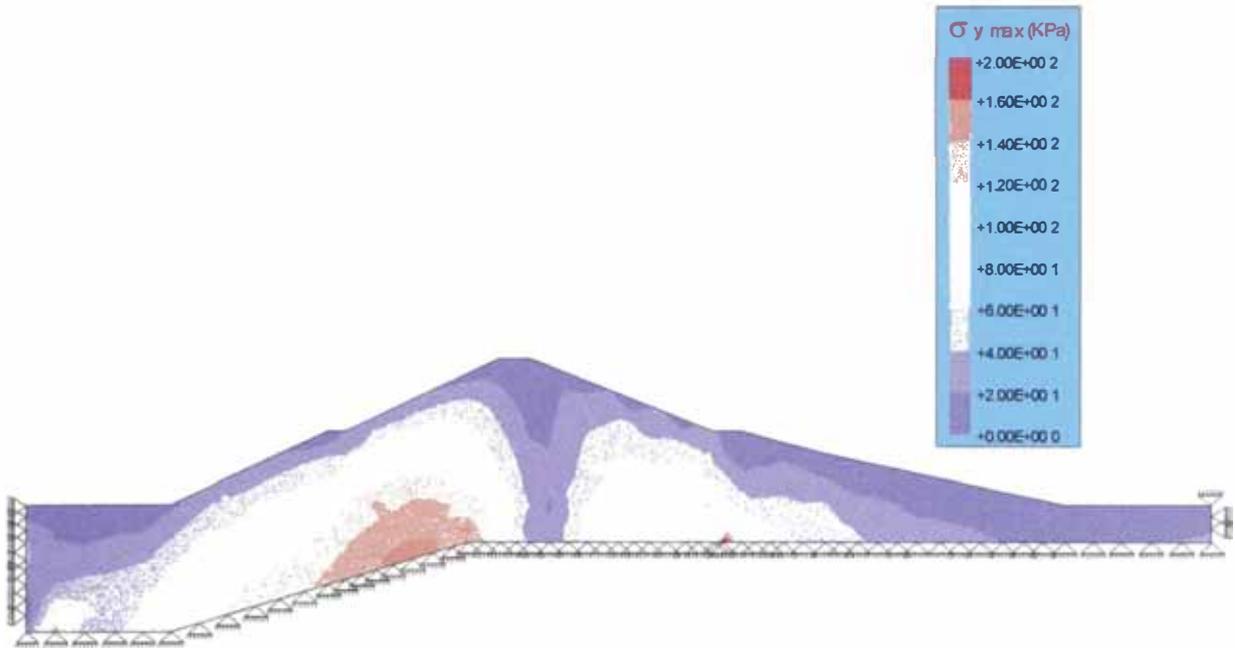


Fig. 6.45 : Distribución de Esfuerzos Verticales Máximos calculados con el Programa GEOSOFTE para el Sismo de Lollo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Pomacocha

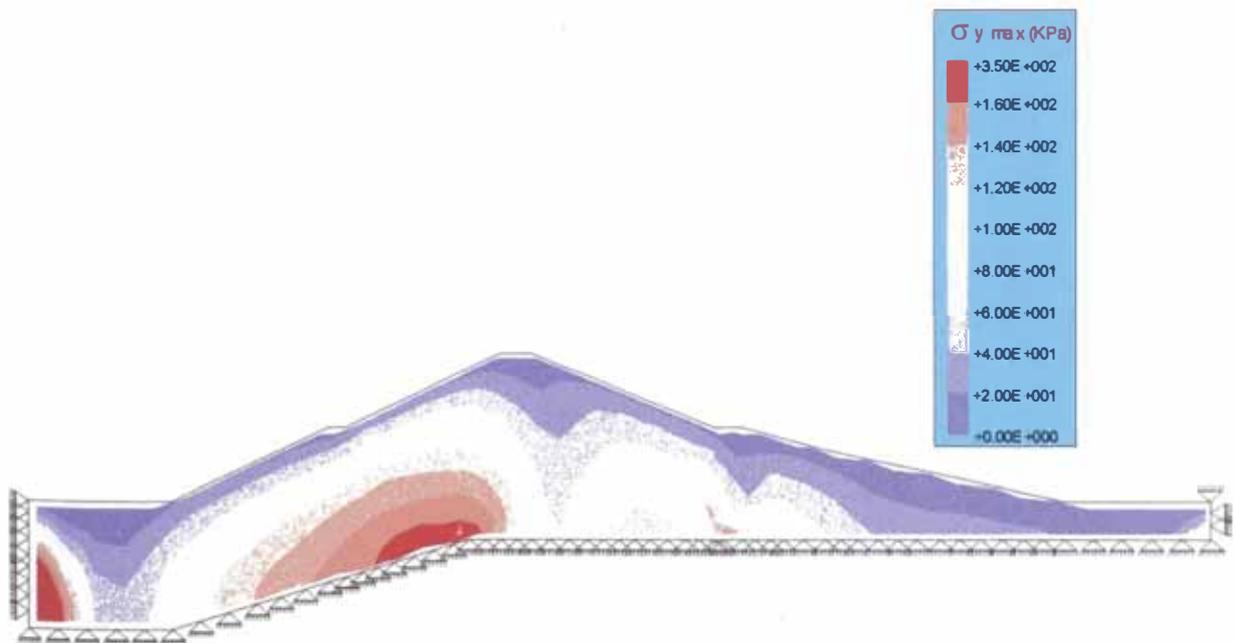


Fig. 6.46 : Distribución de Esfuerzos Verticales Máximos calculados con el Programa QUAD4M para el Sismo de Lollo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Pomacocha

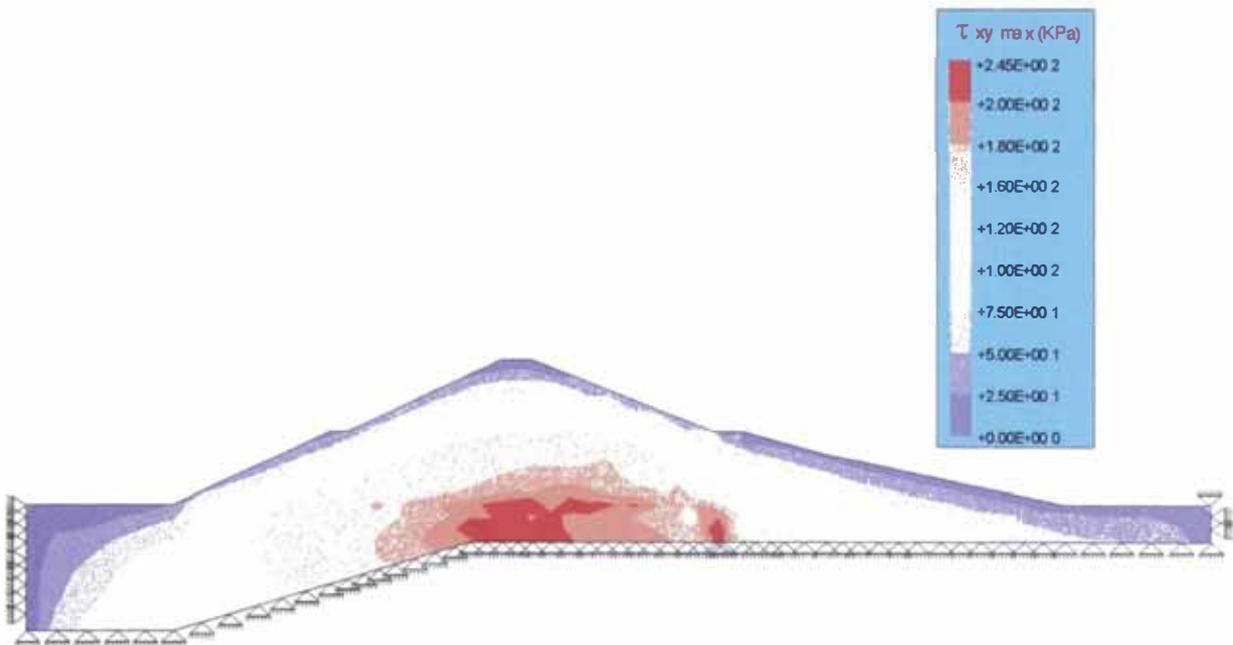


Fig. 6.47 : Distribución de Esfuerzos Cortantes Máximos calculados con el Programa GEOSOFTE para el Sismo de Lollo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Pomacocha

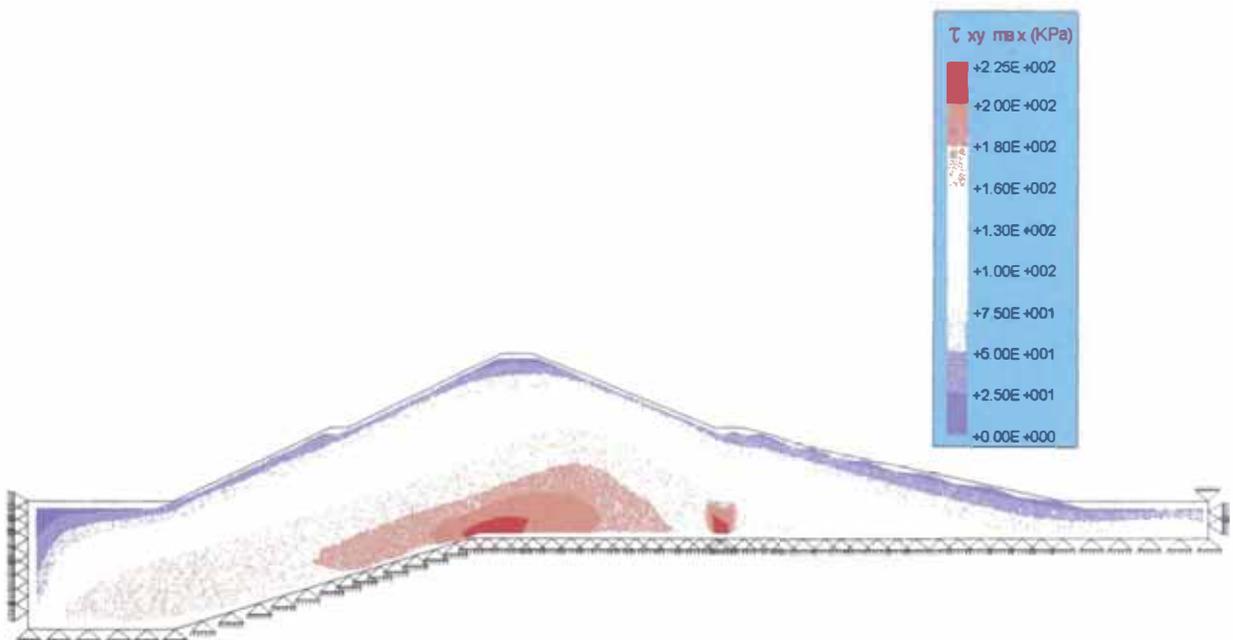


Fig. 6.48 : Distribución de Esfuerzos Cortantes Máximos calculados con el Programa QUAD4M para el Sismo de Lollo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Pomacocha

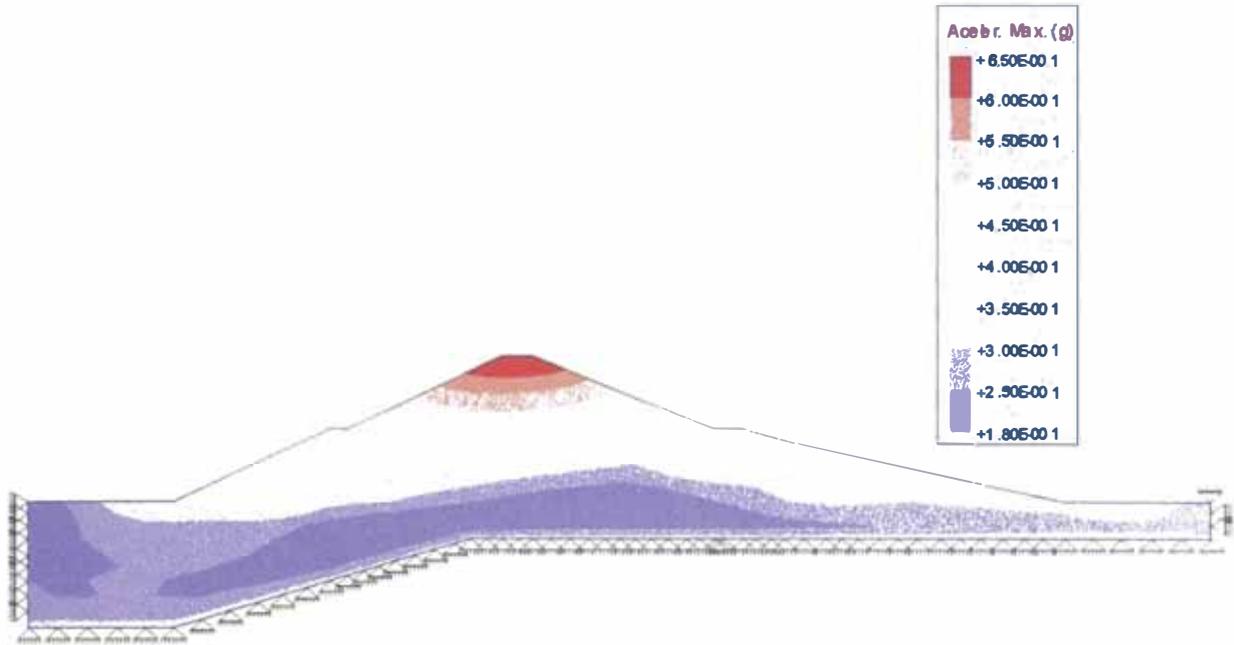


Fig. 6.49 : Distribución de Aceleraciones Máximas calculados con el Programa GEOSOF para el Sismo de Lollo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Pomacocha

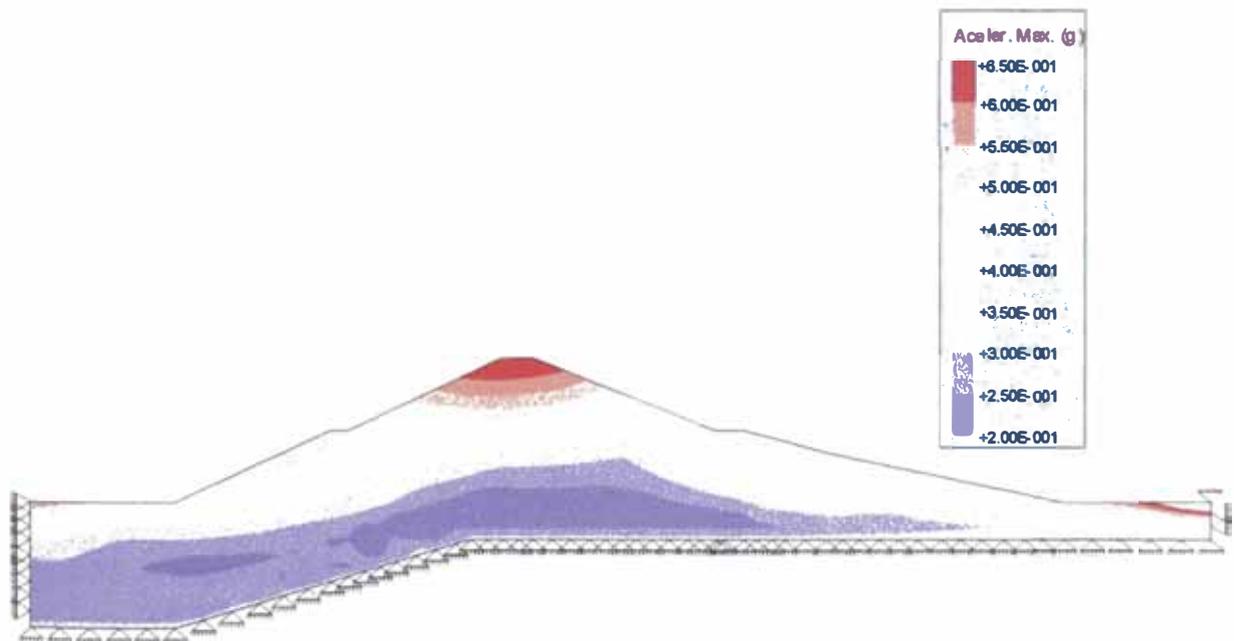
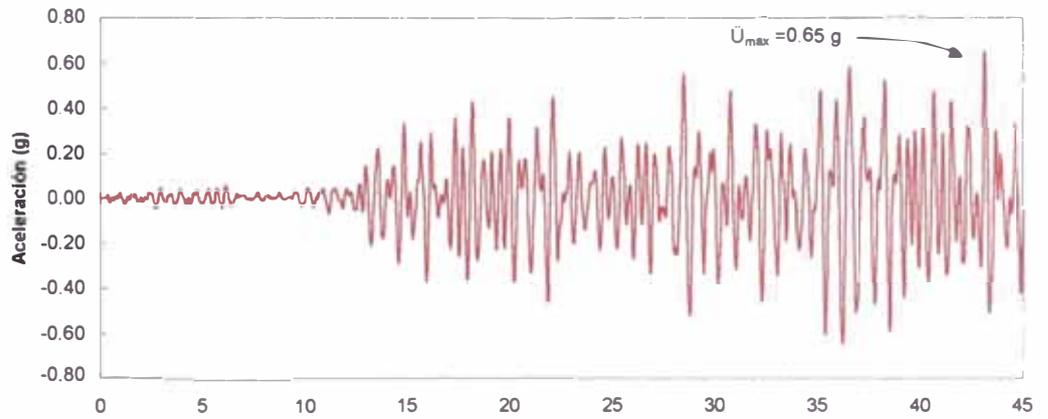
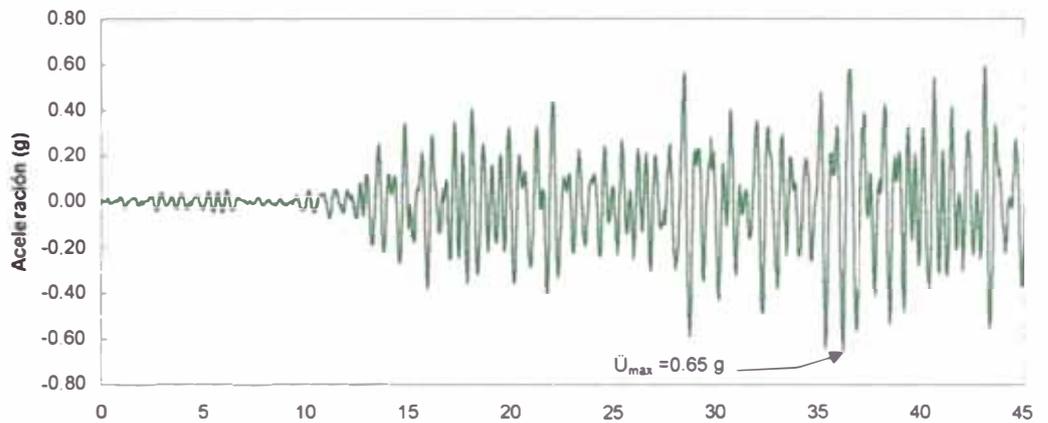


Fig. 6.50 : Distribución de Aceleraciones Máximas calculados con el Programa QUAD4M para el Sismo de Lollo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Pomacocha

Acelerograma en la cresta calculado con el programa QUAD4M



Acelerograma en la cresta calculado con el programa GEOSOF



Acelerograma en la base rocosa

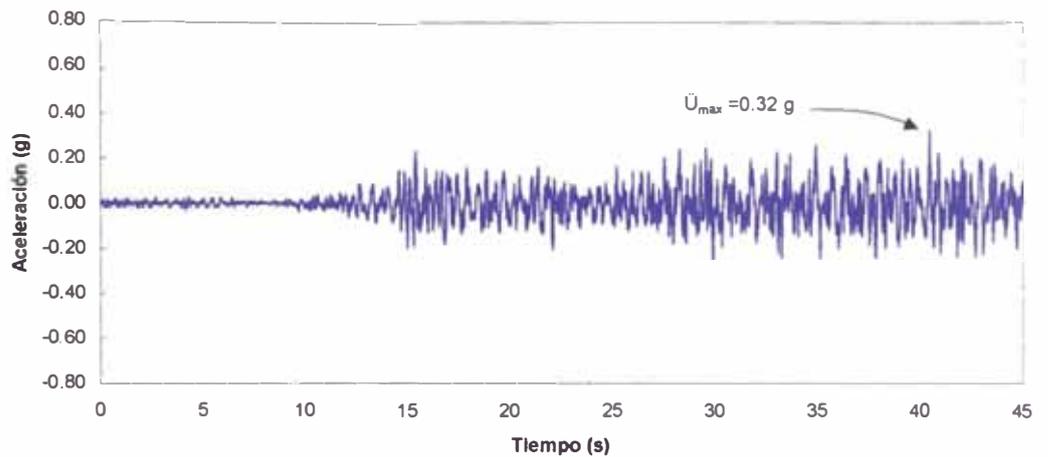


Fig. 6.51 : Comparación entre los acelerogramas en la base rocosa y los calculados en la cresta con los diferentes programas bidimensionales para el Sismo de Llolleo - Chile 03/85 S 80° E – Presa Pomacocha.

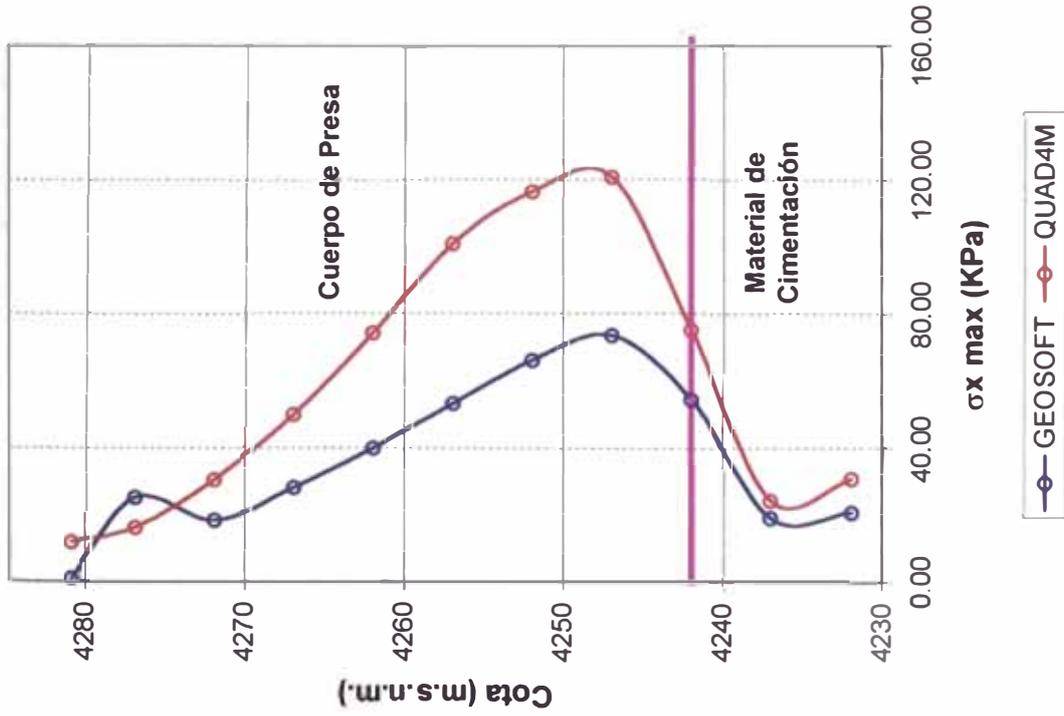


Fig. 6.52 : Variación de los Esf. Horizontales Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Ljolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Pomacocha

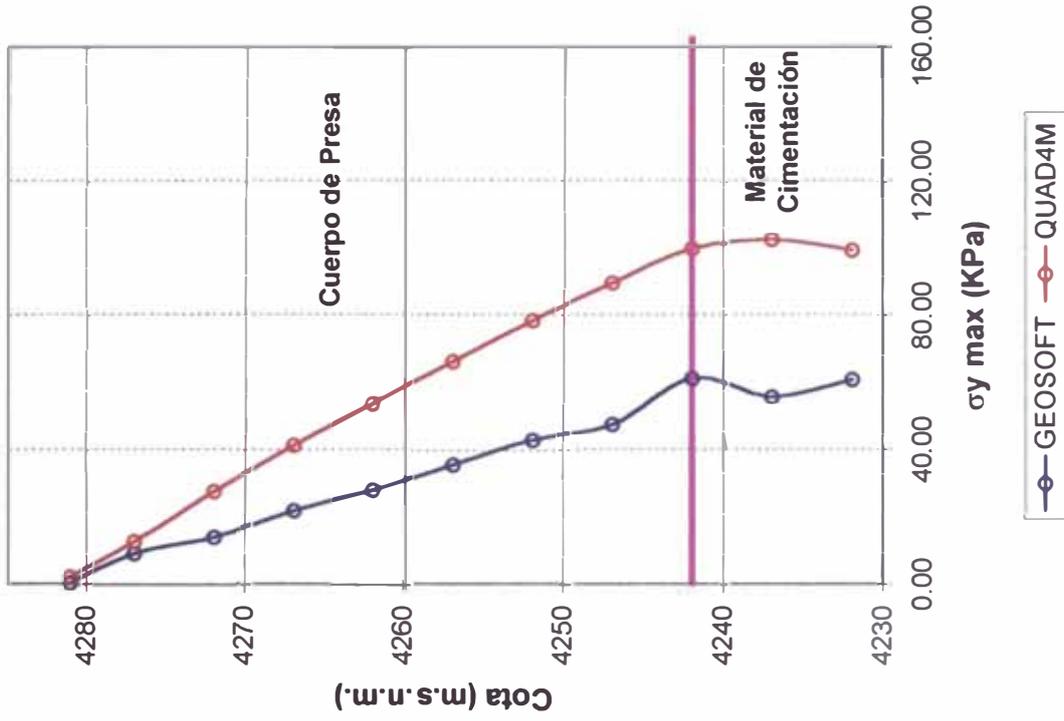


Fig. 6.53 : Variación de los Esf. Verticales Máximas en el Corte 1-1 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Ljolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Pomacocha

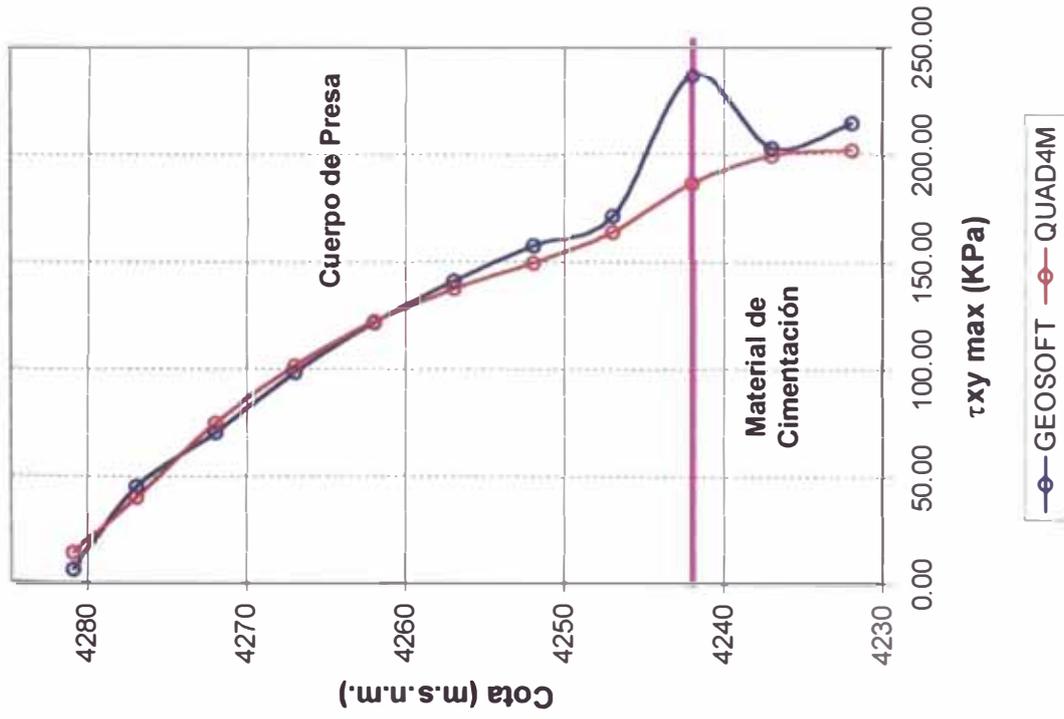


Fig. 6.54 : Variación de los Esf. Cortantes Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Pomacocha

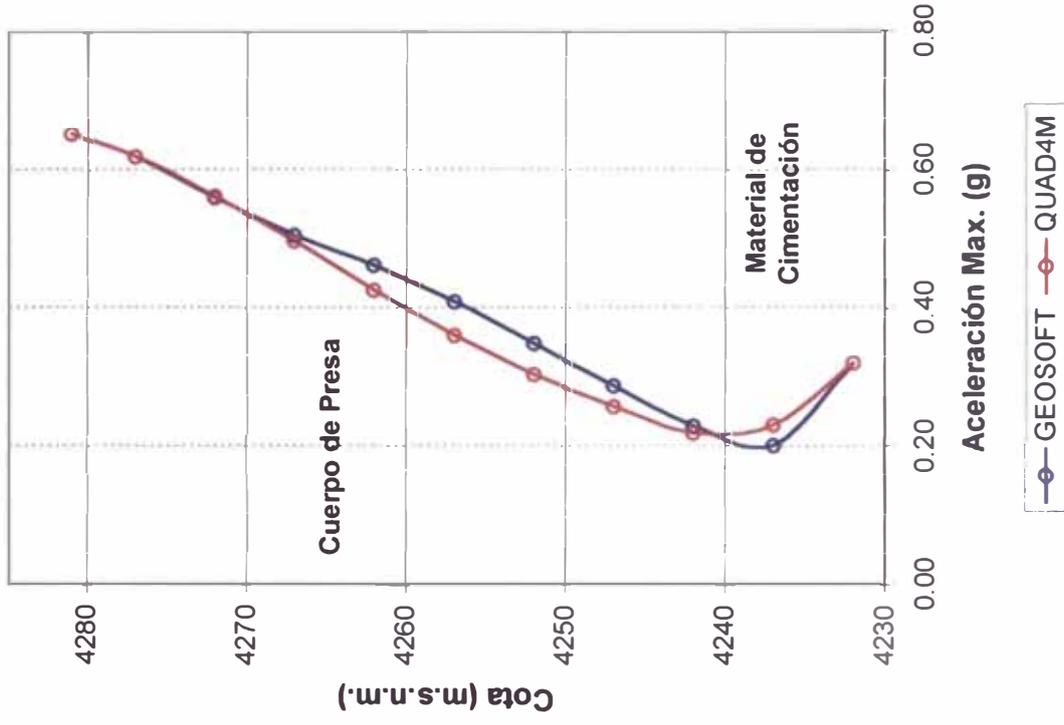


Fig. 6.55 : Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 1-1 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Pomacocha

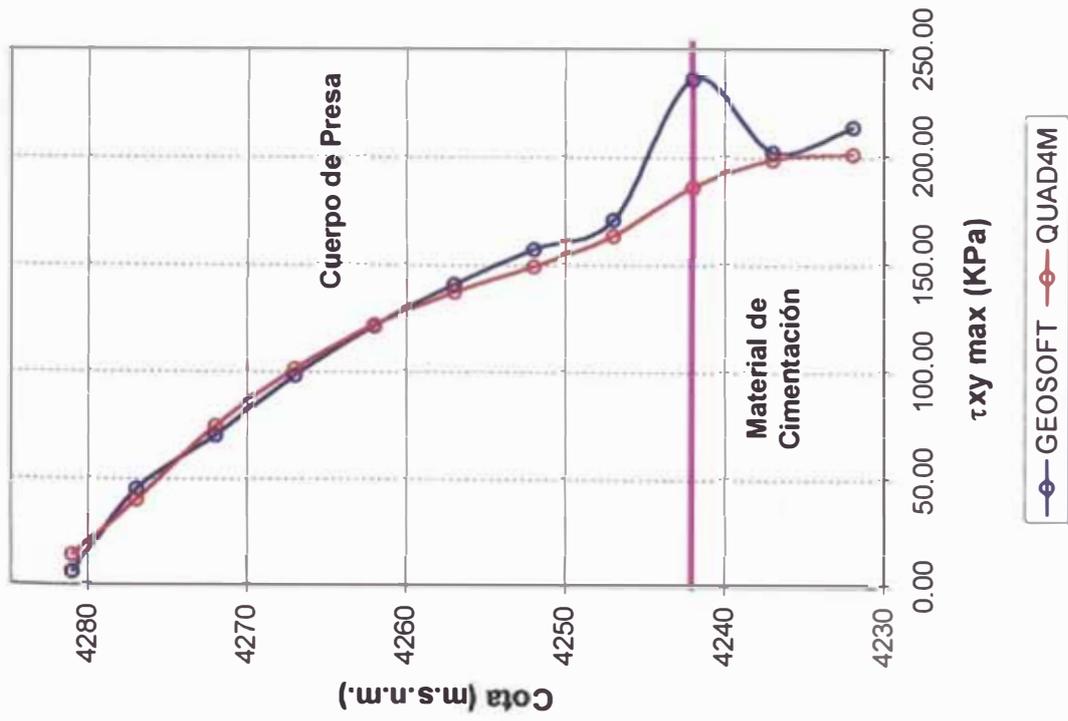


Fig. 6.54 : Variación de los Esf. Cortantes Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Pomacocha

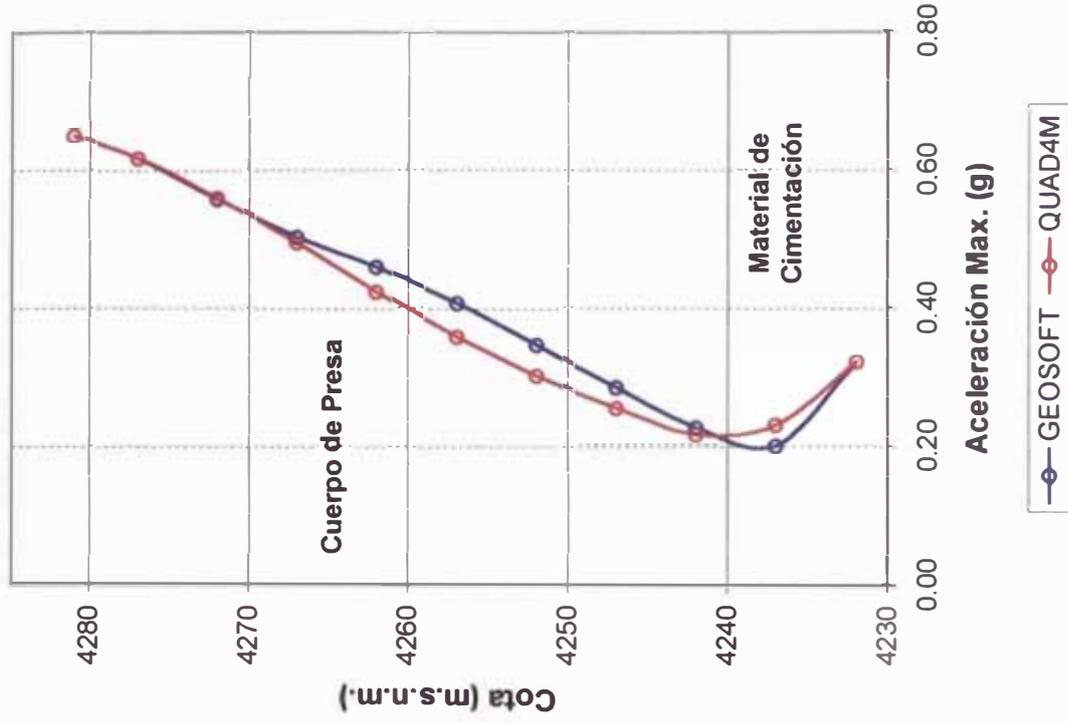


Fig. 6.55 : Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 1-1 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Pomacocha

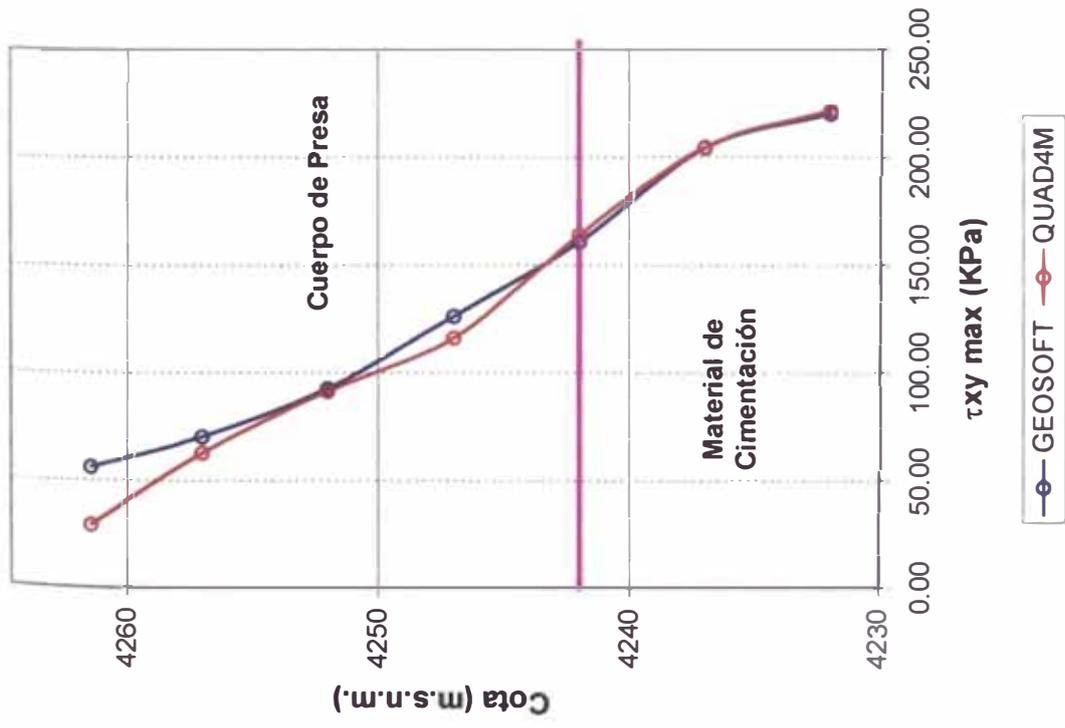


Fig. 6.58 : Variación de los Esf. Cortantes Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Pomacocha

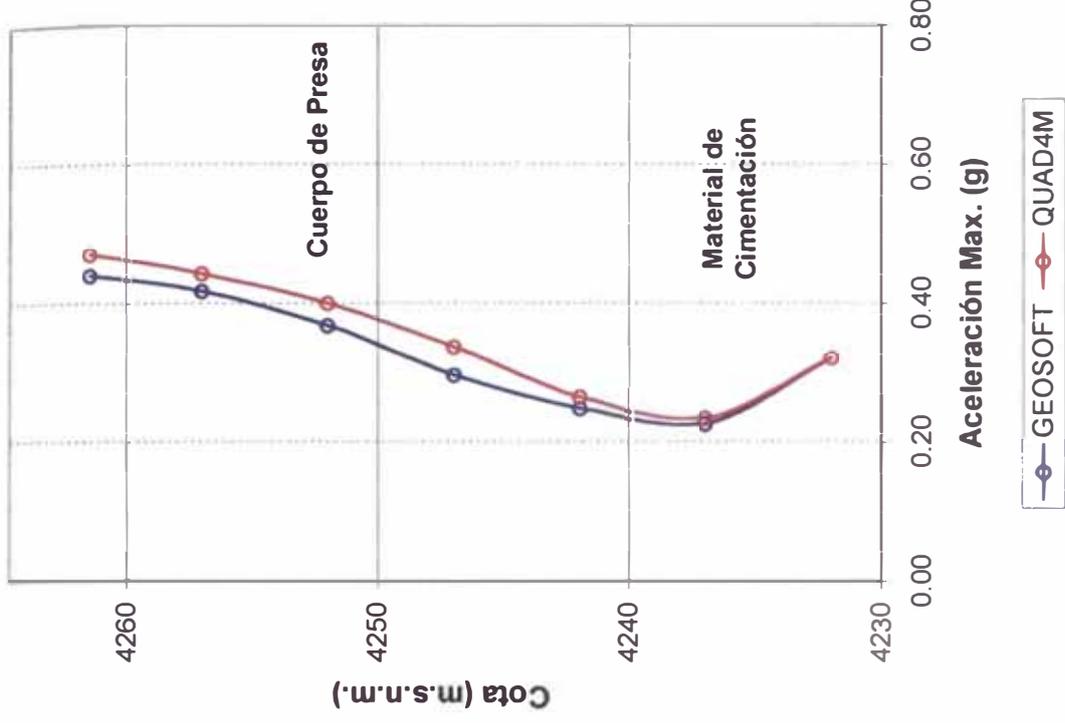


Fig. 6.59 : Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 2-2 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – Presa Pomacocha

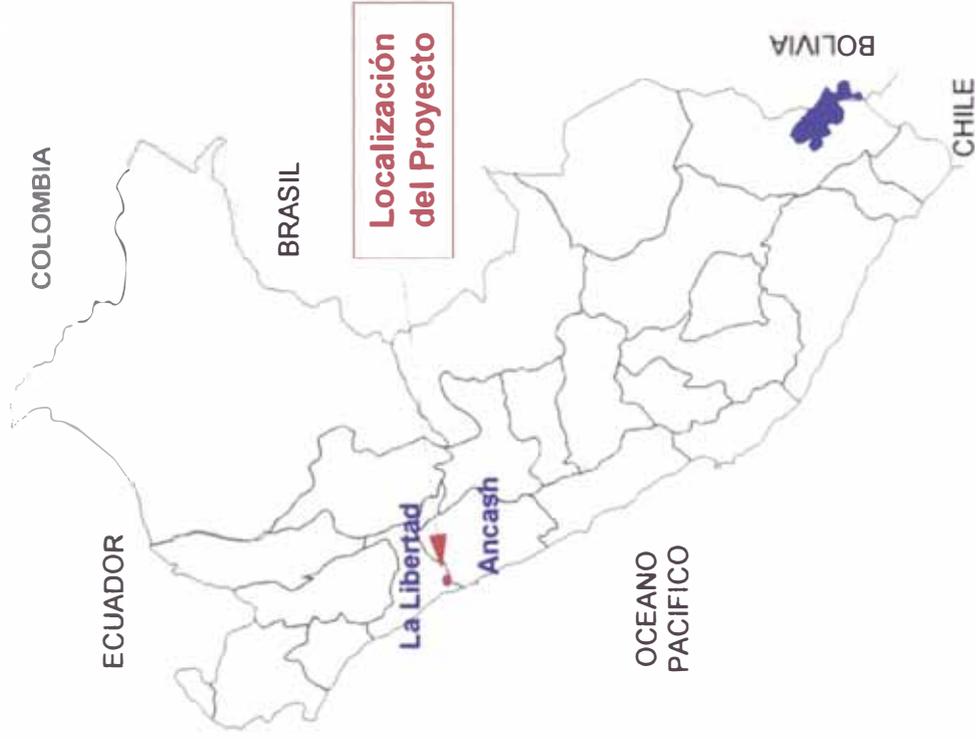
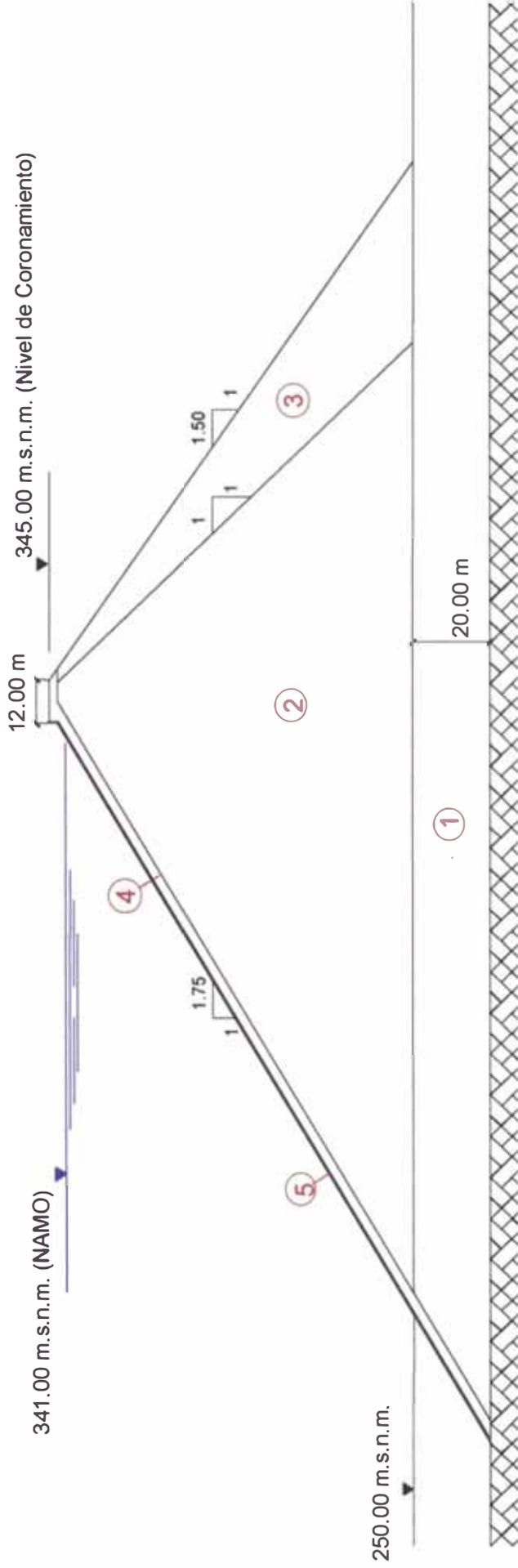


Fig. 6.60 : Ubicación Geográfica - Presa Palo Redondo



- 1 Material de Cimentación
- 2 Material Principal del Cuerpo de Presa
- 3 Bloque Estabilizador
- 4 Material de Transición entre el Cuerpo de Presa y Pantalla de Concreto
- 5 Pantalla de Concreto

Fig. 6.61 : Sección Transversal - Presa Palo Redondo

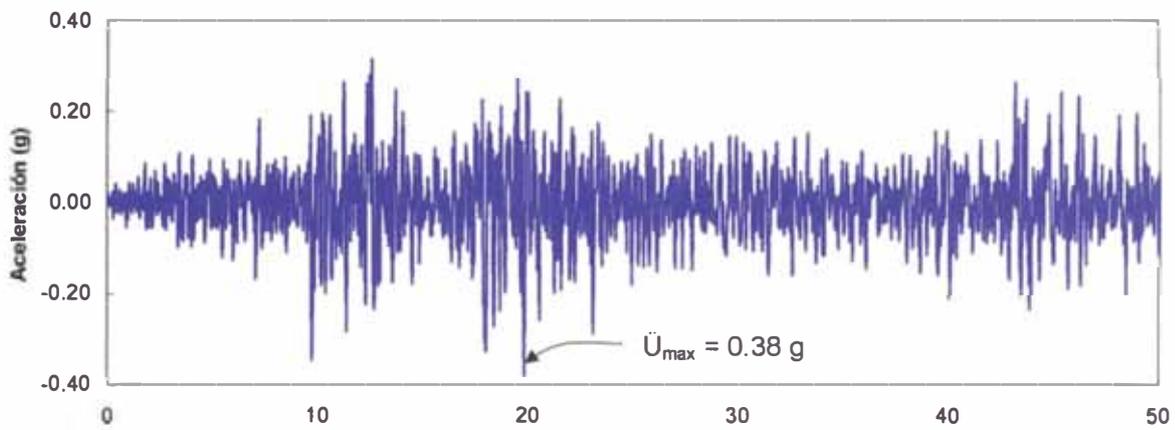


Fig. 6.62 : Registro del Sismo Lima-Perú 10/74 Componente N 82° W ($\ddot{U}_{\max} = 0.38\text{g}$)

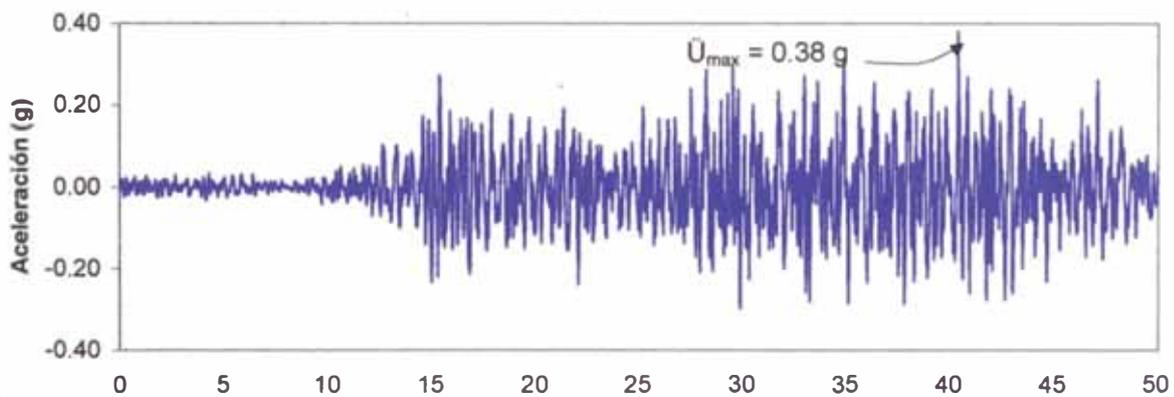


Fig. 6.63 : Registro del Sismo de Lolleo-Chile 03/85 Componente S 80° E ($\ddot{U}_{\max} = 0.38\text{g}$)

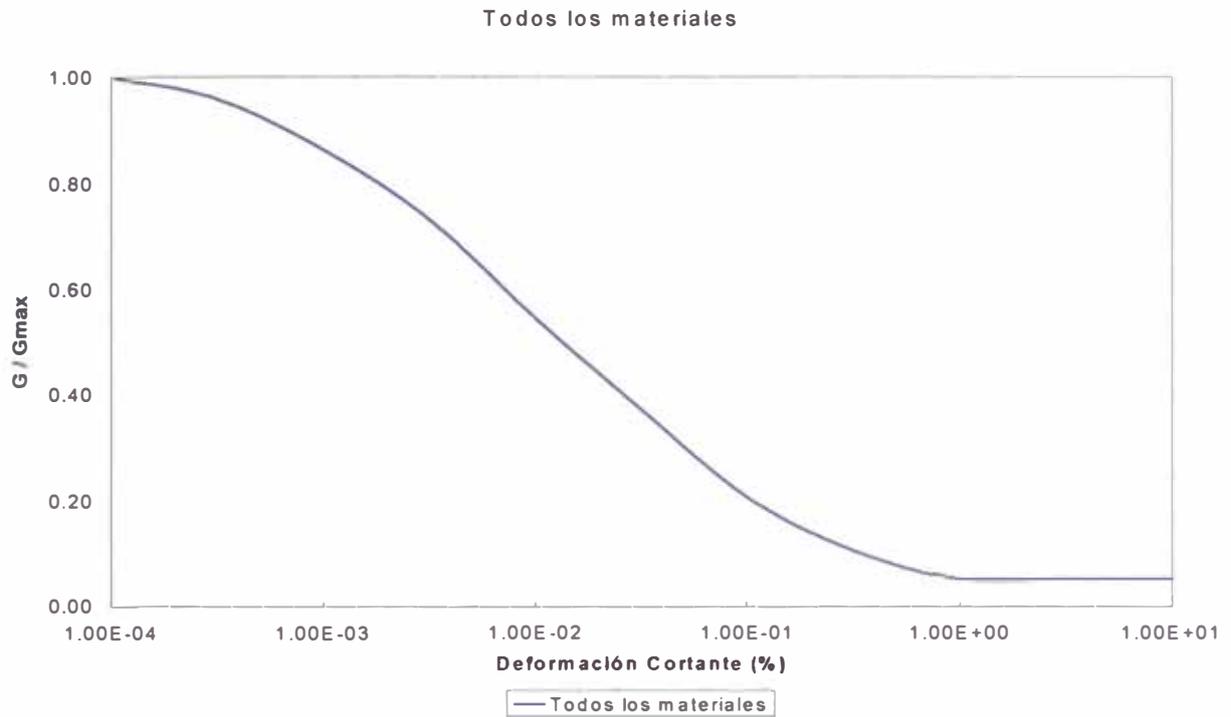


Fig. 6.64 : Reducción del Módulo Cortante de los Materiales de la Presa Palo Redondo.

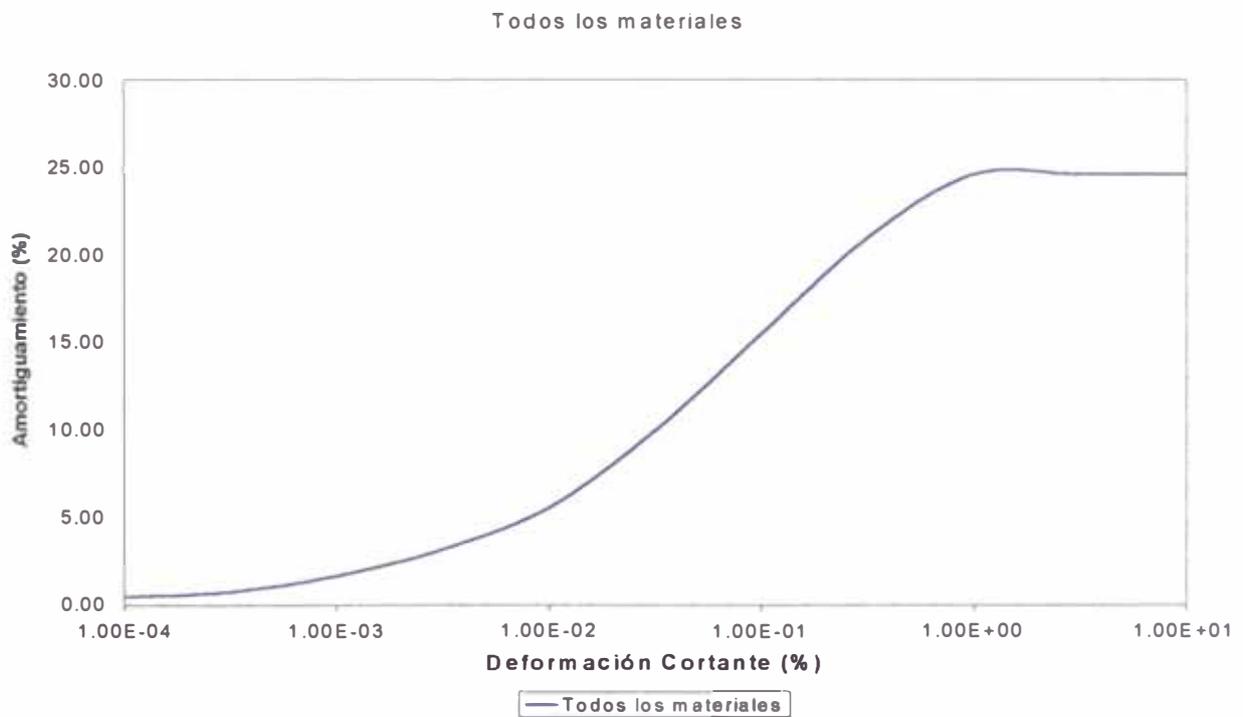
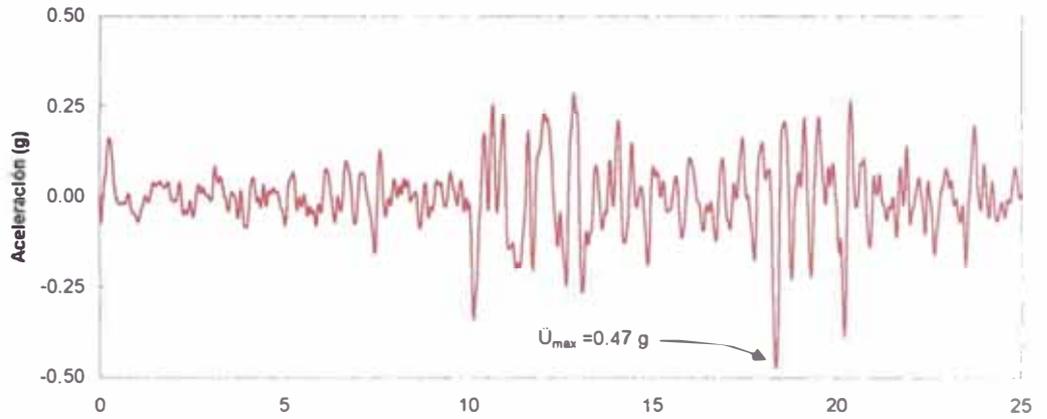
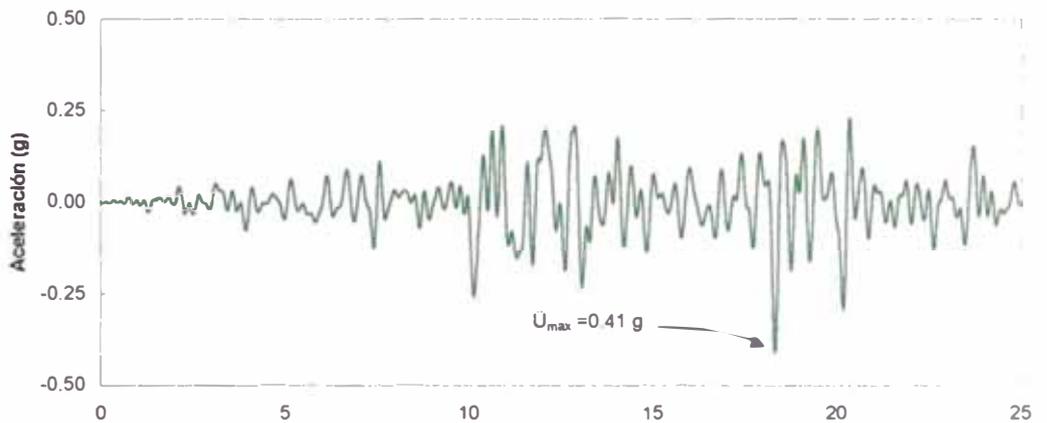


Fig. 6.65 : Razón de Amortiguamiento de los Materiales de la Presa Palo Redondo.

Acelerograma en
la cresta
calculado con el
programa
SHAKE21



Acelerograma en
la cresta
calculado con el
programa
SHAKE91



Acelerograma en
la base rocosa

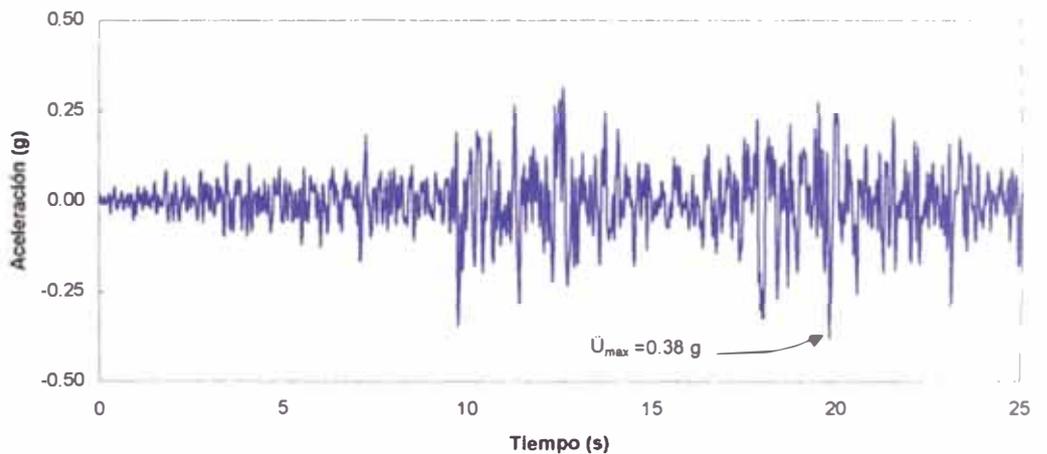
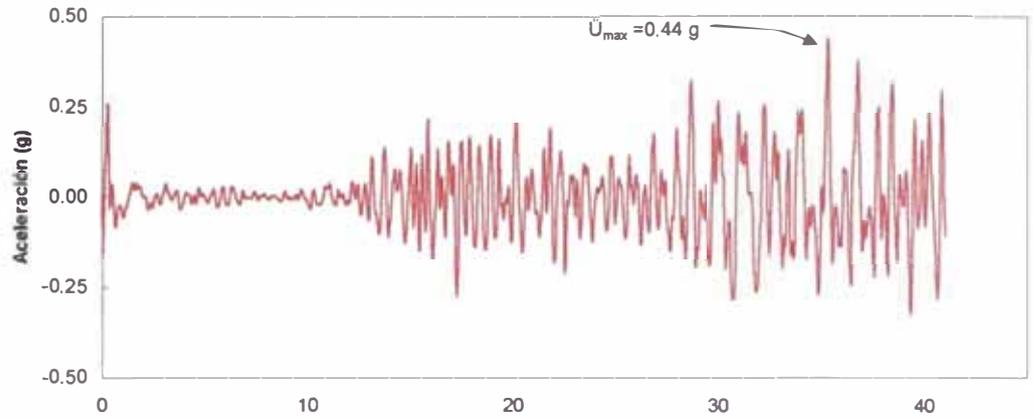
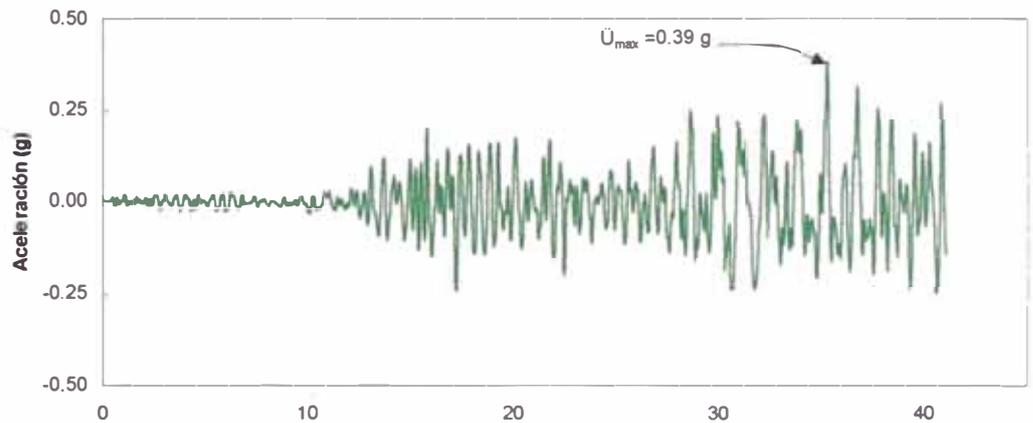


Fig. 6.66 : Comparación entre los acelerogramas en la base rocosa y los calculados en la cresta con los diferentes programas unidimensionales para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° W – Presa Palo Redondo.

Acelerograma en la cresta calculado con el programa SHAKE21



Acelerograma en la cresta calculado con el programa SHAKE91



Acelerograma en la base rocosa

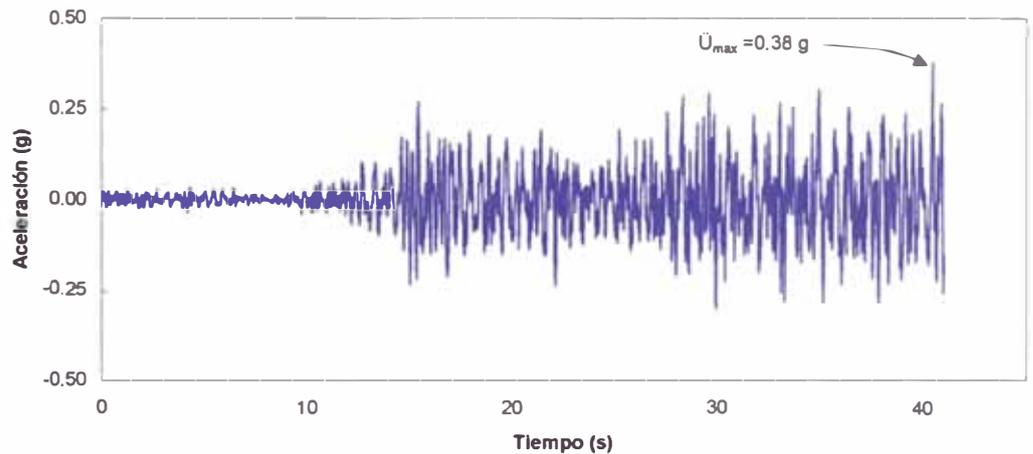


Fig. 6.67 : Comparación entre los acelerogramas en la base rocosa y los calculados en la cresta con los diferentes programas unidimensionales para el Sismo de Lolleo Chile 03/85 S 80° E. – Presa Palo Redondo.

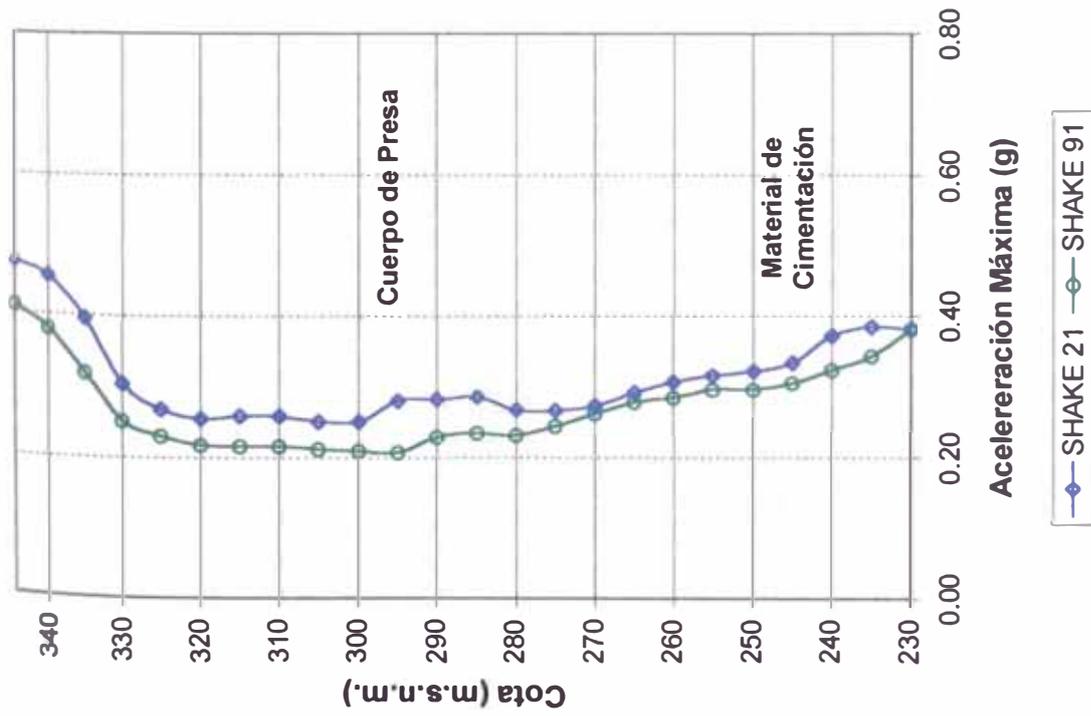


Fig. 6.68 : Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° O – P. Palo Redondo

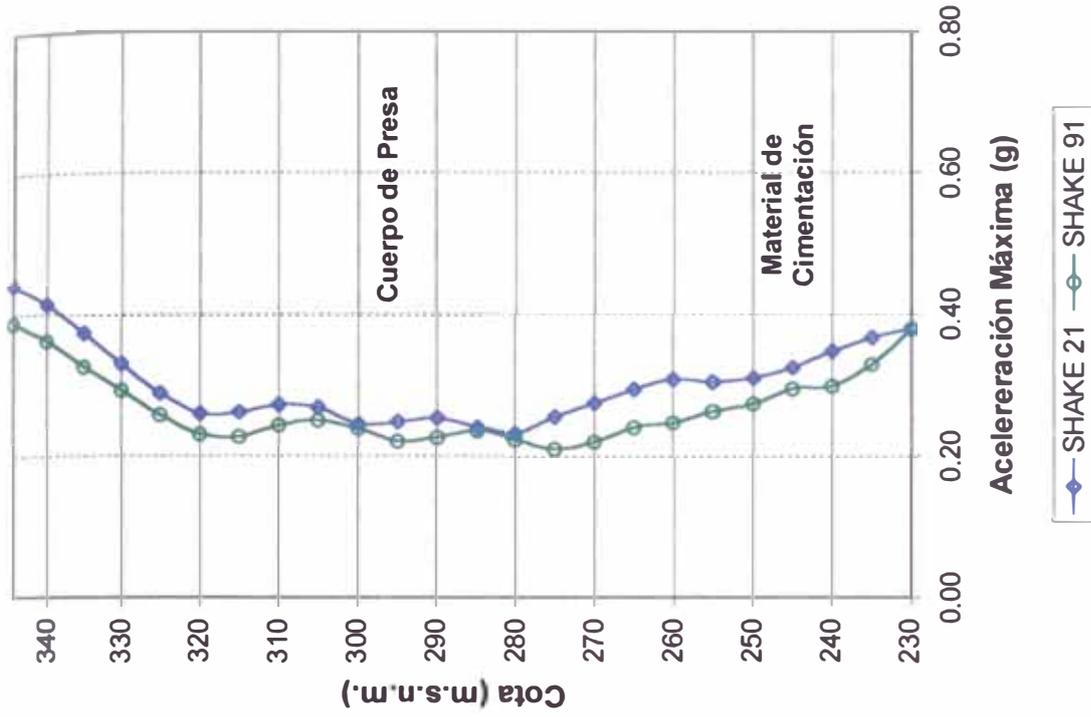


Fig. 6.69 : Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lollo-Chile 03/85 S 80° E – P. Palo Redondo

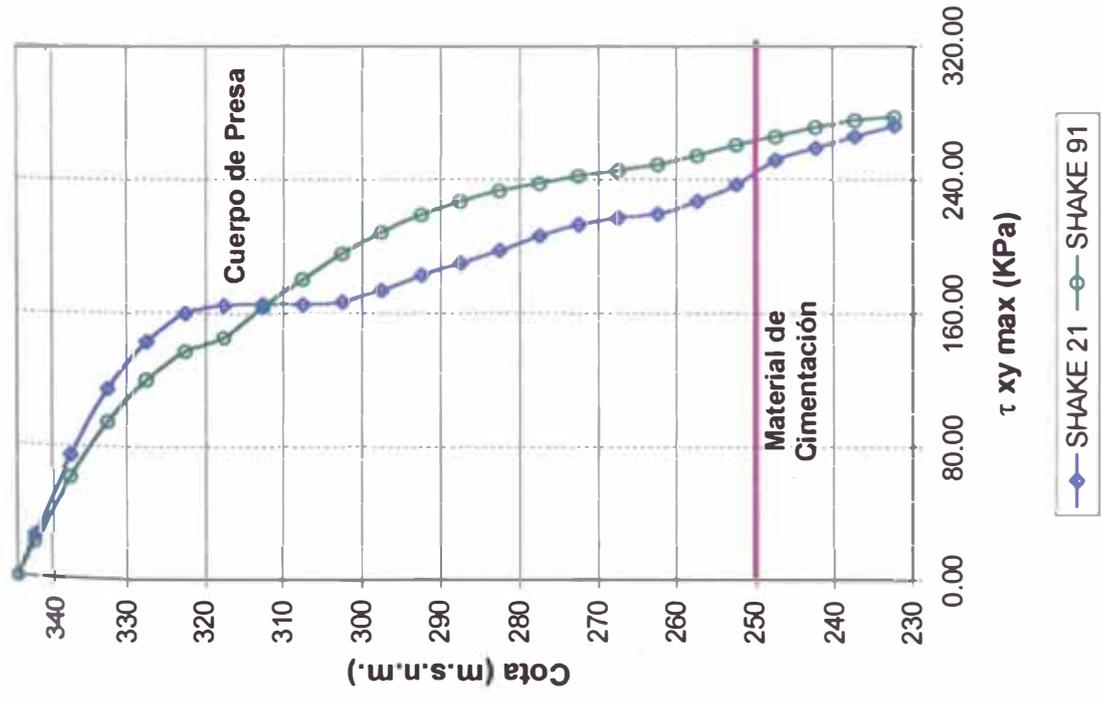


Fig. 6.70 : Variación de los Esf. Cortantes Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° O – P. Palo Redondo

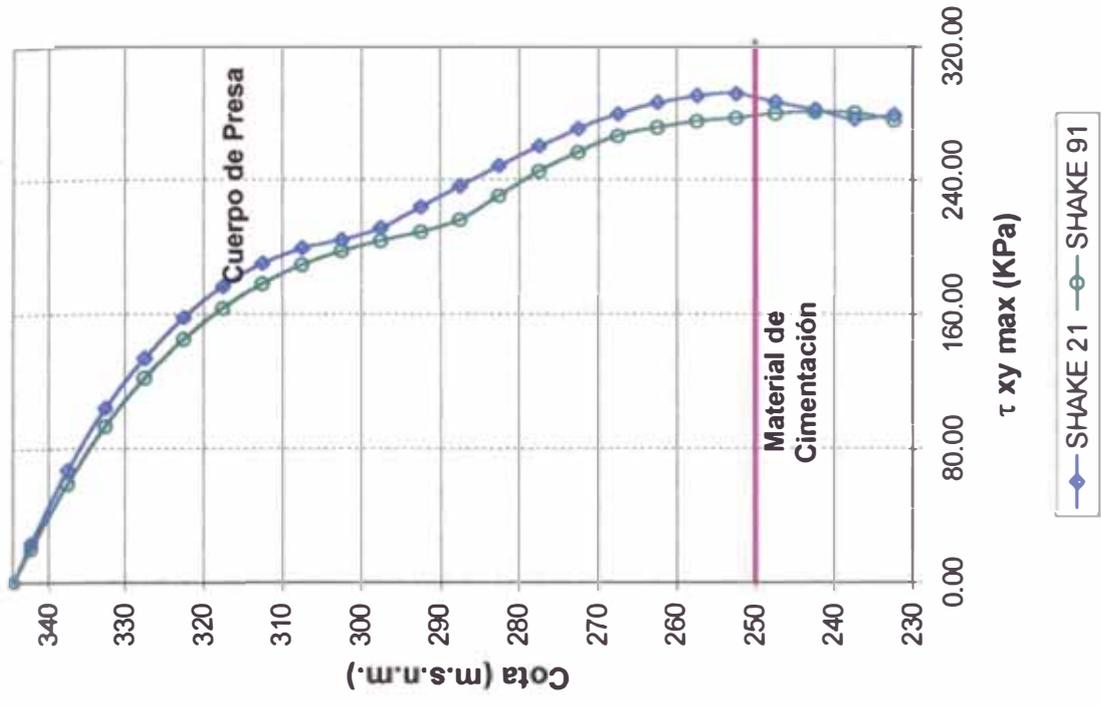


Fig. 6.71 : Variación de los Esf. Cortantes Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis unidimensionales Sismo Llole-Chile 03/85 S 80° E – P. Palo Redondo

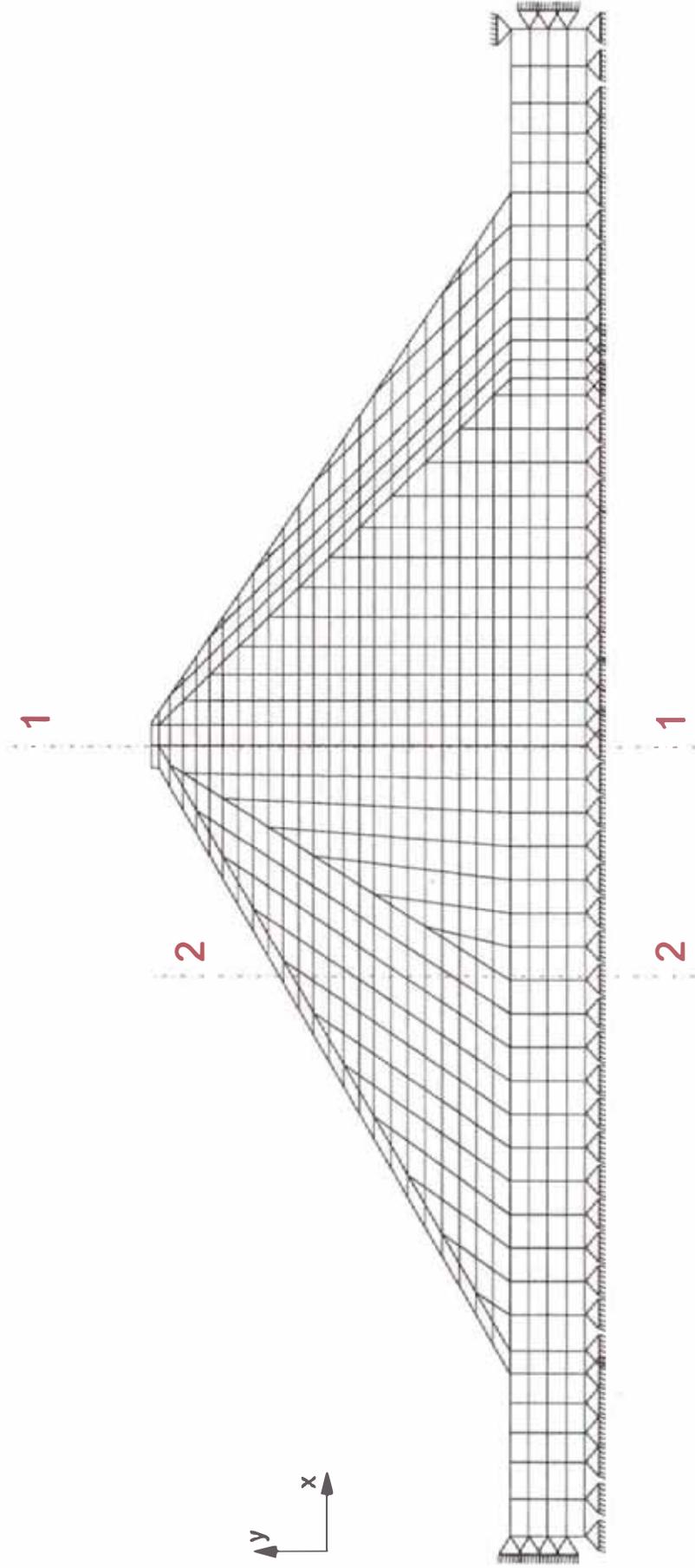


Fig . 6.72 : Malla de Elementos Finitos utilizada para el Análisis - Presa Palo Redondo

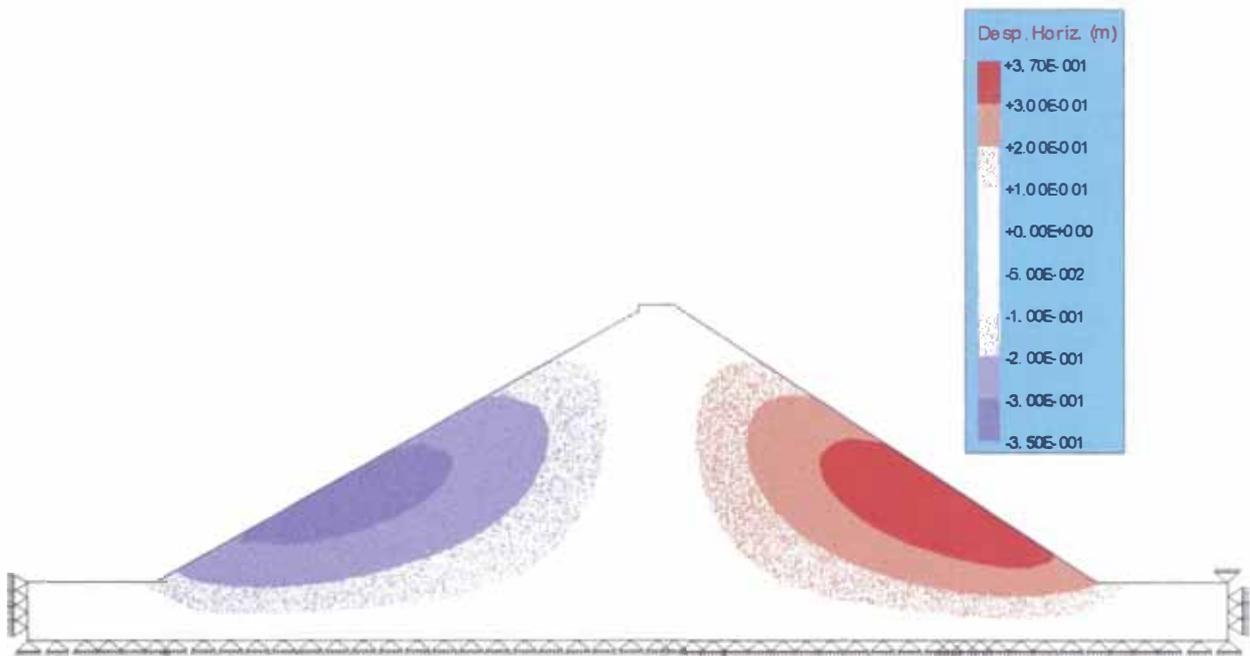


Fig. 6.73 : Distribución de los Desplazamientos Horizontales al Final de la Construcción calculados con el Programa GEOSOFTE – Presa Palo Redondo

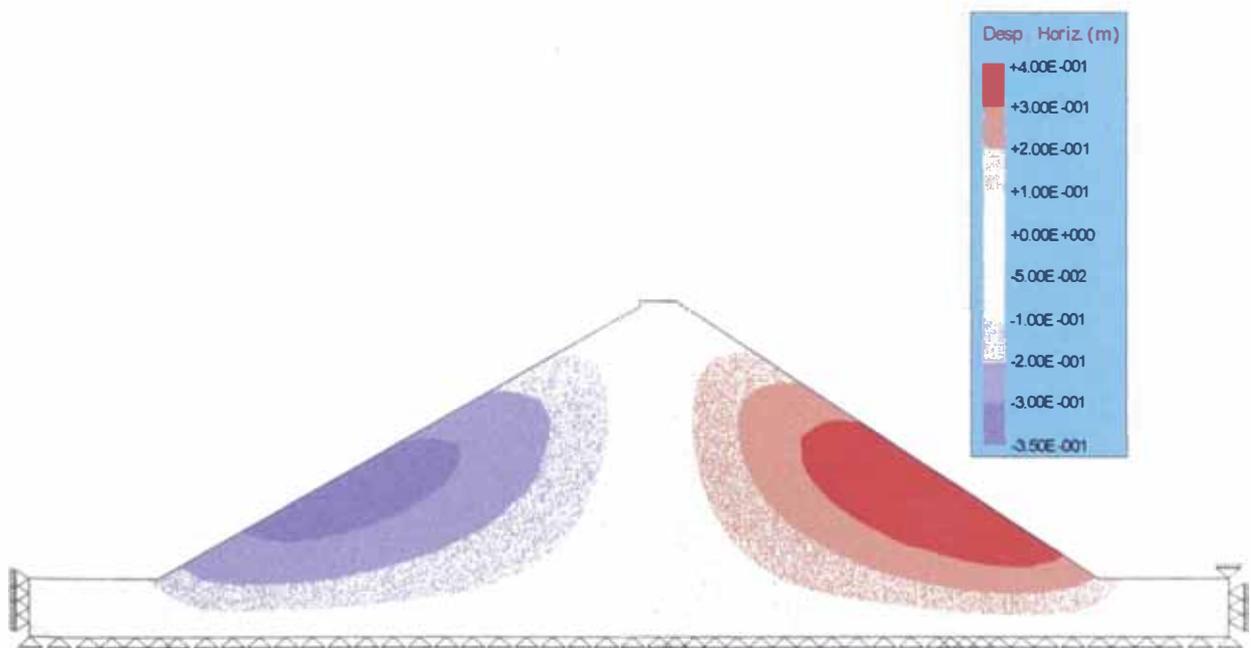


Fig. 6.74 : Distribución de los Desplazamientos Horizontales al Final de la Construcción calculados con el Programa FEADAM84 – Presa Palo Redondo

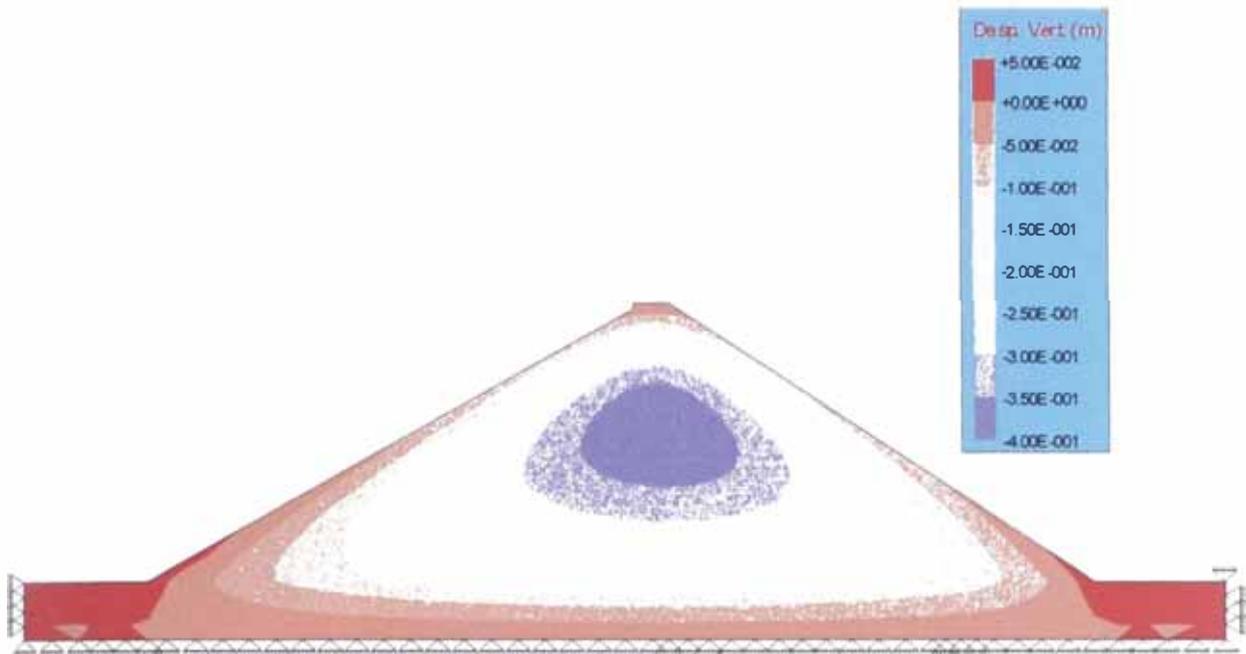


Fig. 6.75 : Distribución de los Desplazamientos Verticales al Final de la Construcción calculados con el Programa GEOSOFTE – Presa Palo Redondo

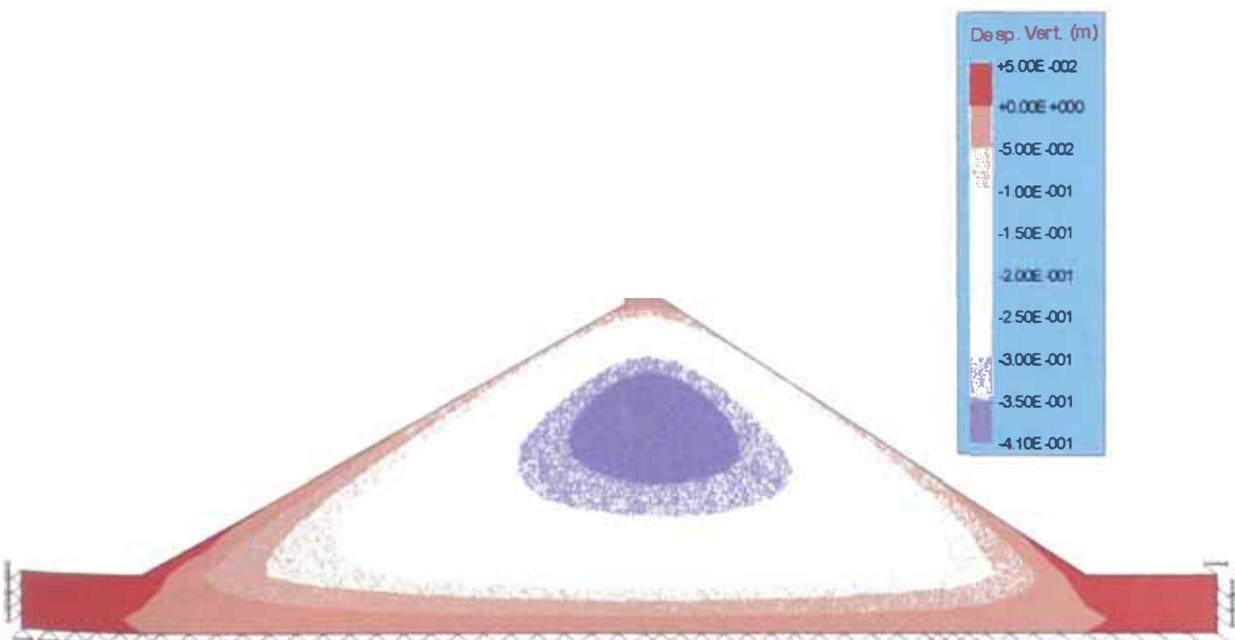


Fig. 6.76 : Distribución de los Desplazamientos Verticales al Final de la Construcción calculados con el Programa FEADAM84 – Presa Palo Redondo

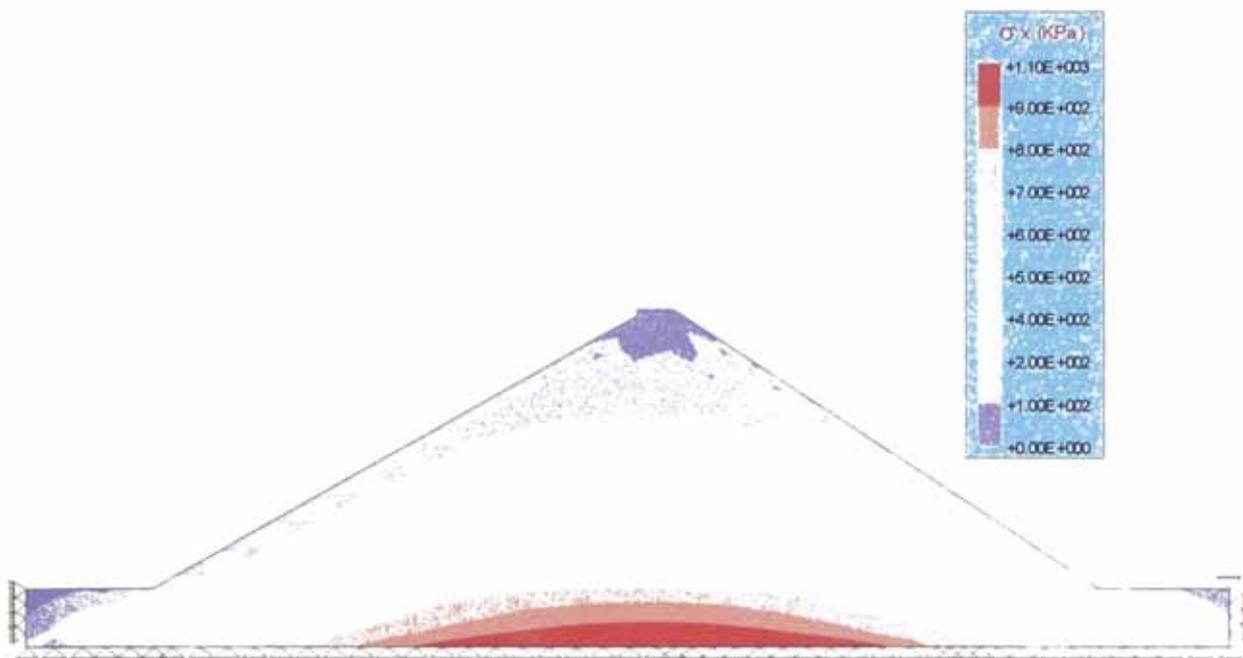


Fig. 6.77 : Distribución de los Esfuerzos Horizontales al Final de la Construcción calculados con el Programa GEOSOFTE – Presa Palo Redondo

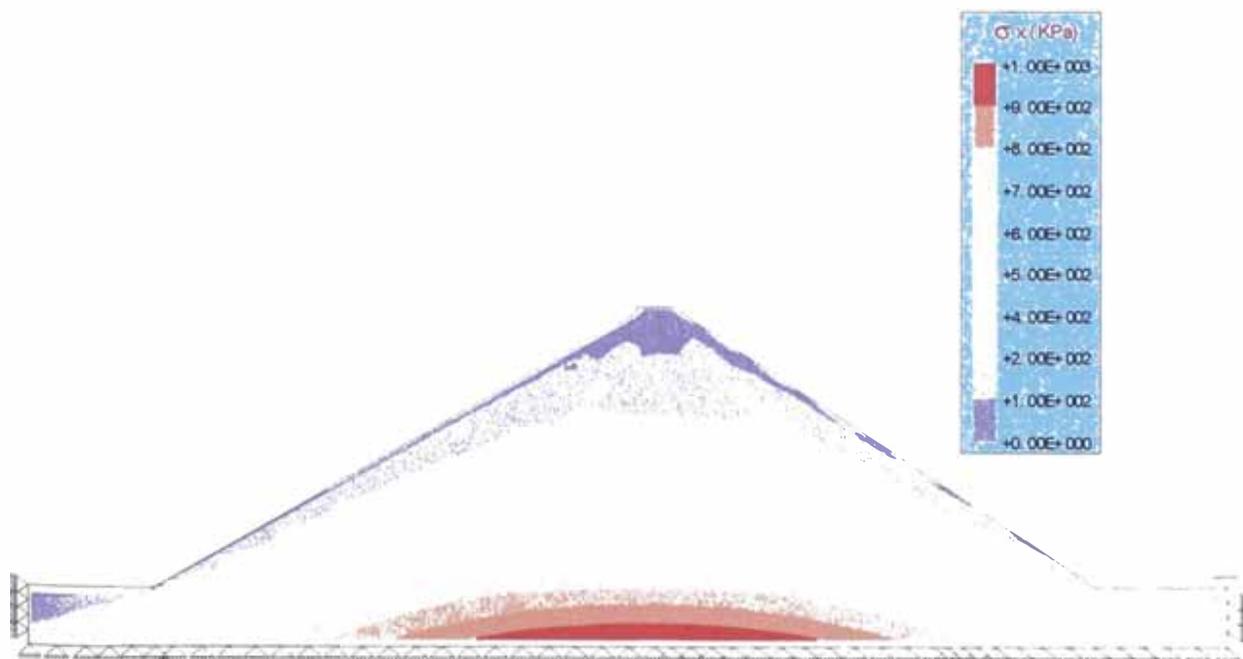


Fig. 6.78 : Distribución de los Esfuerzos Horizontales al Final de la Construcción calculados con el Programa FEADAM84 – Presa Palo Redondo

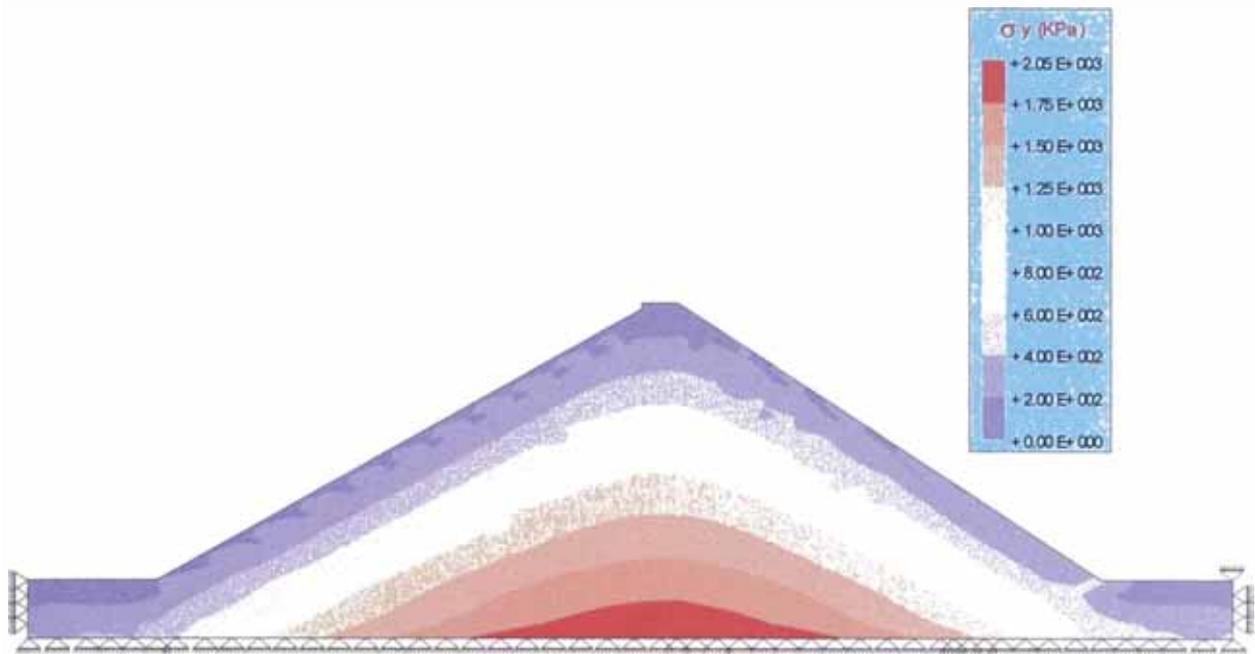


Fig. 6.79 : Distribución de los Esfuerzos Verticales al Final de la Construcción calculados con el Programa GEOSOF – Presa Palo Redondo

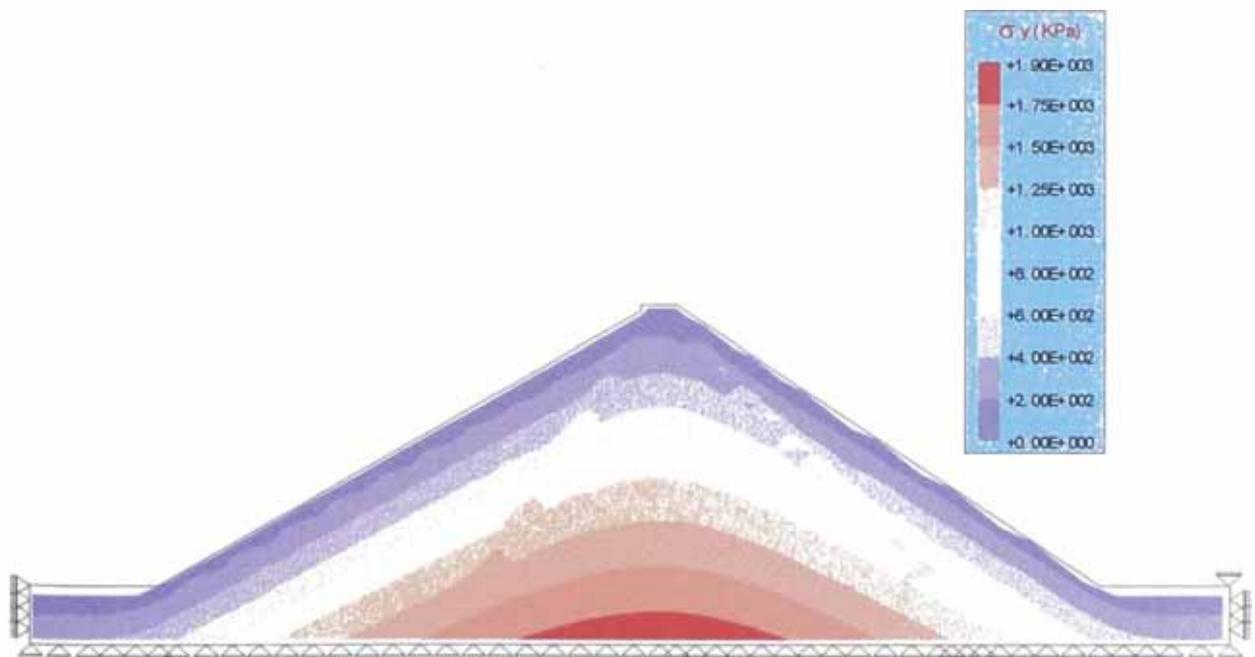


Fig. 6.80 : Distribución de los Esfuerzos Verticales al Final de la Construcción calculados con el Programa FEADAM84 – Presa Palo Redondo

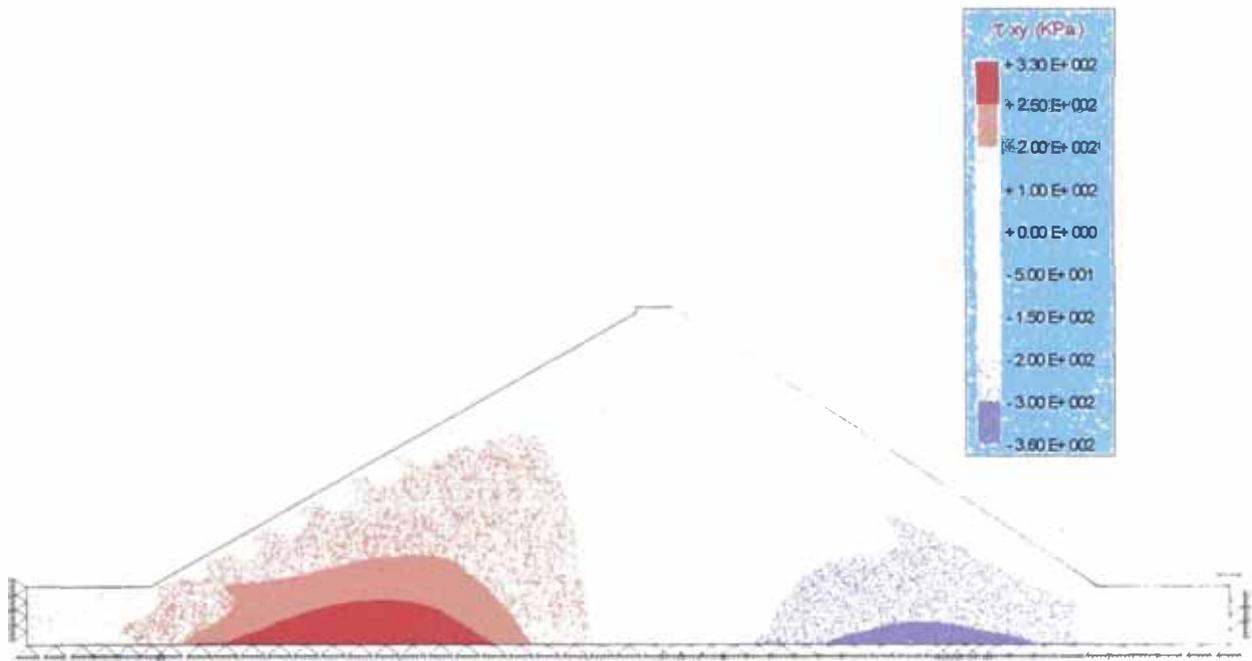


Fig. 6.81 : Distribución de los Esfuerzos Cortantes al Final de la Construcción calculados con el Programa GEOSOF – Presa Palo Redondo

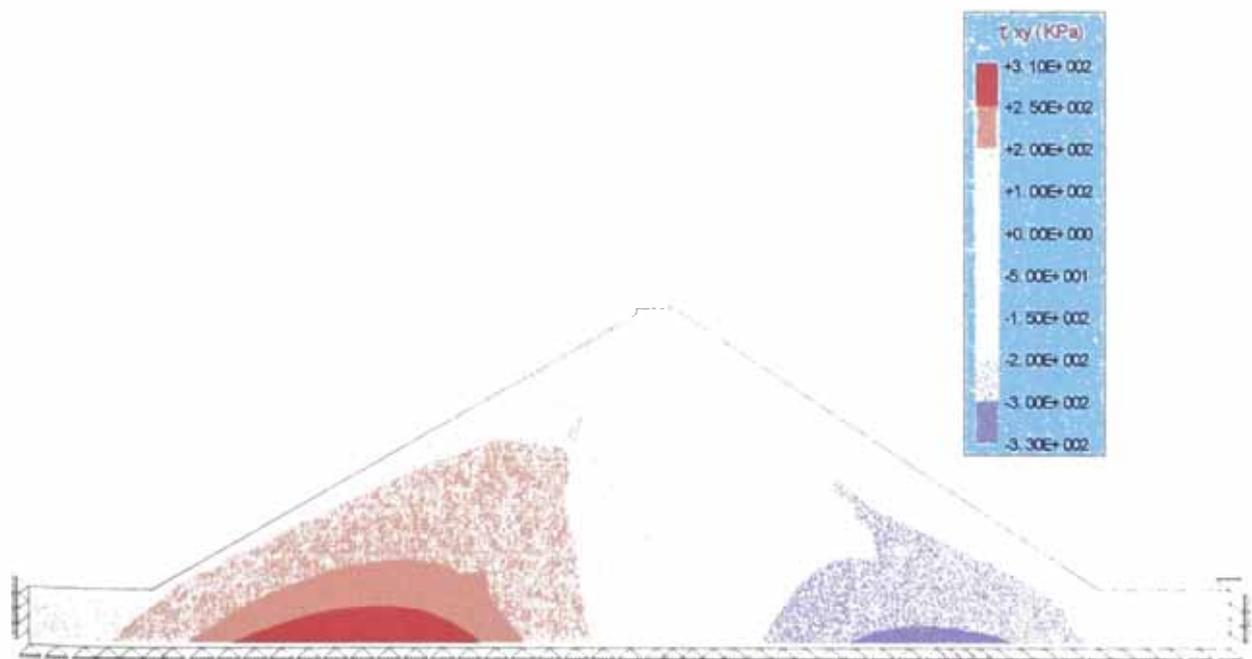


Fig. 6.82 : Distribución de los Esfuerzos Cortantes al Final de la Construcción calculados con el Programa FEADAM84 – Presa Palo Redondo

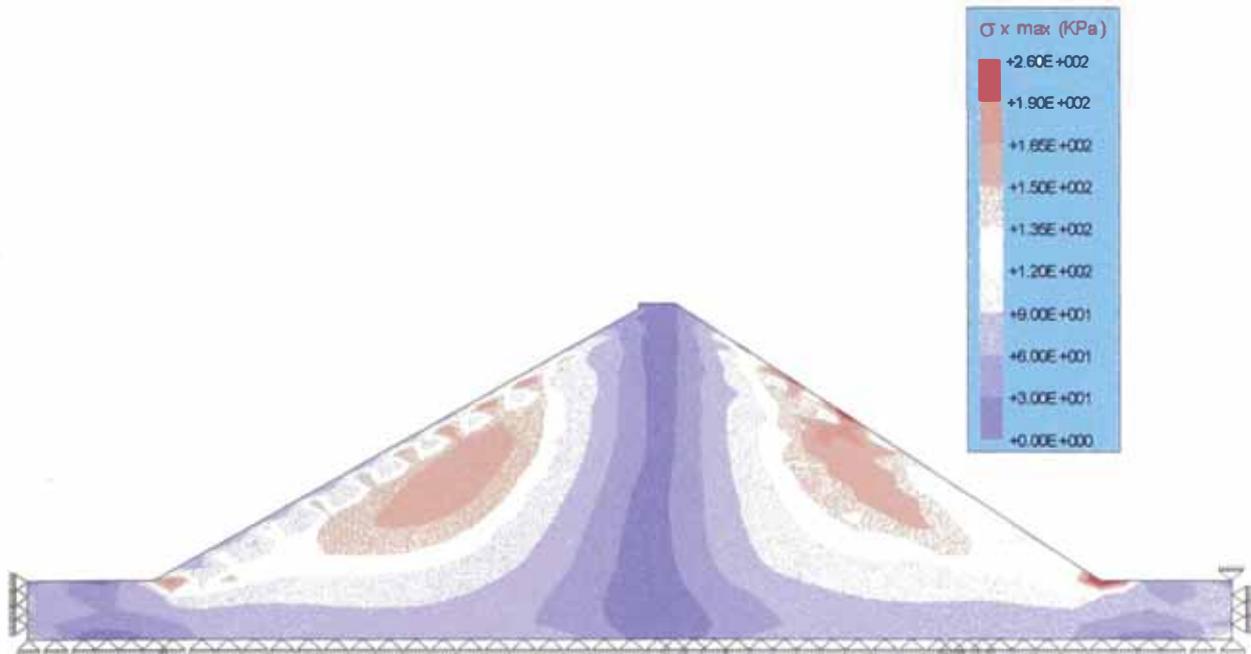


Fig. 6.83 : Distribución de Esfuerzos Horizontales Máximos calculados con el Programa GEOSOFTE para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Palo Redondo

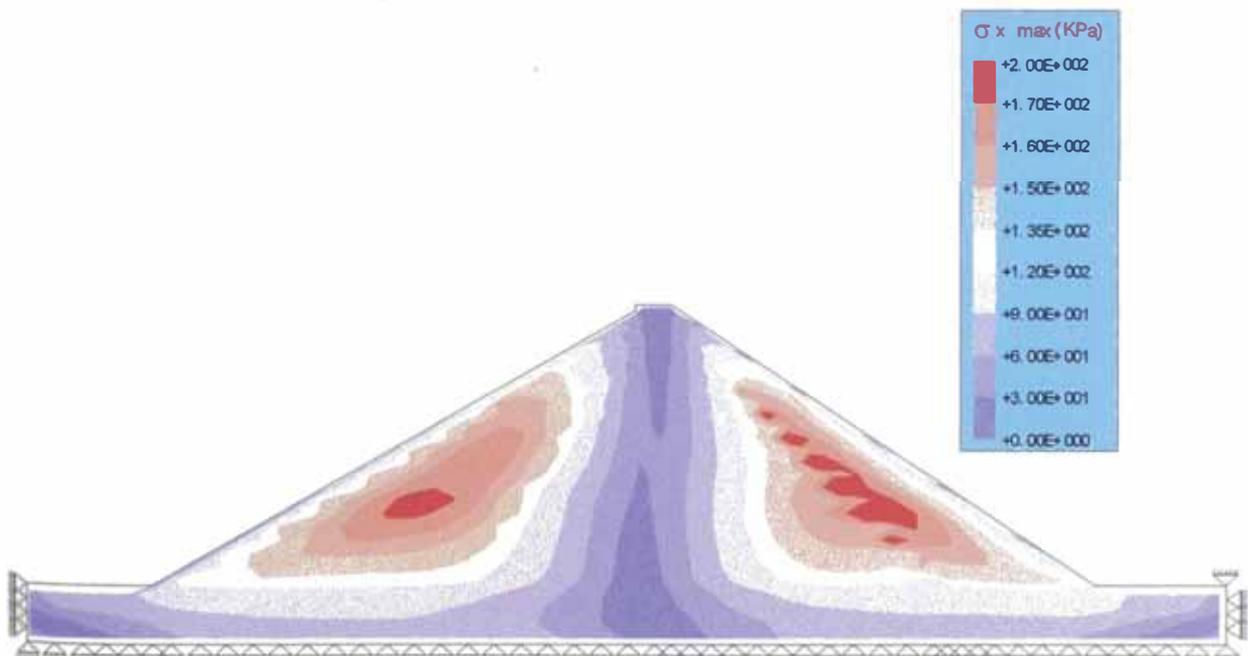


Fig. 6.84 : Distribución de Esfuerzos Horizontales Máximos calculados con el Programa QUAD4M para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Palo Redondo

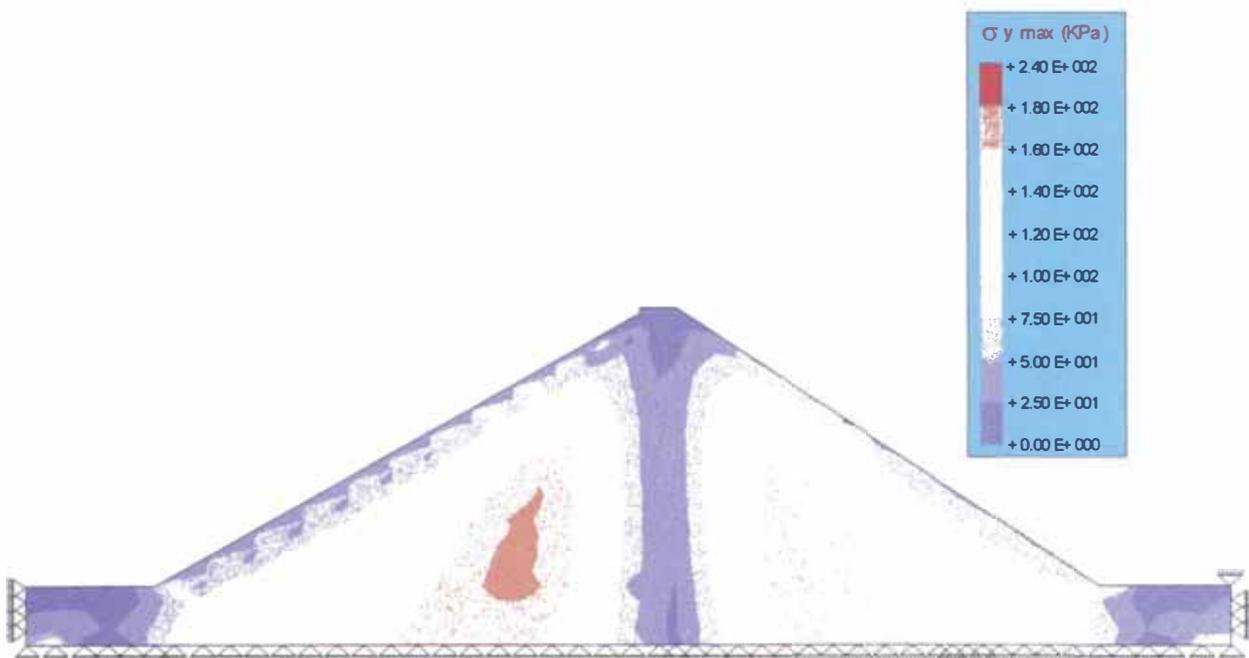


Fig. 6.85 : Distribución de Esfuerzos Verticales Máximos calculados con el Programa GEOSOF7 para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Palo Redondo

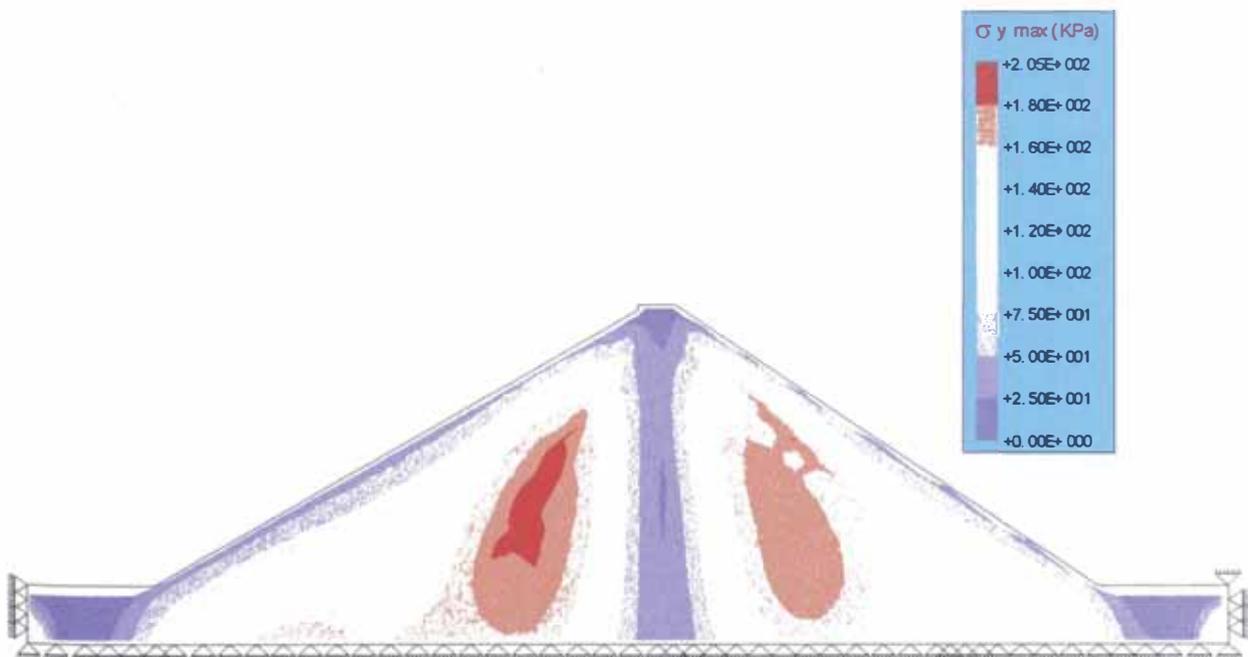


Fig. 6.86 : Distribución de Esfuerzos Verticales Máximos calculados con el Programa QUAD4M para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Palo Redondo

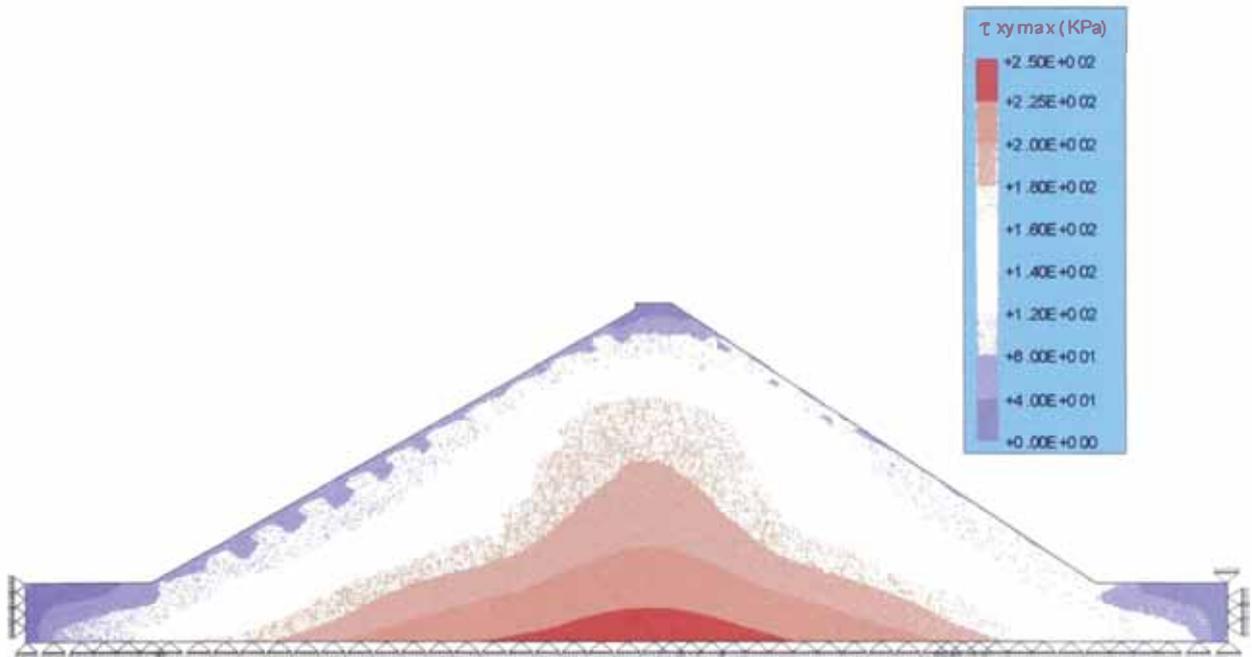


Fig. 6.87 : Distribución de Esfuerzos Cortantes Máximos calculados con el Programa GEOSOFTE para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Palo Redondo

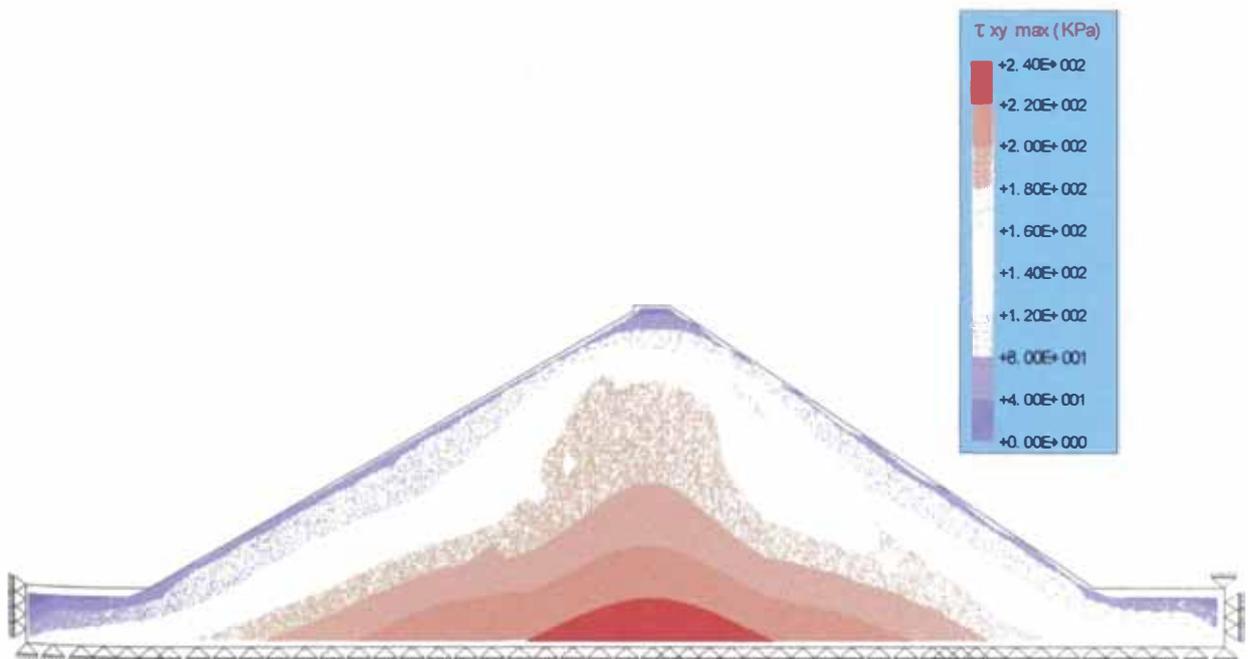


Fig. 6.88 : Distribución de Esfuerzos Cortantes Máximos calculados con el Programa QUAD4M para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O - Presa Palo Redondo

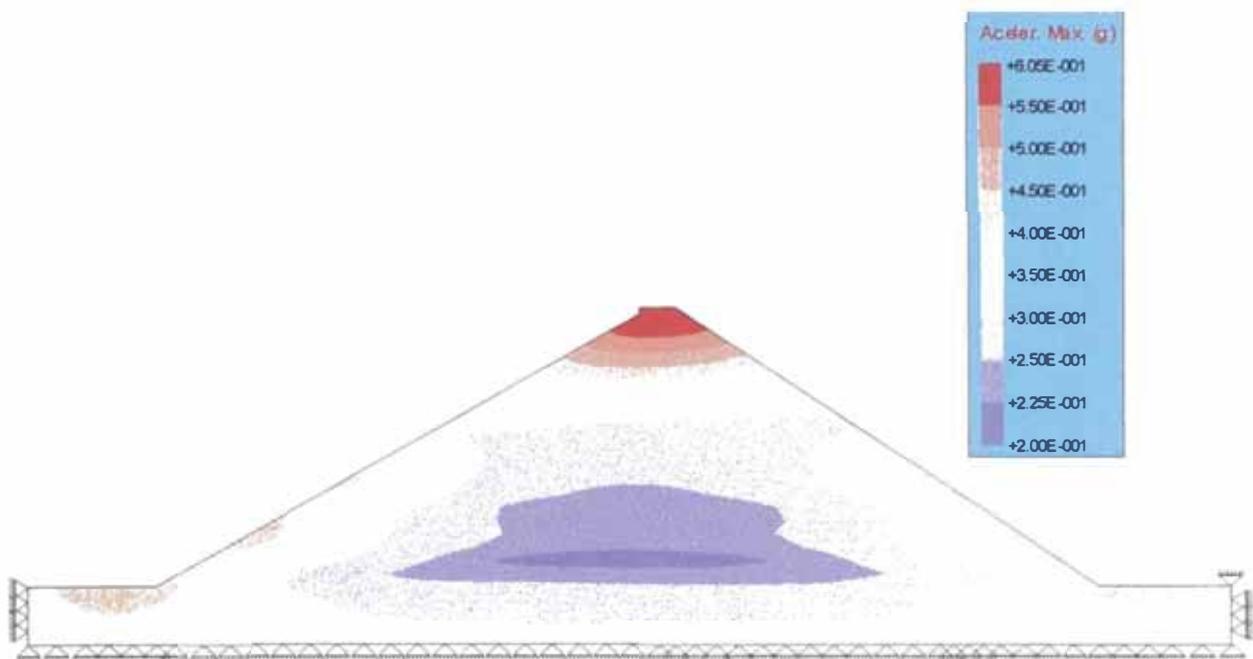


Fig. 6.89 : Distribución de Aceleraciones Máximas calculados con el Programa GEOSOF2 para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O – P. Palo Redondo

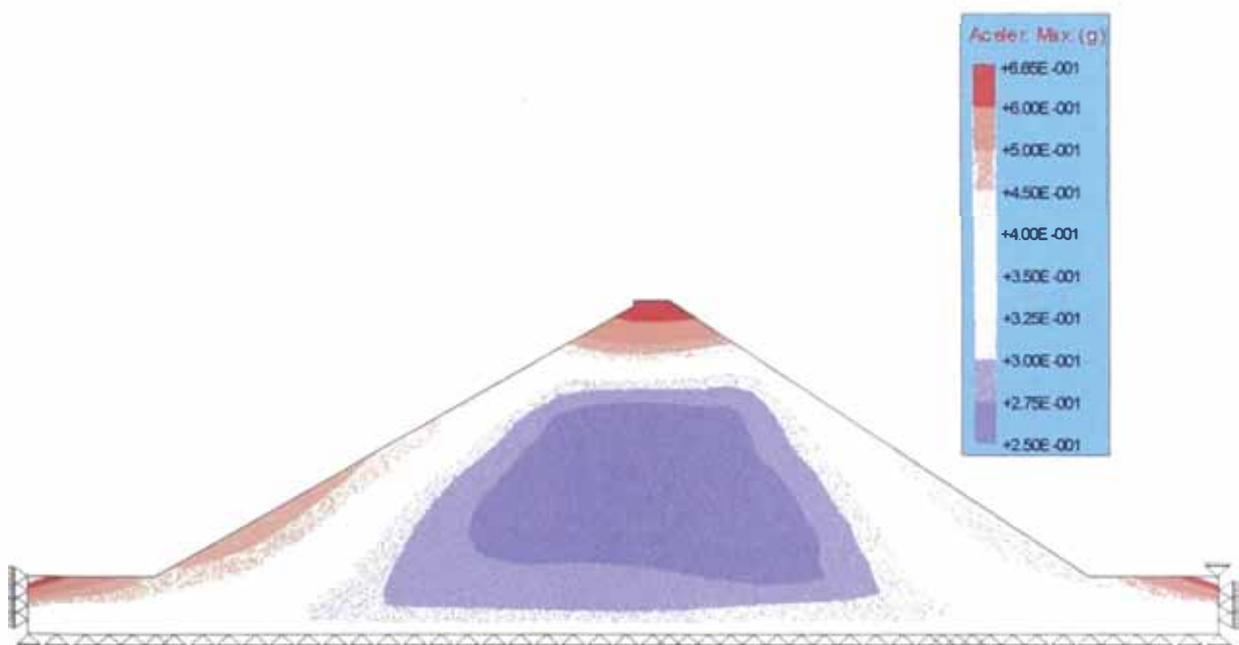
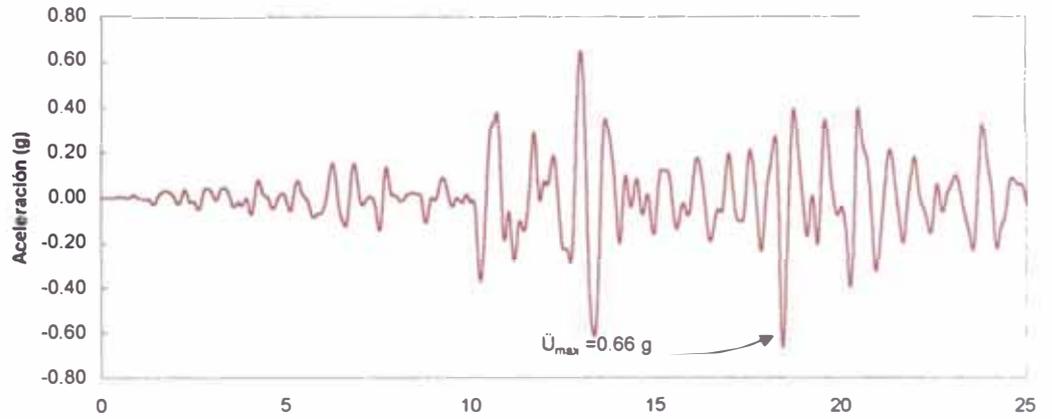
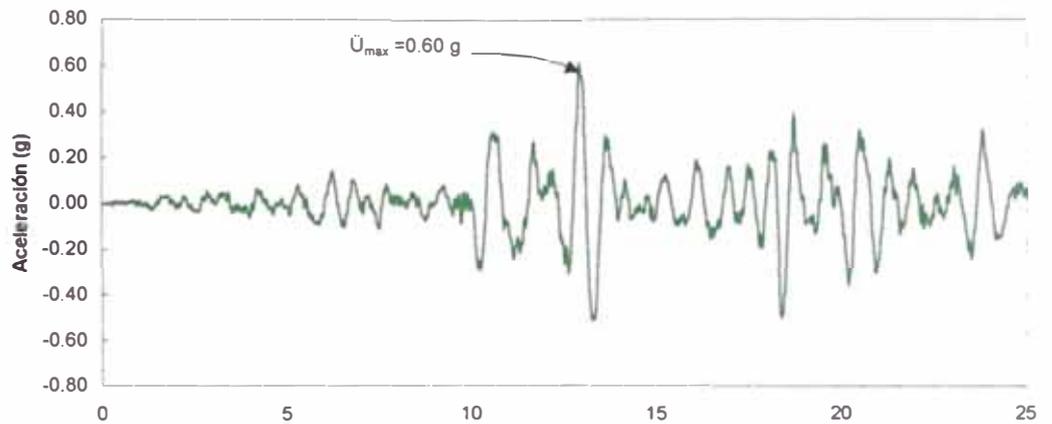


Fig. 6.90 : Distribución de Aceleraciones Máximas calculados con el Programa QUAD4M para el Sismo de Lima-Perú 10/74 N 82° O – P. Palo Redondo

Acelerograma en la cresta calculado con el programa QUAD4M



Acelerograma en la cresta calculado con el programa GEOSOFIT



Acelerograma en la base rocosa

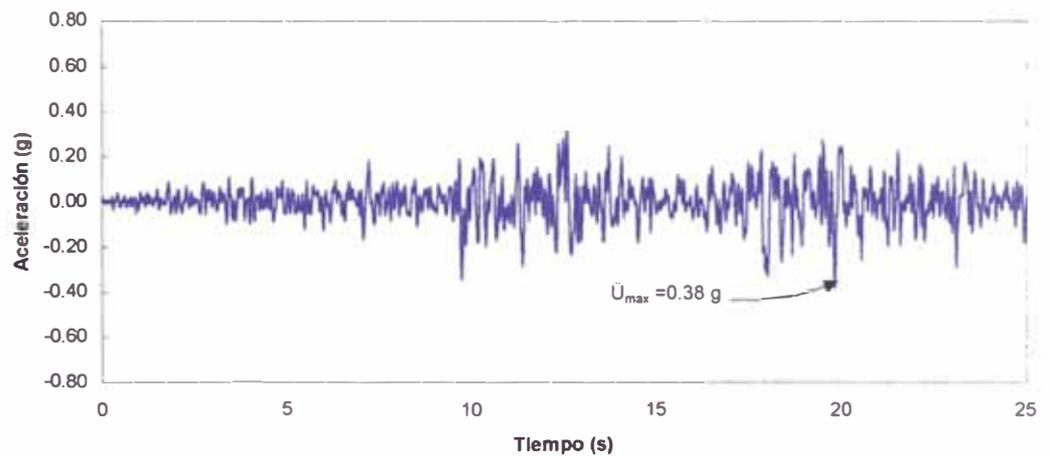


Fig. 6.91 : Comparación entre los acelerogramas en la base rocosa y los calculados en la cresta con los diferentes programas bidimensionales para el Sismo de Lima – Perú 10/74 N 82° W - Presa Palo Redondo.

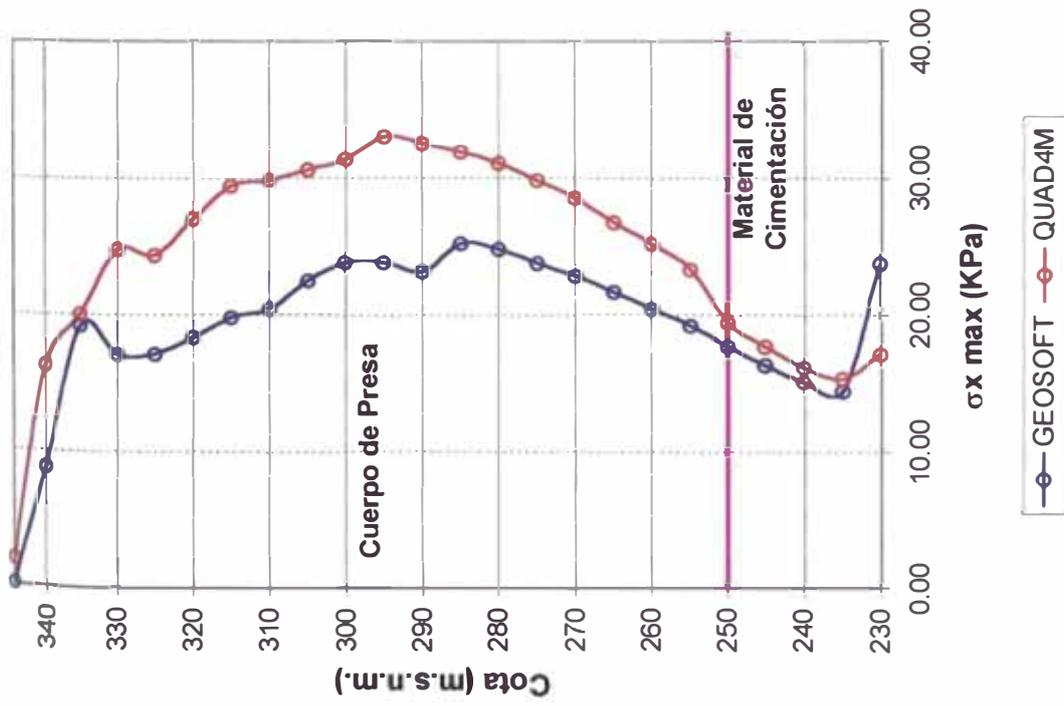


Fig. 6.92 : Variación de los Esf. Horizontales Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° O – P. Palo Redondo

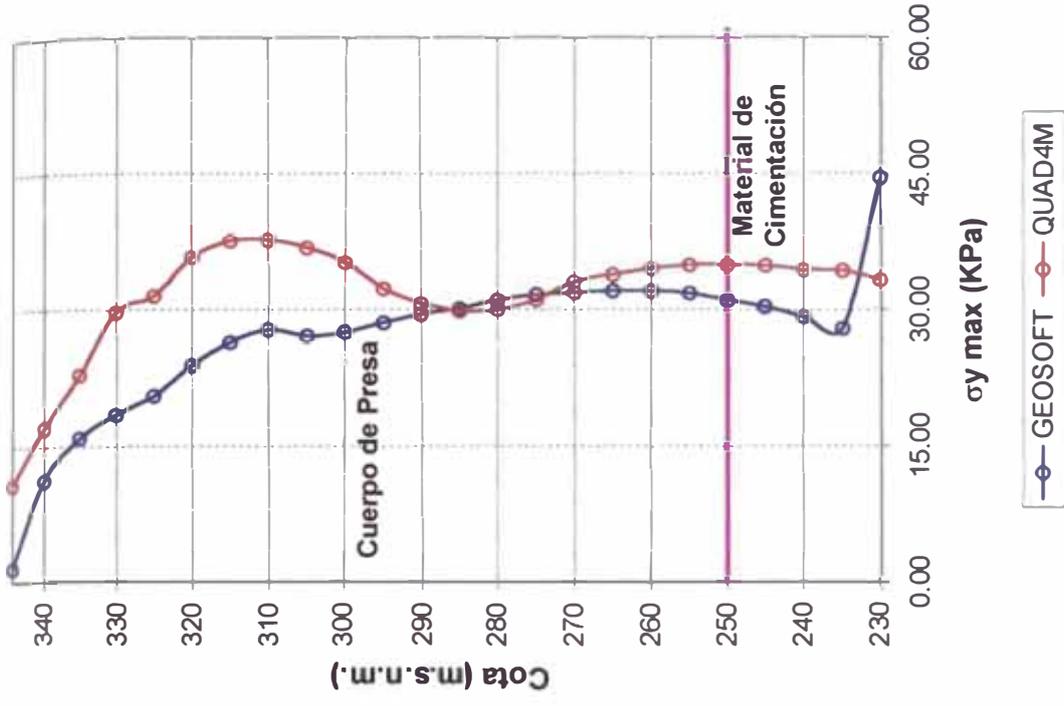


Fig. 6.93 : Variación de los Esf. Verticales Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° O – P. Palo Redondo

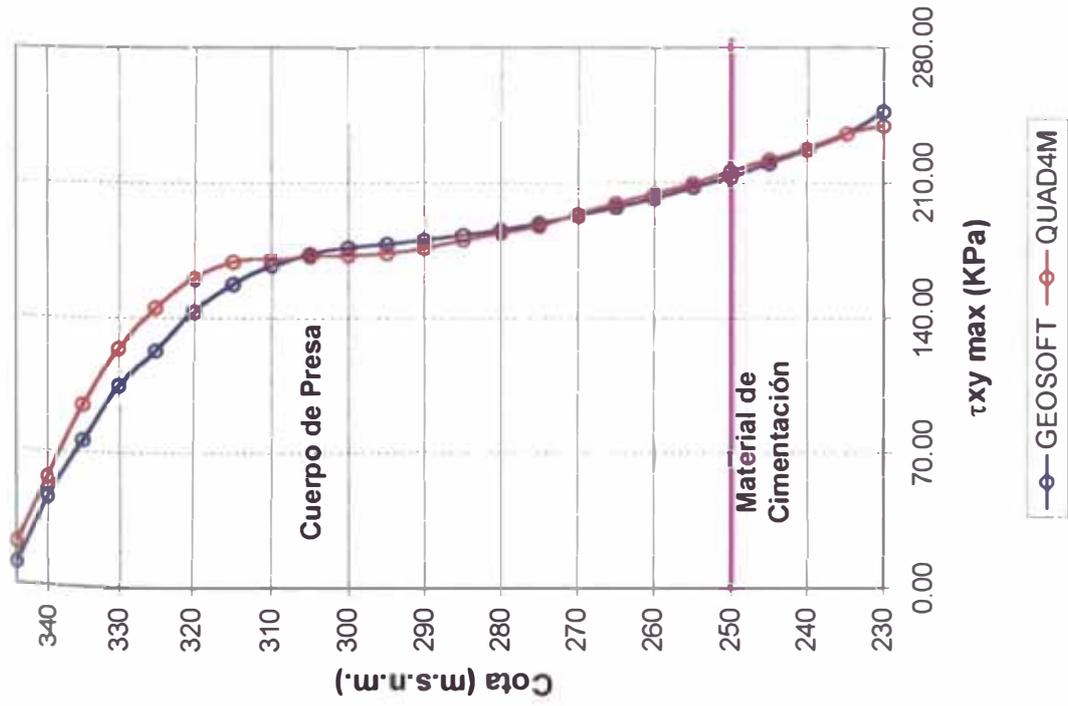


Fig. 6.94 : Variación de los Esf. Cortantes Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° O – P. Palo Redondo

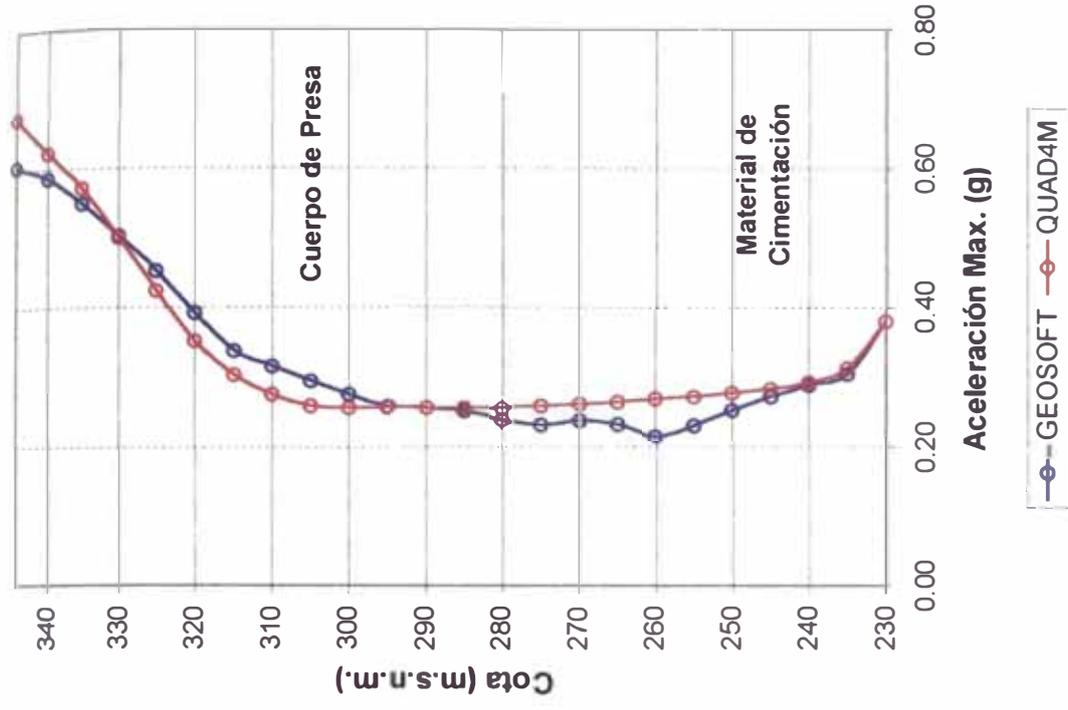


Fig. 6.95 : Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 1-1 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° O – P. Palo Redondo

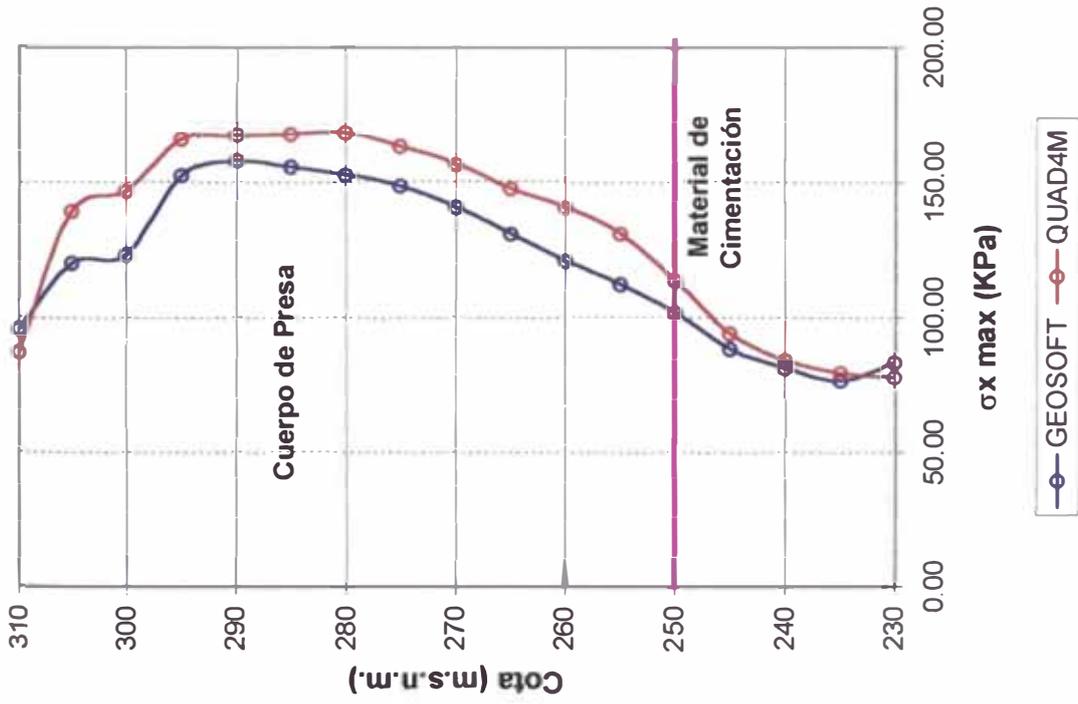


Fig. 6.96 : Variación de los Esf. Horizontales Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° O – P. Palo Redondo

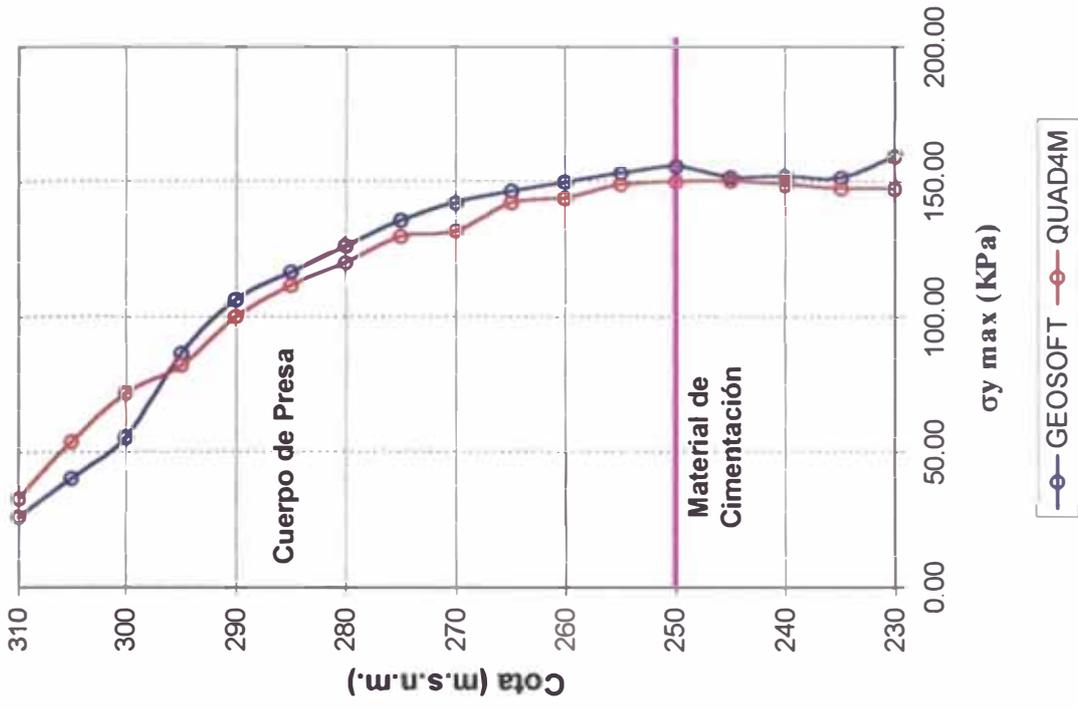


Fig. 6.97 : Variación de los Esf. Verticales Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° O – P. Palo Redondo

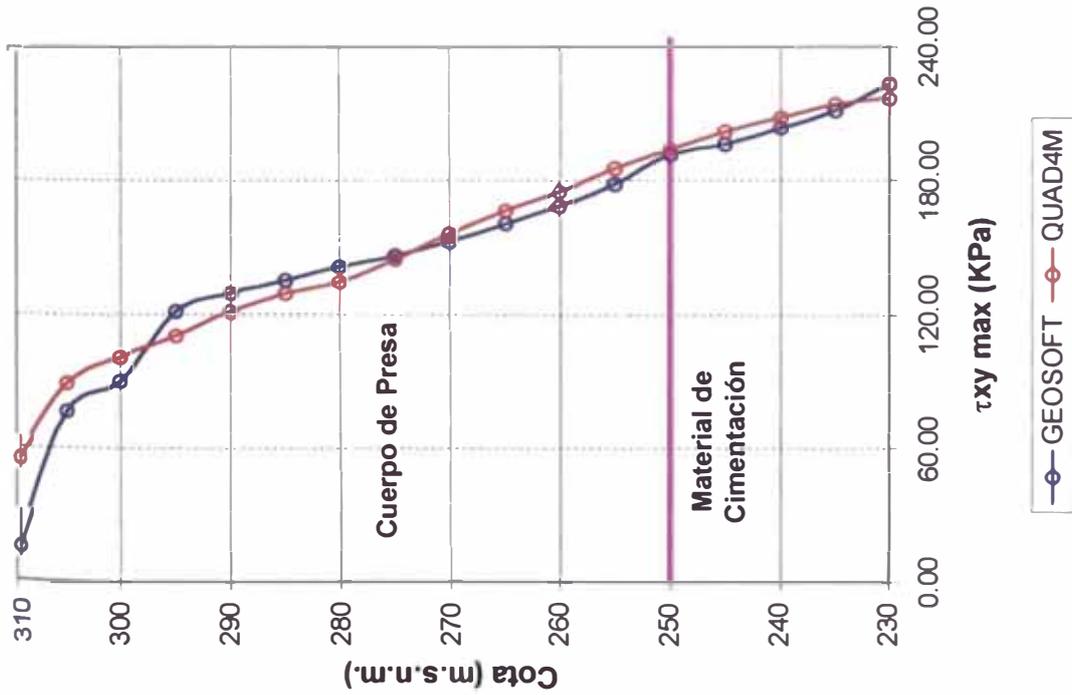


Fig. 6.98 : Variación de los Esf. Cortantes Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° O – P. Palo Redondo

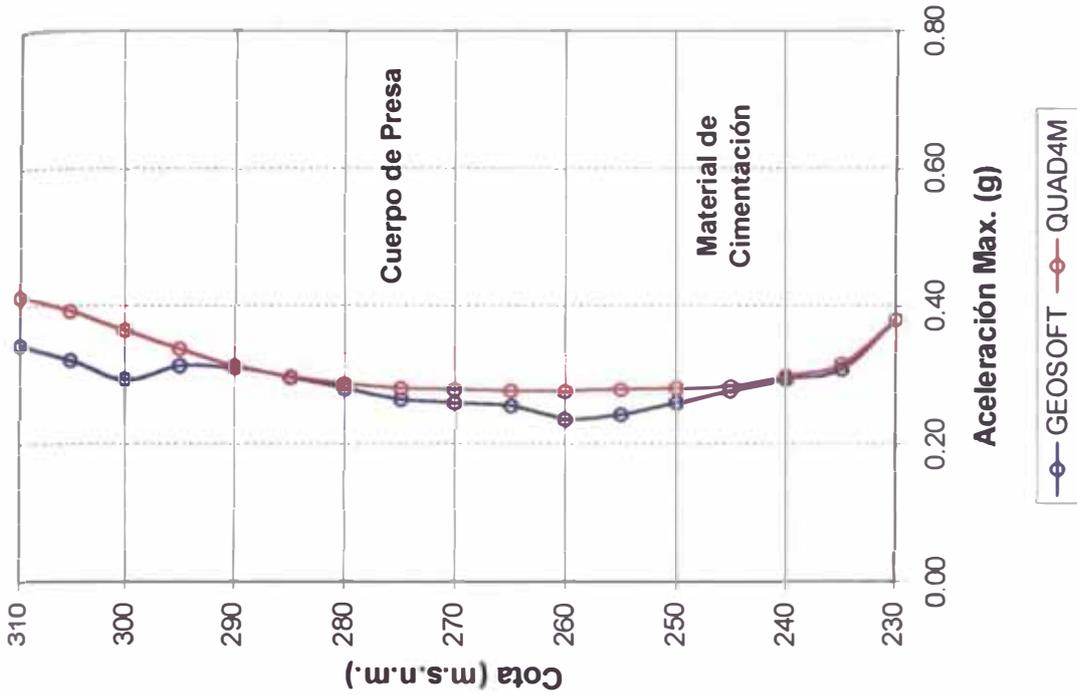


Fig. 6.99 : Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 2-2 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Lima-Perú 10/74 N 82° O – P. Palo Redondo

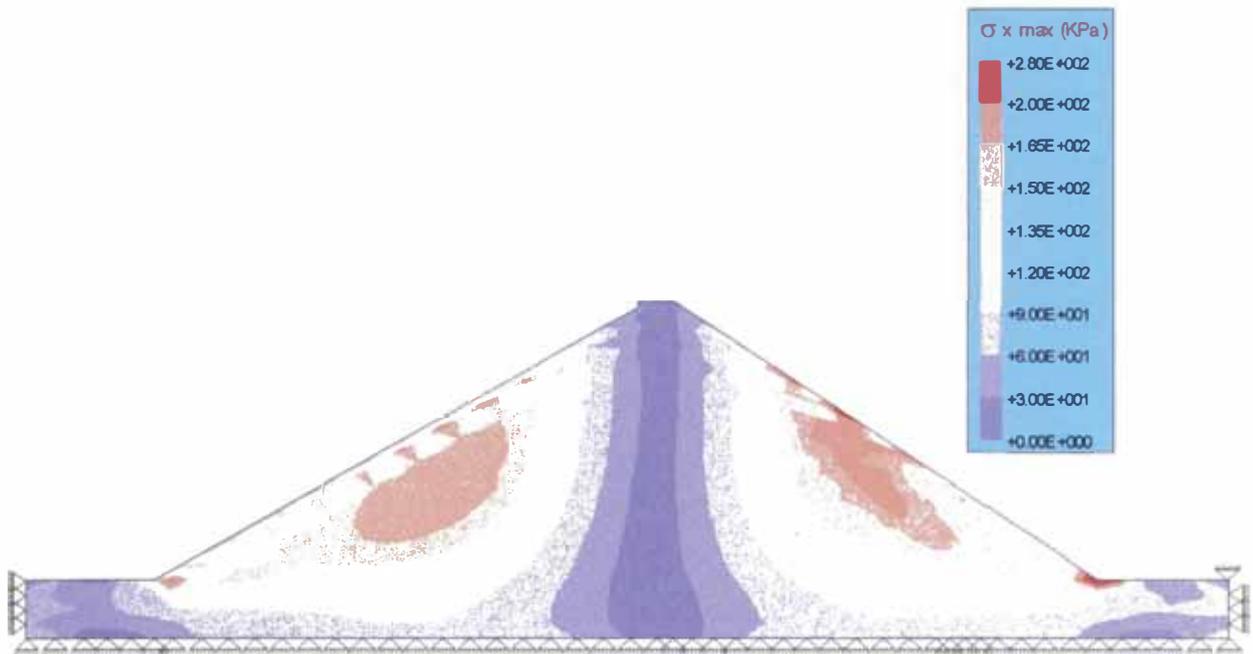


Fig. 6.100 : Distribución de Esfuerzos Horizontales Máximos calculados con el Programa GEOSFT para el Sismo de Lolleo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Palo Redondo

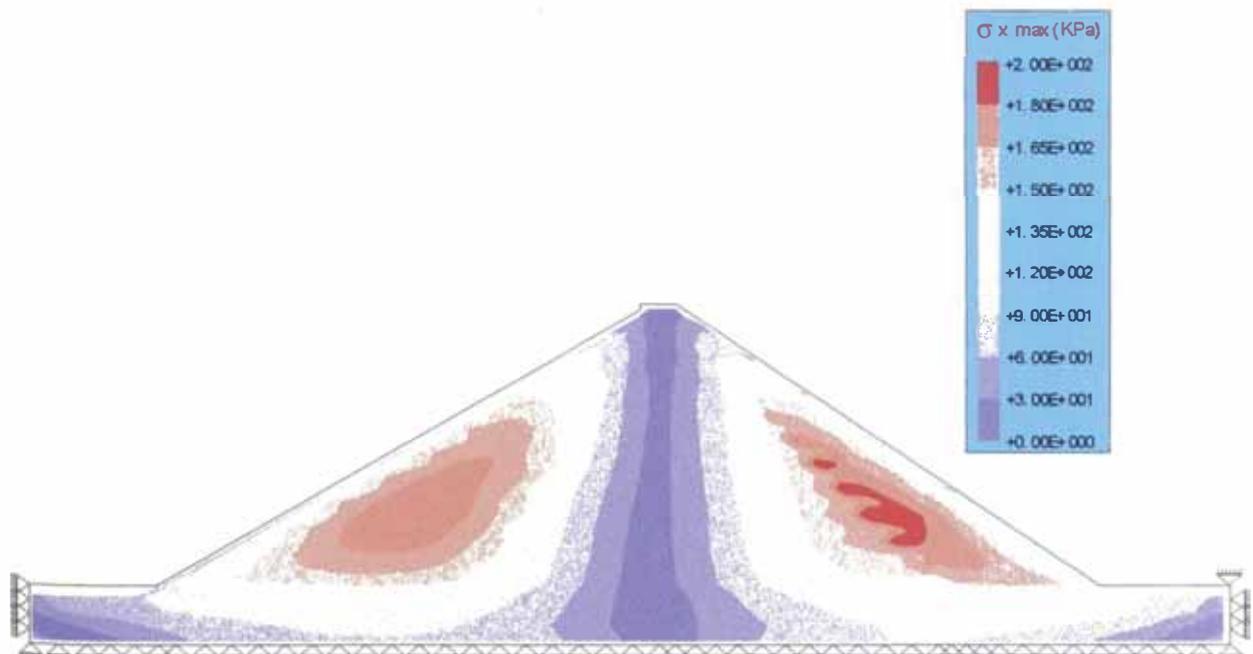


Fig. 6.101 : Distribución de Esfuerzos Horizontales Máximos calculados con el Programa QUAD4M para el Sismo de Lolleo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Palo Redondo

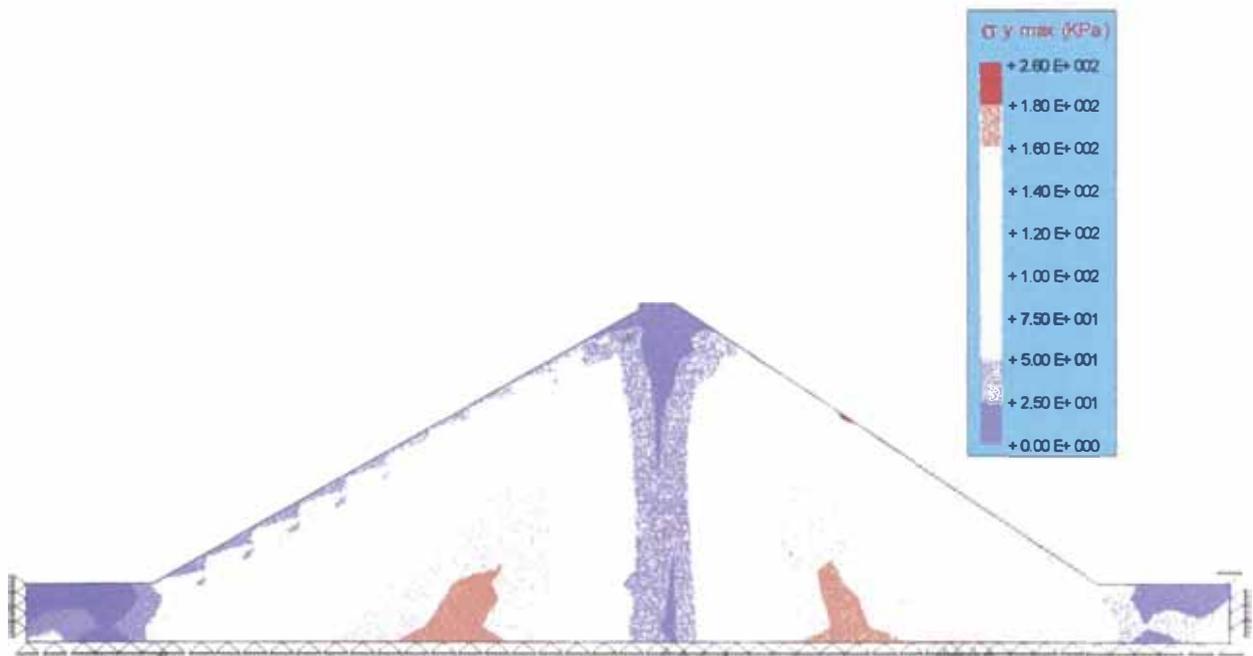


Fig. 6.102 : Distribución de Esfuerzos Verticales Máximos calculados con el Programa GEOSFT para el Sismo de Llolleo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Palo Redondo

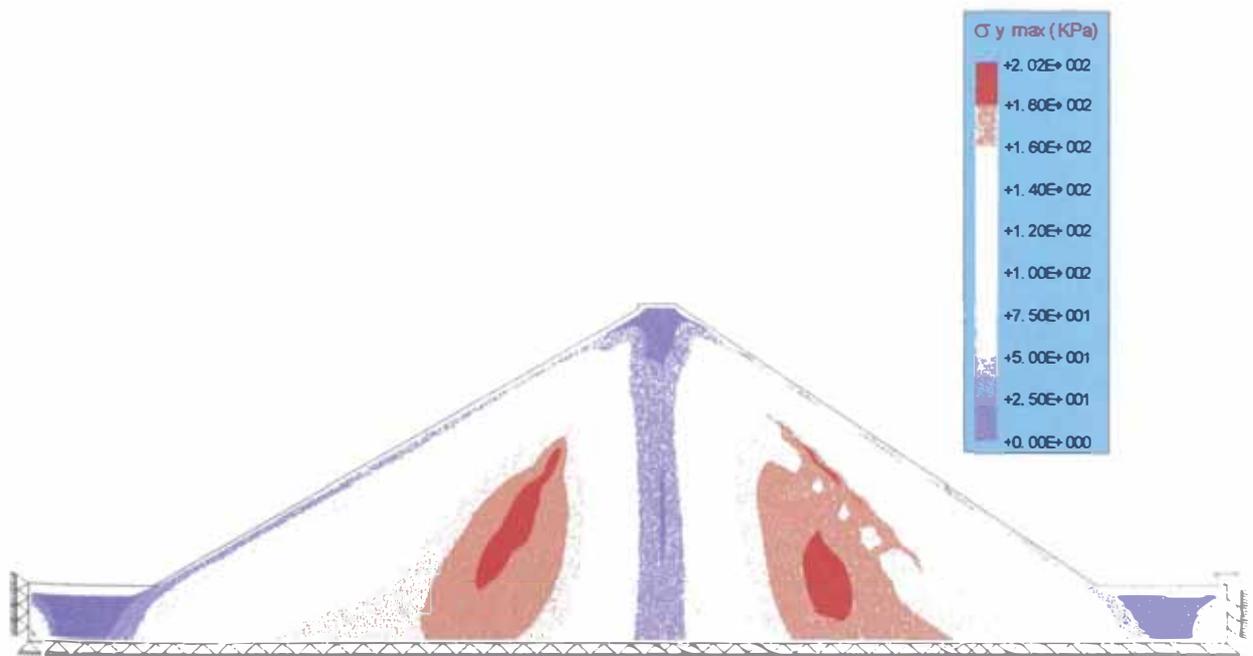


Fig. 6.103 : Distribución de Esfuerzos Verticales Máximos calculados con el Programa QUAD4M para el Sismo de Llolleo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Palo Redondo

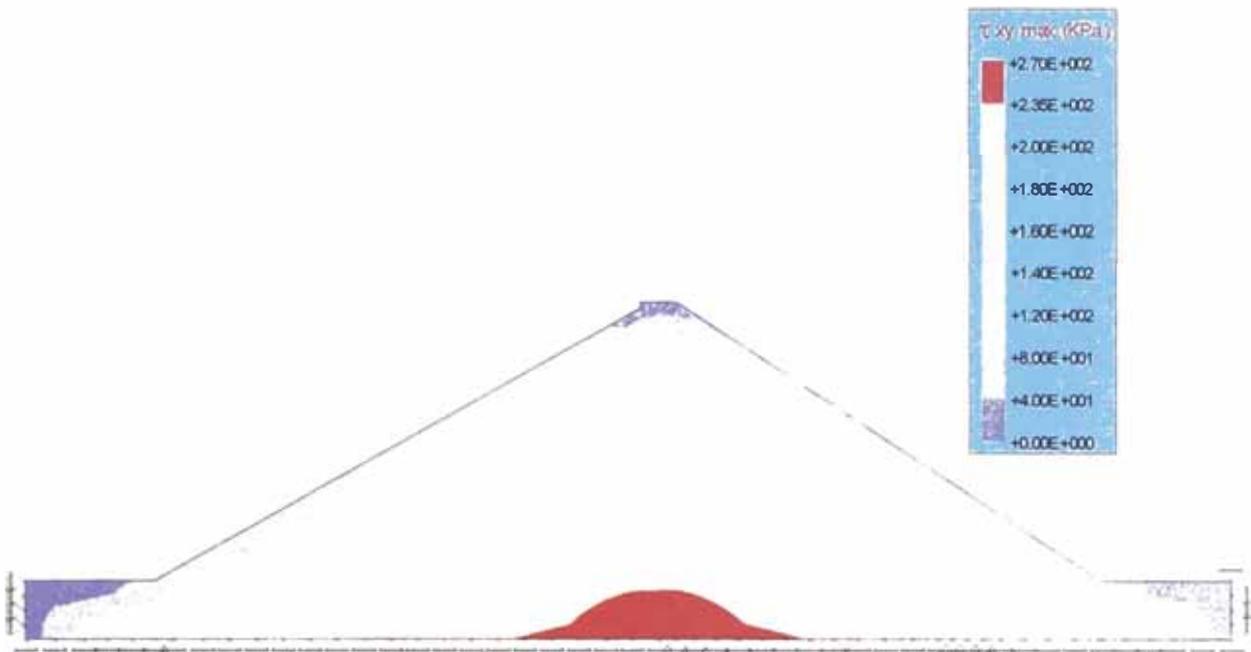


Fig. 6.104 : Distribución de Esfuerzos Cortantes Máximos calculados con el Programa GEOSFT para el Sismo de Lolleo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Palo Redondo

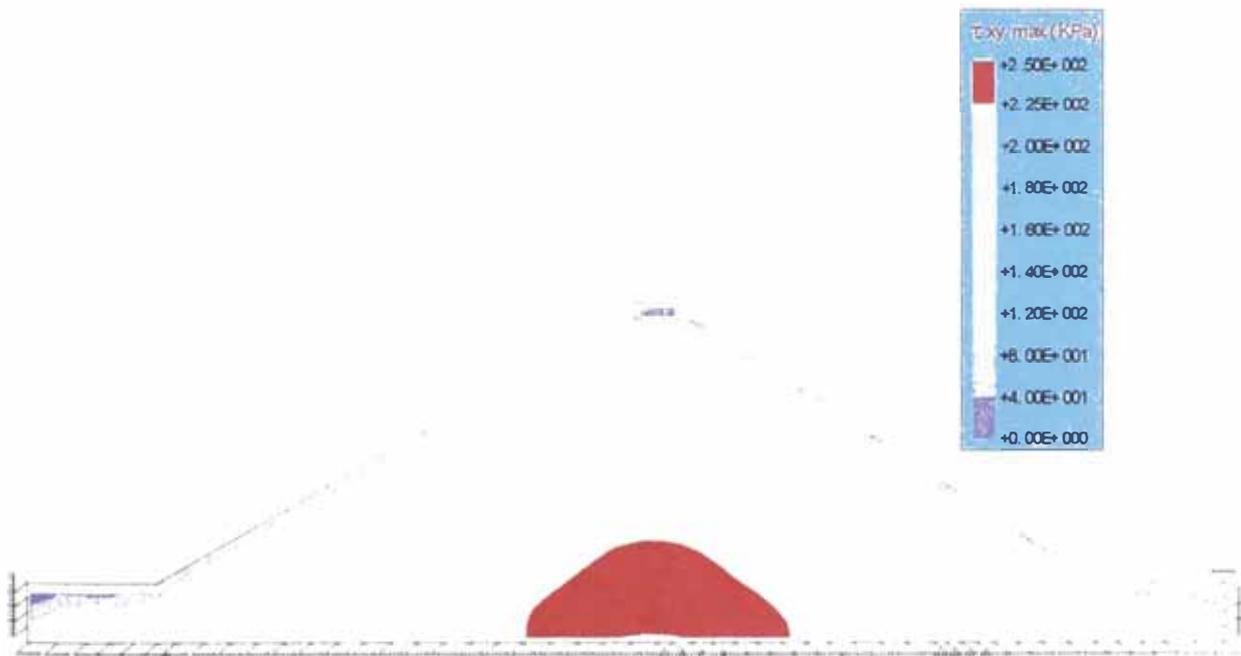


Fig. 6.105 : Distribución de Esfuerzos Cortantes Máximos calculados con el Programa QUAD4M para el Sismo de Lolleo-Chile 03/85 S 80° E - Presa Palo Redondo

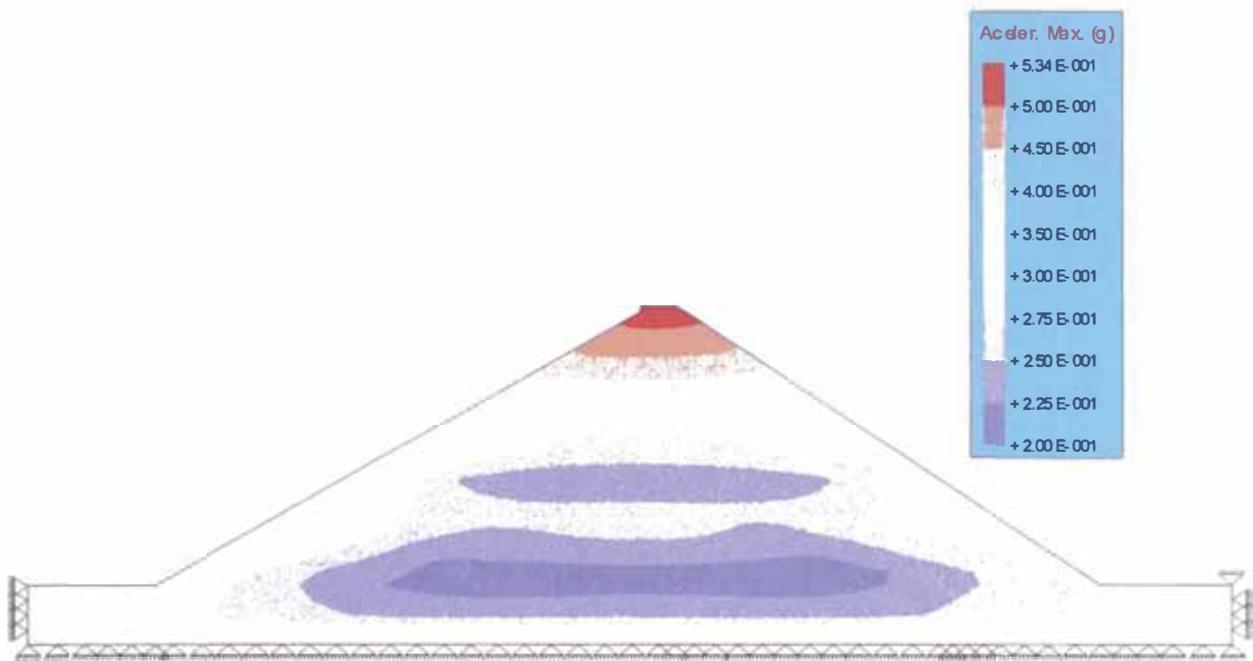


Fig. 6.106 : Distribución de Aceleraciones Máximas calculados con el Programa GEOSOF2 para el Sismo de Lollo-Chile 03/85 S 80° E – P. Palo Redondo

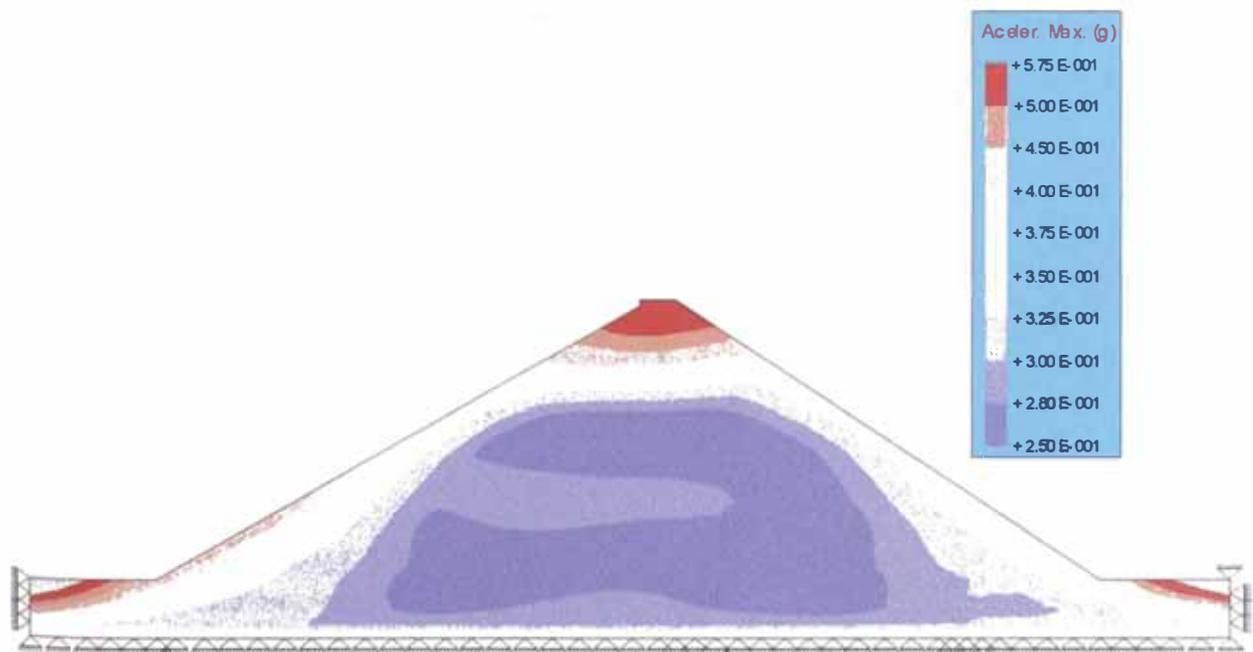


Fig. 6.107 : Distribución de Aceleraciones Máximas calculados con el Programa QUAD4M para el Sismo de Lollo-Chile 03/85 S 80° E – P. Palo Redondo

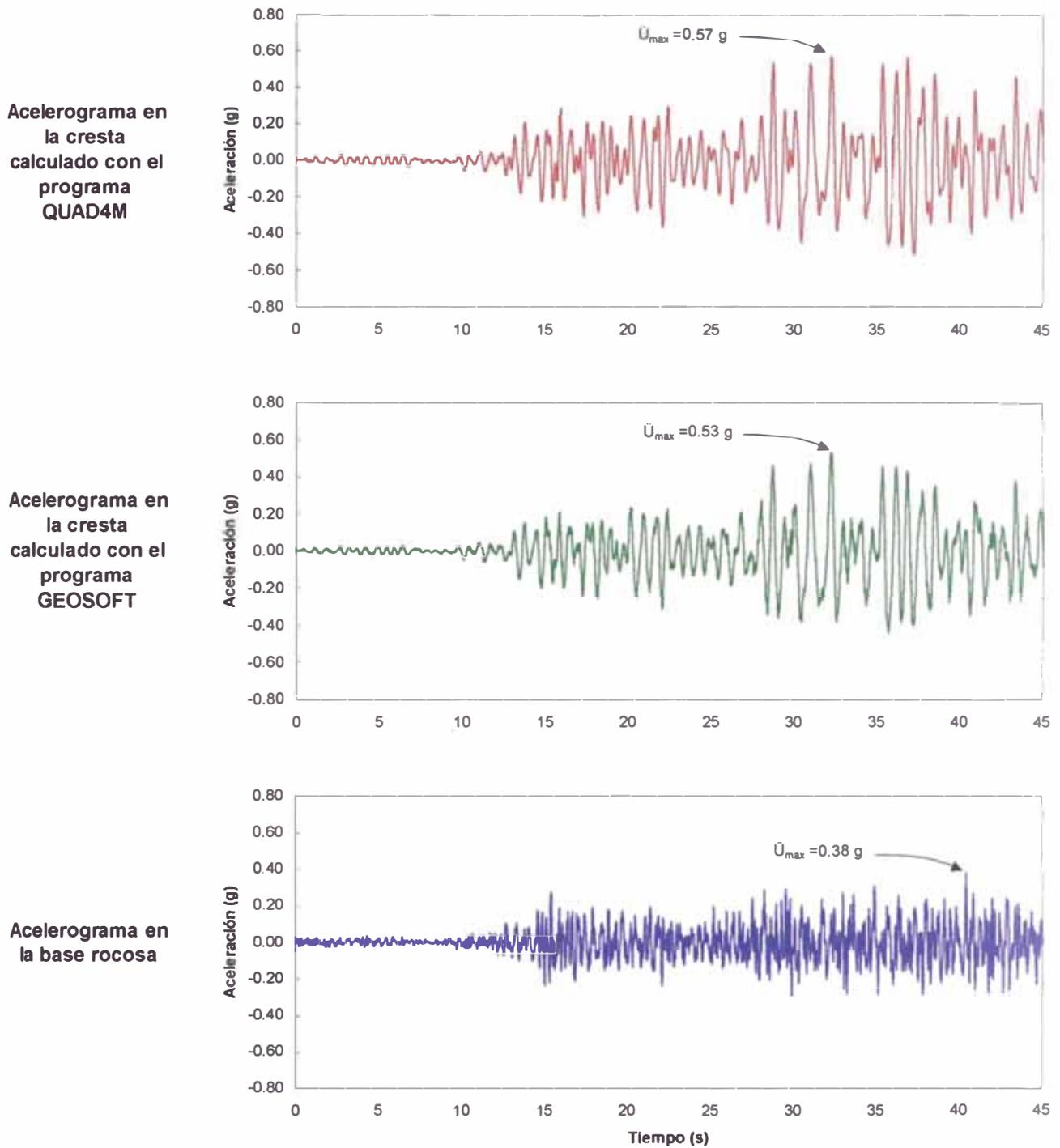


Fig. 6.108 : Comparación entre los acelerogramas en la base rocosa y los calculados en la cresta con los diferentes programas bidimensionales para el Sismo de Lolloe - Chile 03/85 S 80° E – Presa Palo Redondo.

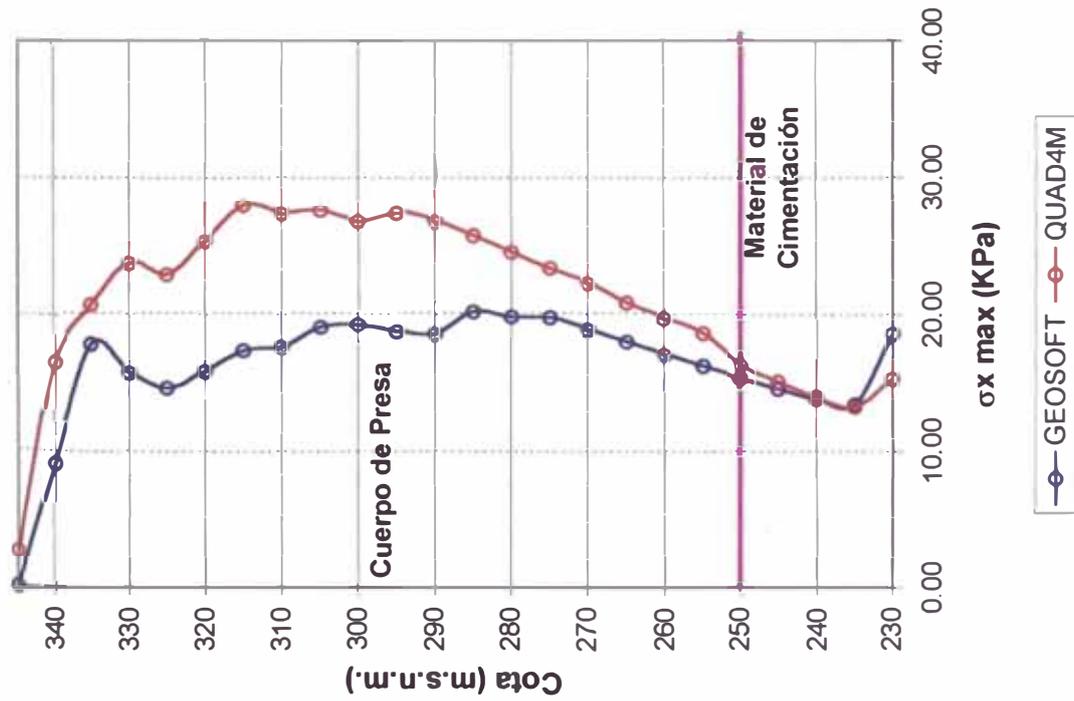


Fig. 6.109 : Variación de los Esf. Horizontales Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Lollleo-Chile 03/85 S 80° E – P. Palo Redondo

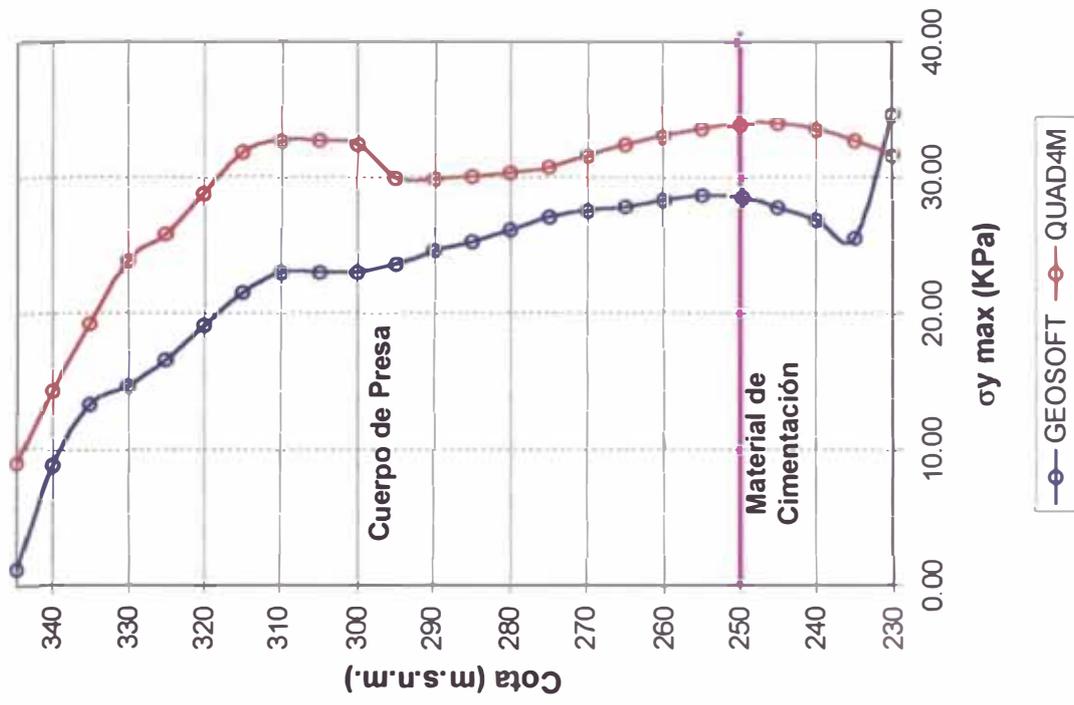


Fig. 6.110 : Variación de los Esf. Verticales Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Lollleo-Chile 03/85 S 80° E – P. Palo Redondo

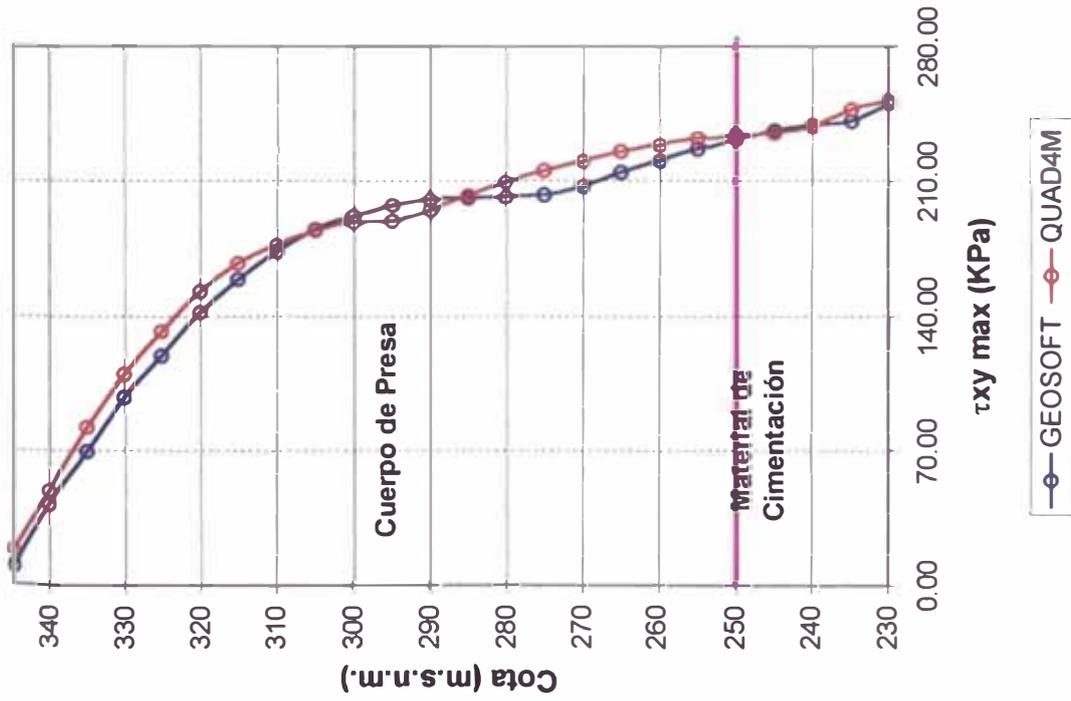


Fig. 6.111 : Variación de los Esf. Cortantes Máximos en el Corte 1-1 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – P. Palo Redondo

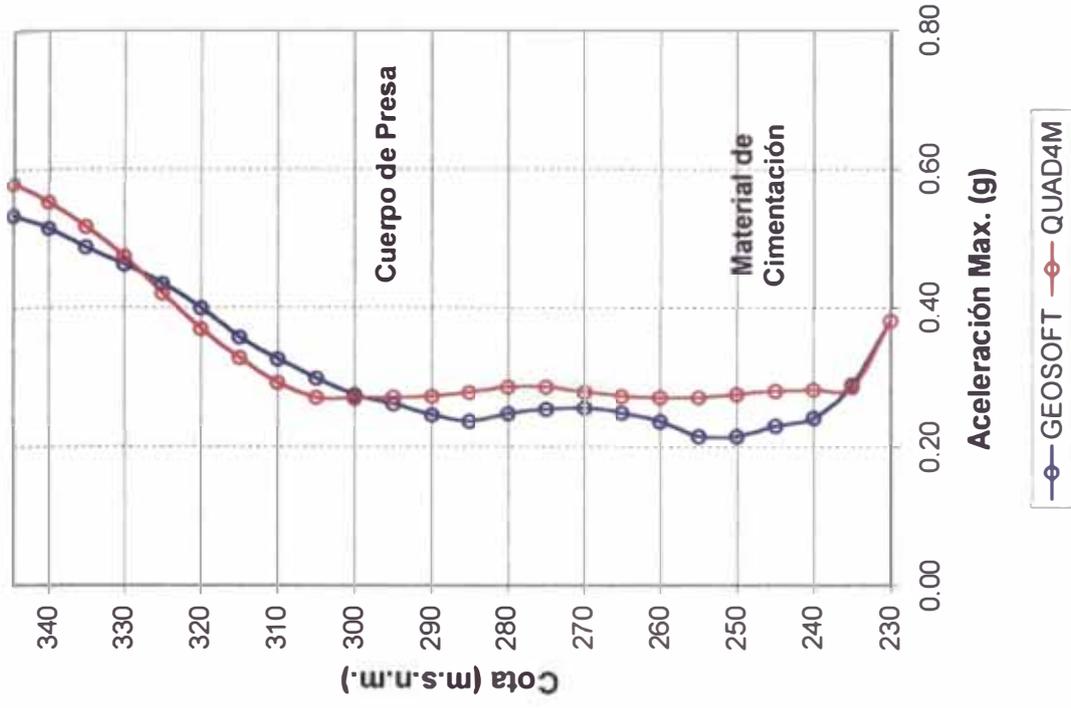


Fig. 6.112 : Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 1-1 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – P. Palo Redondo

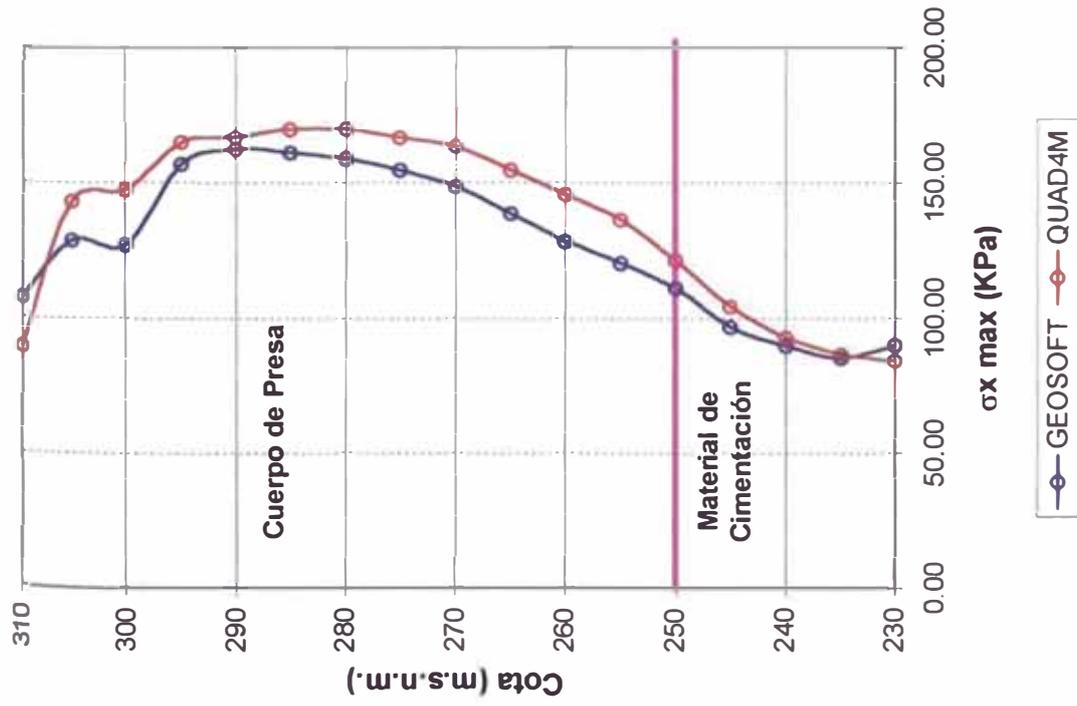


Fig. 6.113 : Variación de los Esf. Horizontales Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Ljolloco-Chile 03/85 S 80° E – P. Palo Redondo

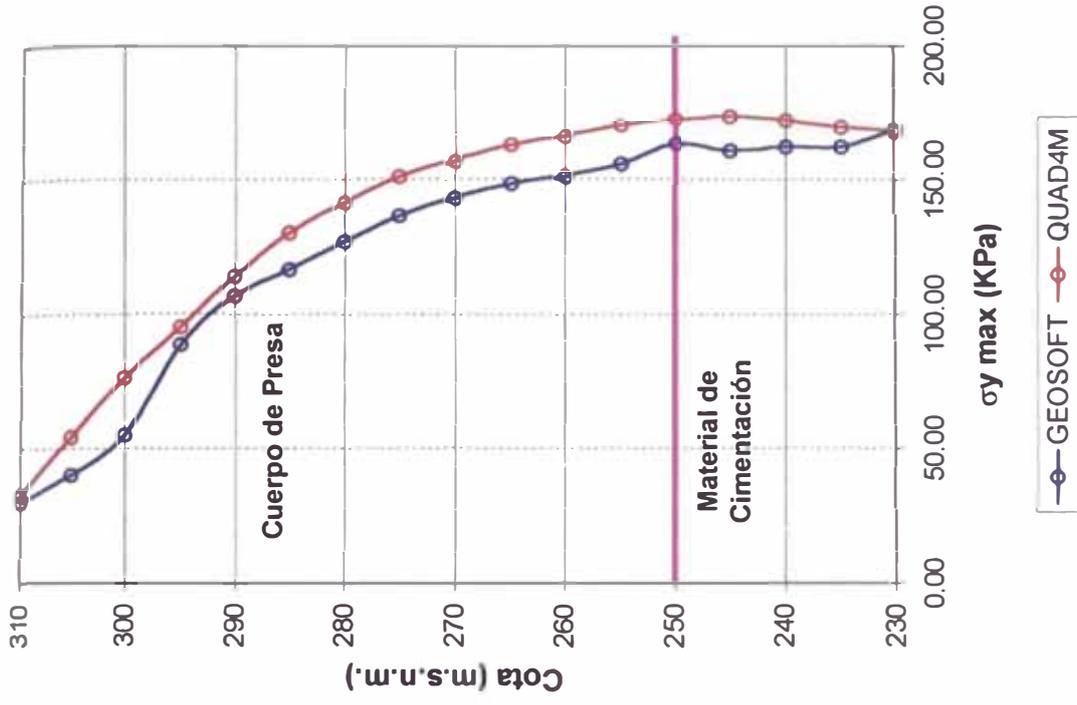


Fig. 6.114 : Variación de los Esf. Verticales Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Ljolloco-Chile 03/85 S 80° E – P. Palo Redondo

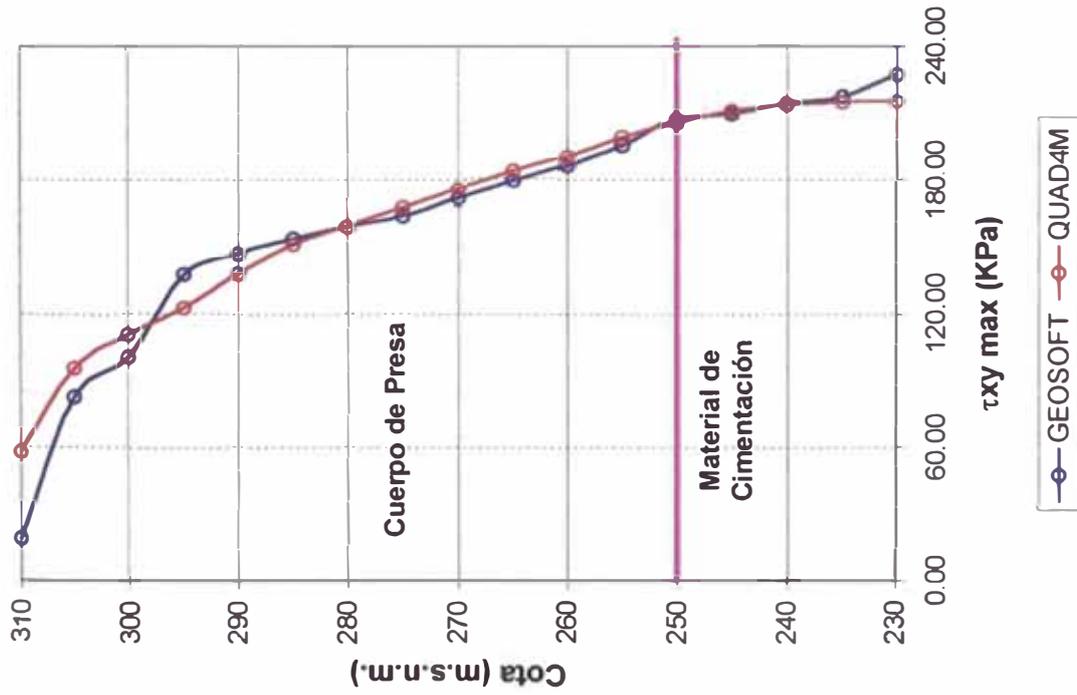


Fig. 6.115 : Variación de los Esf. Cortantes Máximos en el Corte 2-2 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – P. Palo Redondo

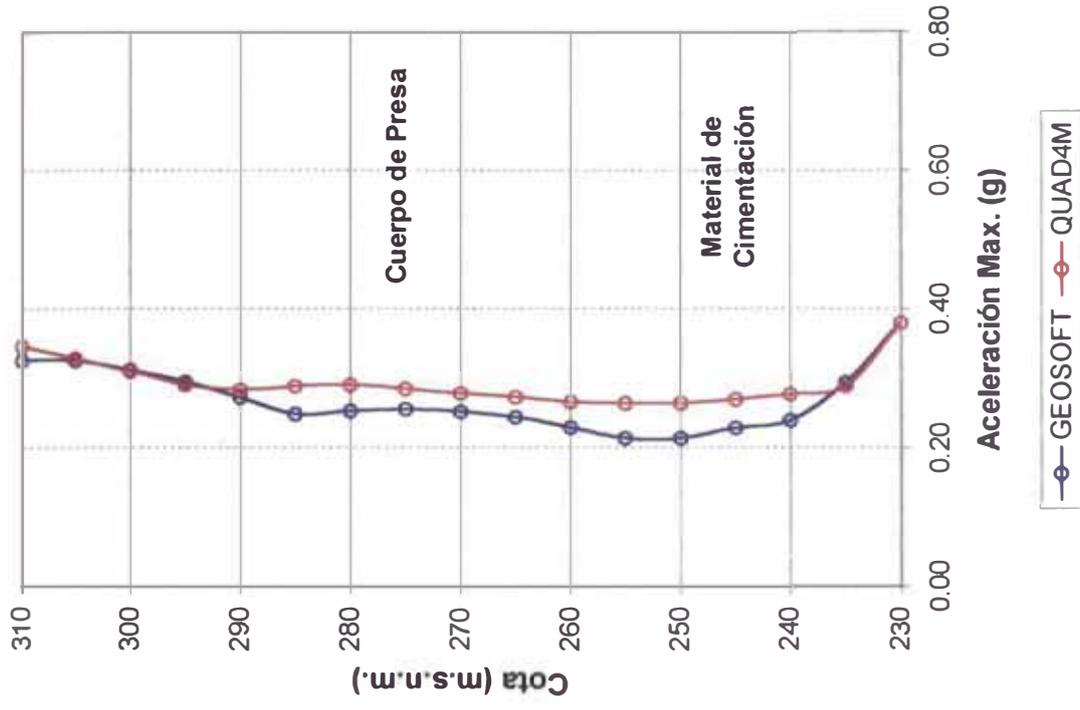


Fig. 6.116 : Variación de las Aceleraciones Máximas en el Corte 2-2 obtenidos con análisis bidimensionales Sismo Llolleo-Chile 03/85 S 80° E – P. Palo Redondo

CAPITULO 7

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- En este trabajo se realizó una metodología de análisis dinámico para presas de tierra, siguiendo el procedimiento de etapas de análisis : Primera etapa :análisis pseudo-estático. Segunda etapa : procedimientos simplificados de deformaciones permanentes. Tercera etapa : análisis riguroso de la respuesta sísmica. Se comprueba además que para presas de tierra de pequeña y mediana altura, los análisis pseudo-estáticos realizados con un apropiado coeficiente sísmico y una verificación de sus deformaciones permanentes pueden ser suficientes para estos casos.
- Debido a las limitaciones de la selección de un adecuado coeficiente sísmico, el análisis pseudo-estáticos no es suficiente para estructuras de tierra de gran altura. Para esto existen diversos procedimientos más sofisticados de respuesta dinámica. No obstante, los métodos pseudo-estáticos siguen en vigencia por su sencillez y rapidez en el diseño de presas pequeñas y de mediana altura.
- El análisis de estabilidad pseudo-estático se aplica a presas o diques de enrocado, rellenos cohesivos y arenas compactadas.
- La zonificación del coeficiente sísmico propuesto por Ruesta et al. (1988), no exime al diseñador a la realización de estudios de peligro sísmico para el diseño definitivo de presas importantes.
- Para presas de enrocado los coeficientes sísmicos son menores que para presas de tierra debido a que estas presentan un mayor ángulo de fricción interna y generalmente no presentan problemas de presión de poros.

Para las presas construidas de o sobre suelos granulares saturados, sueltos a medianamente densos (presas de relave), sometidas a movimiento fuertes, una causa principal de daño o falla es el incremento en la presión de poros en el suelo granular y la posible pérdida de la mayor parte de su resistencia, producto de este aumento de presión de poros (licuación). No es posible predecir este tipo de falla mediante análisis pseudo-estáticos. En este caso se requiere un procedimiento de análisis dinámico (Seed y Harder, 1990), que proporcione una base más confiable para evaluar el comportamiento de este tipo de presa. Esto significa realizar un análisis de estabilidad post-sismo. Este procedimiento no fue aplicado en los casos estudiados.

El método de deformaciones permanentes de Newmark sólo puede ser aplicado si previamente se realiza un análisis de respuesta sísmica para el cálculo de las aceleraciones promedio inducidas para una masa potencial de falla a cualquier estructura de tierra. Para la aplicación de este método se recomienda una apropiada selección de las propiedades dinámicas de los materiales.

Se verificó además que el método de arma es aplicable a cualquier tipo de estructura de tierra, además este procedimiento no es conservador. Cabe recalcar que este procedimiento también puede ser empleado para tener en cuenta el incremento de la presión de poros dentro de la estructura. (arma, 1975)

Se comprueba que el método de Makdisi y Seed es un método muy simple de aplicar, ya que no requiere mayores cálculos. Aunque su uso es demasiado conservador para ciertos casos, pero es suficiente para verificar las deformaciones permanentes en las estructuras de tierra cuando las estructuras de tierra son hasta de mediana altura.

Para el caso de la Presa Pomacocha se verifica que esta es capaz de resistir un movimiento sísmico fuerte con pequeñas deformaciones. En el caso de Palo

Redondo también se verificó este comportamiento aunque sus parámetros de resistencia son demasiado conservadores.

- El uso de los procedimientos unidimensionales no son recomendables para un estudio definitivo pero si para tener una noción preliminar cuando no se tiene a mano otras herramientas.
- El análisis de estabilidad dinámico riguroso o de respuesta sísmica se aplica a presas o diques de arenas medianamente densas o cimentación similar. Se debe tener muy en cuenta el método de análisis a emplear, los programas más idóneos y la interpretación de resultados.
- Para el uso correcto de nuevos programas de computo se recomienda la verificación de los resultados obtenidos con los de otro programa de cómputo anteriormente utilizado.
- El análisis riguroso requiere determinar los esfuerzos estáticos iniciales antes que se produzca el movimiento sísmico. Para este caso se comprueba que los métodos de elementos finitos son adecuados para simular la secuencia constructiva y la respuesta dinámica posterior.
- La evaluación de la estabilidad sísmica en el caso de presas de tierra y relaves está referida a su capacidad para soportar las sollicitaciones dinámicas, manteniendo su integridad y operatividad durante y después de la ocurrencia del evento sísmico.
- Del análisis de los casos presentados se concluye que el procedimiento de evaluación propuesto es el más indicado pues se verificó la validez de éste.
- Cabe indicar que la experiencia del proyectista juega un rol muy importante para la selección de los procedimientos, programas, métodos y parámetros más adecuados.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALVA, J., MENESES, J. y GUZMAN, V. – Distribución de máximas intensidades sísmicas observadas en el Perú, V Congreso Nacional de Ingeniería Civil, Tacna, Perú, 1984.
- AMBRASEYS, N.M. and SARMA, S.K. – The response of earth dams to strong earthquakes, *Geotechnique*, 1967.
- BARTON, N. and KJAERNSLI, B. – Shear strength of rockfill, *JGED, ASCE*, Vol. 107, GT7, 1981, pp. 873-891.
- BATHE, K.J. and WILSON, E.L. – Stability and accuracy analysis of direct integration methods, *JEESD*, Vol. 1, 1973, pp. 283 – 291.
- BERROCAL J. – South American seismotectonics from SAAS data, Thesis submitted for the Degree of Doctor of Philosophy in the University of Edinburg, 1974.
- BERROCAL, J., DEZA, E. y SHIKIYA, J. – Estudio de sismicidad para el Proyecto de Derivación del Río Mantaro a Lima, Informe del Instituto Geofísico del Perú a ELECTROPERU S.A., 1975.
- CARRIÓN, M. y PARRA, D. – Análisis de estructuras geotécnicas asistido por computadora, VI Congreso Nacional de Estudiantes de Ingeniería Civil, 1998.
- CASAVARDE, L y VARGAS, J. – Zonificación sísmica del Perú, II Seminario Latinoamericano de Ingeniería Sismo-Resistente, Organización de Estados Americanos y Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima, Perú, 1980.

- CASTILLO, J. y ALVA, J. – Peligro Sísmico en el Perú, VII Congreso Nacional de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones, Lima, 1993, pp. 409-431.
- CLOUGH, R.W. – The finite element method in structural mechanics stress analysis, John Wiley & Sons Inc., London, 1965.
- CLOUGH, R.W. and CHOPRA, A.K. – Earthquake stress analysis in earth dams, JEMD, ASCE, Vol. 92, No. EM2, 1966, pp. 197 – 212.
- COOK, R., MALKUS, D. and PLESHA, M. – Concepts and applications of finite element analysis, Third Edition, John Wiley & Sons Inc., New York, 1989.
- COOLEY, J.W. and TUKEY, J.W. – An algorithm for the machine calculations of Complex Fourier series, Mathematics of Computation, Vol. 19, No. 90, 1965.
- CORNELL, A. – Engineering seismic risk analysis, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 58, No. 5. 1968, pp. 1538-1606.
- DAKOULAS, P. and GAZETAS, G. – A class of inhomogeneous shear models for seismic response of dams and embankments, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 4, No. 4, 1985.
- DESAI, C.S. and ABEL, J.F. – Introduction to the finite element method, Van Nostrand Reinhold Co., New York, 1972.
- DEZA, E. y CARBONELL, C. – Regionalización sismotectónica preliminar del Perú, IV Congreso Peruano de Geología, Lima, Perú, 1978.
- DIBAJ, M. and PENZIEN, J. – Nonlinear seismic response of earth structures, Report No. EERC 69-2, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1969.

- DORBATH, L., CISTERNAS, A. and DORBATH, C. – Assessment of the size of large and great historical earthquakes in Peru, Bulletin of Seismological Society of America, Vol. 80, No 3, 1990, pp. 551-576.
- DUNCAN, J.M. and CHANG, C.Y. – Nonlinear analysis of stress and strain in soils, JSMFD, ASCE, Vol. 96, No. SM5, 1970, pp. 1629-1652.
- DUNCAN, J.M., BYRNE, P., WONG, K.S. and MABRY, P. – Strength, stress-strain and Bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses, Geotechnical Engineering Research Report No. UCB/GT 80-01, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1980.
- DUNCAN, J.M., SEED, R.B., WONG, K.S. and OZAWA, Y. – FEADAM84 : A computer program for finite element analysis of dams, Department of Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, 1984.
- GAZETAS, G. – Shear vibrations of vertically inhomogeneous earth dams, IJNAMG, 1982.
- GAZETAS, G. – Seismic response of earth dams : Some recent developments, JSDEE, Vol. 6, No. 1, 1987, pp. 2-47.
- HARDIN, B. O. and DRNEVICH, V.P. – Shear modulus and damping in soils. Design Equations and Curves, JSMFD, ASCE, Vol. 98, No SM7, 1972, pp. 667-692.
- HATANAKA, M. – 3-Dimensional consideration on the vibration of earth dams, Journal Japan Society : Civil Engineers, 1952.
- HUDSON, M., IDRIS, I.M. and BEIKAE, M. – QUAD4M : A computer program to evaluate the seismic response of soil structures using finite element procedures and

- incorporating a compliant base, Department of Civil and Environmental Engineering, University of California, 1994.
- IDRISS, I.M. and SEED, H.B. – The response of earth banks during earthquakes, Research Report, Soil Mechanics and Bituminous Materials Research Laboratory, University of California, Berkeley, California, 1966.
- IDRISS, I.M. and SEED, H.B. – Seismic response of horizontal soil layers, JSMFD, ASCE, Vol. 94, No. SM4, 1968.
- IDRISS, I.M. and SUN, J.I. – SHAKE 91 : A computer program for conducting equivalent linear seismic response analyses of horizontally layered soil deposits, National Institute of Standards and Technology of Maryland and University of California, Davis, 1992.
- IDRISS, I.M., LYSMER, J., HWANG, R. and SEED, H.B. – 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, 1973.
- ISACKS, B., OLIVER, J. and SYKES, L.R. – Seismology and global tectonics, Journal of Geophysical Research, Vol. 73, No. 18, 1968, pp. 5855-5899.
- KAGAWA, T. – SHAKE 21 : New approach to earthquake response analyses of horizontally layered soil stress using the equivalent linear method, Wayne State University, Detroit, 1995.
- KANAI, K. – Relation between the nature of surface layer and the amplitude of earthquake motions, Bulletin, Tokio Earthquake Research Institute, 1951.
- LEPS, T.M. – Review of shearing strength of rockfill, JSMFD, ASCE, Vol. 96, SM4, 1970, pp. 1159-1170.

- LYSMER, J. and KUHLEMEYER, R.L. – Finite dynamic model for infinite media, JEMD, ASCE, Vol. 95, No. EM4, 1969, pp. 859-877.
- LYSMER, J., SEED, H.B. and SCHNABEL, P.B. – Influence of base rock characteristics on ground response, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 61, No. 5, 1971, pp. 1213-1232.
- MACHARE, J., LEUREYRO, J. y SEBRIER, M. – Actualización del Mapa Neotectónico del Perú a escala 1:2000000, VII Congreso Peruano de Geología, Lima, Perú, 1991.
- MAKDISI, F.I. and SEED, H.B. – A simplified procedure for estimating earthquake-induced deformations in dams and embankments. Report No. UCB/EERC 77/19, University of California, Berkeley, 1977.
- MAKDISI, F.I., KAGAWA, T. and SEED, H.B. – Seismic response of earth dams in triangular canyons, JGED, ASCE, Vol. 108, No. GT10, 1982, pp. 1328-1337.
- MARACHI, N.D., CHAN, C.K. and SEED, H.B. – Evaluation of properties of rockfill materials, JSMFD, ASCE, Vol. 98, SM1, 1972, pp. 95-113.
- MARSAL, R.J. – Enrocamientos, gravas y mezclas de enrocamiento-suelo, V Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Buenos Aires, Tomo IV, 1975, pp. 151-162.
- MARTIN, G.R. – The response of earth dams to earthquakes, PhD. Thesis, University of California, Berkeley, 1965.
- MATTHIESEN, R.B., DUKE, C.M., LEEDS, D.J. and FRASER, J.C. – Site characteristics of Southern California strong motion earthquake stations, Part Two, Report No. 64-15, Department of Engineering, University of California, Los Angeles, 1964.

- McGUIRE, R. – Seismic structural response risk analysis incorporating peak response regressions on earthquake magnitude and distance, MIT Report R74-51, Cambridge, Mass, 1974.
- McGUIRE, R. – Fortran computer program for seismic risk analysis, Open-File Report 76-67, U.S. Geological Survey, 1976.
- MONONOBE, N., TAKATA, A. and MATUMURA, M. – Seismic stability of earth dam, Proceeding Second Congress on Large Dams, Vol. IV, Washington, 1936.
- NEWMARK, N.M. – Effects of earthquakes in dams and embankments, Geotechnique, Vol. 15 No. 2, 1965, pp. 139-160.
- ROESSET, J.M. and WHITMAN, R.V. – Theoretical background for amplification studies, Research Report No R69-15, Soils Publications No. 231, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, 1969.
- RUESTA, P., DIAZ, J. y ALVA, J. – El coeficiente sísmico en el diseño de presas de tierra y enrocado. VII Congreso Nacional de Ingeniería Civil, 1988, pp. 197-218.
- SARMA, S.K. – Seismic stability of earth dams and embankments, Geotechnique, Vol. 25 No. 4, 1975, pp. 743-761.
- SCHNABEL, P.B., LYSMER, J. and SEED, H.B. – SHAKE : A computer program for earthquake response analysis of horizontally layered soils, Report No EERC 72-12, University of California, Berkeley, 1972.
- SEED, H.B. – Considerations in the earthquake resistant design of earth and rockfill dams, Geotechnique, Vol. 29 No. 3, 1979, pp. 215-263.

- SEED, H.B. and IDRIS, I.M. – Influence of soils conditions on ground motions during earthquakes, JSMFD, ASCE, Vol. 95, No. SM1, 1969, pp. 99-137.
- SEED, H.B. and IDRIS, I.M. – Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis, Report No EERC 70-10, University of California, Berkeley, 1970.
- SEED, H.B. and MARTIN, G.R. – The seismic coefficient in earth dam design, JGED, ASCE, 1966.
- SEED, H.B., LEE, K.L. and IDRIS, I.M. – An analysis of Sheffield dam failure, JSMFD, ASCE, Vol. 95, No. SM6, 1969, pp. 1453-1490.
- SEED, H.B., MAKDISI, I.F. and DE ALBA, P. – Performance of earth dams during earthquakes, JGED, ASCE, Vol. 104, No. GT7, 1978, pp. 967-998.
- SEED, H.B., LEE, K.L., IDRIS, I.M. and MAKDISI, F.I. – The slides in the San Fernando dams during the earthquake of February 9th, 1971, JGED, ASCE, Vol. 101 No. GT7, 1975, pp. 651-688.
- SEED, H.B., WONG, R.T., IDRIS, I.M. and TOKIMATSU, K. – Moduli and damping factors for dynamic analysis of cohesionless soils, Report No EERC 84-14, University of California, Berkeley, 1984.
- SEED, R.B. and HARDER, L.F. – SPT-Based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength, Proc. Of H. Bolton Seed Memorial Symposium, Berkeley, CA, May, Vol. 2, pp. 351-376, 1990.
- SILGADO, E. – Historia de los sismos más notables ocurridos en el Perú (1513-1974), Instituto de Geología y Minería, Boletín No. 3, Serie C, Geodinámica e Ingeniería Geológica, Lima, Perú, 1978.

SISRA, Catálogo de terremotos para América del Sur, Volúmenes 7a, 7b y 7c, Proyecto SISRA, Centro Regional de Sismología para América del Sur, Lima, Perú, 1985.

SUN, J.I., GOLESORKHI, R. and SEED, H.B. – Dynamic moduli and damping ratios for cohesive soils, Report No EERC 88-15, University of California, Berkeley, 1988.

VALERA, J.E. – Seismic interaction of granular soils and rigid retaining structures, Ph. D. Dissertation, University of California, Berkeley, 1968.

WILSON, E.L. – A computer program for the dynamic stress analysis of underground structures, Structural Engineering Laboratory Report No 68-1, University of California, Berkeley, California, 1968.

XU, Z. – Simplified effective stress procedure for evaluating seismic response of earth dams in 3-D. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Paper No. 528, 1996.